



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة عبد الحميد بن باديس مستغانم
Université Abdelhamid ben Badis de Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculté des Sciences et de la Technologie



Département de Génie Civil & Architecture

N° d'ordre : **M** /GCA/2016

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Thème

**Étude d'une tour (R+9 à usage d'habitation +
Sous-sol) à Mostaganem**

Présenté par :

1. M^{lle} BELDJILALI Fouzia
2. M^{lle} BOURAHLA Aicha

Soutenu le 09/ 07/ 2019 devant le jury composé de :

Président : Mr.RAZIGUA Ahmed

Examineur : Dr. MALIKI Mustapha

Encadreur : Mr.BESSAI Touhami

Année Universitaire : 2018 / 2019

DEDICACE

Nous dédions ce modeste travail a :

- ❖ Nos chers parents pour leur encouragement et leur soutien.
- ❖ Nos frères et sœurs.
- ❖ Toute notre famille et nos amis (es).
- ❖ A tout nos enseignants.
- ❖ A l'ingénieur d'état en génie civil Mr. BENCHAAABANE pour son aide.
- ❖ Tous ceux qui ont participés de loin ou de près à la réalisation de ce travail ;

Remerciements:

Nous remercions dieu de nous avoir donné le courage et la volonté d'avoir réalisé ce travail.

Nous tenons à remercier notre encadreur Mr BESSAI Touhami, pour son aide et ces conseils judicieux durant cette année.

Nos vifs remerciements sont adressés aux membres du jury, de nous avoir honoré de leur présence et d'avoir voulu évaluer notre travail.

Notre gratitude et nos chaleureux remerciements s'adressent également à tous les enseignants de génie civil.

Nous remercions ainsi nos très chers parents ; sœurs et frères pour leurs soutiens et leurs patiences.

Je tiens à remercier Benyahia Yasser pour l'amitié, et l'encouragement.

Enfin, nous remercions tous ceux et celles, qui nous ont aidé de loin ou de près pour l'élaboration de ce travail.

SOMMAIRE

Chapitre I : Introduction et hypothèse de calcul

I.1: Introduction -----	01
I.2: Présentation du projet -----	02
I.3: Caractéristiques générales -----	02
I.3.1: Caractéristiques géométriques -----	02
I.3.2: Caractéristiques techniques -----	03
I.3.3: Caractéristiques géotechnique -----	03
I.3.4: Caractéristiques mécaniques des matériaux -----	04
I.3.4.1: béton -----	04
I.3.4.2: Acier -----	06

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments résistants

II.: Pré dimensionnement des Poutres -----	11
II.1: Introduction -----	11
II.1.1: Poutre principales -----	11
II.1.2: Poutre secondaires -----	12
II.2: Pré dimensionnement des Planchers -----	12
II.2.1: Planchers à dalle pleine -----	12
II.2.2: Plancher à corps creux -----	14
II.3: Descente des charges -----	14
II.3.1: Plancher terrasse inaccessible -----	14
II.3.2.: Plancher étage courant -----	15
II.3.3: dalle pleine du (RDC) -----	16
II.4: Pré dimensionnements des Poteaux -----	16
II.5: Pré dimensionnements des voiles -----	21
II.5.1: voiles de contreventement -----	21
II.5.2: voiles d'ascenseur -----	23
II.5.3: voiles périphérique -----	23

Chapitre III : Etude des planchers

III.1: Introduction -----	25
III.2: Plancher à corps creux -----	25
III.2.1: Détermination des dimensions des poutrelles -----	26

III.2.2: Ferrailage de la table de compression -----	27
III.2.3: Etude des poutrelles -----	28
III.2.3.1: Condition d'application de la méthode forfaitaire -----	34
III.2.3.2: Application de la méthode Caquot-----	34
III.2.4: Détermination des armatures -----	44
III.2.5: Calcul des armatures transversales ---	47
III.2.6: Vérification de la flèche -----	49
III.3: Plancher à dalle pleine -----	52
III.3.1: méthode de calcul-----	52
III.3.2: évaluation des charges et combinaison fondamentale -----	53
III.3.3: Calcul du ferrailage de la dalle pleine -----	60
III.3.4: Vérification des contraintes de cisaillement -----	66
III.3.5: Vérification de la flèche -----	66

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

IV.1: Introduction-----	69
IV.2: Etude de l'acrotère-----	69
IV.2.1: définition -----	69
IV.2.2: calcul du ferrailage-----	69
IV.2.3: Détermination des sollicitations -----	70
IV.2.4: Détermination de la section des armatures -----	70
IV.2.5 : Vérification des contraintes de cisaillement:-----	74
IV.3: Etude du balcon-----	75
IV.3.1 Etude des balcons (1 cas) -----	75
IV.3.2- Calcul du ferrailage -----	77
IV.3.3 Etude des balcons (2 cas) -----	79
IV.3.4- Calcul du ferrailage - -----	81
IV.3.5- Calcul de la flèche - -----	84
IV.4- Etude des escaliers-----	84
IV.4.1- Définition -----	84
IV.4.2- Eléments constitutifs -----	85
IV.4.3-Pré-dimensionnement -----	86
IV.4.4- Descente de charges-----	86
IV.4.5- Calcul du ferrailage-----	88

Chapitre V: Etude sismique

V.1: Introduction -----	99
V.2: méthode de calcul -----	99
V.2.1: Méthode statique équivalente -----	99
V.2.2: Méthode dynamique -----	101
V.3: Etapes de modélisation -----	102
V.4: Interprétation des résultats -----	104
V.4.1: Vérification de la résultante des forces sismiques-----	104
V.4.2: Nombre de modes à considérer -----	107
V.4.3: Vérification de la période -----	108
V.4.4: Calcul et vérification des déplacements -----	108
V.4.5: Justification vis-à-vis de l'effort $P-\Delta$ -----	110

Chapitre VI : Etude des portiques

VI.1: Introduction -----	113
VI.2: Définition -----	113
VI.2.1: Poteaux -----	113
VI.2.2: Poutres -----	113
VI.3: Ferrailage des portiques -----	113
VI.3.1: Combinaisons d'actions -----	113
VI.3.2: Ferrailage des poutres -----	114
VI.3.3: Ferrailage des poteaux -----	121

Chapitre VII : Etude des voiles

VII.1: Introduction -----	143
VII.2: Ferrailage des voiles de contreventement -----	143
VII.2.1: les armatures verticales -----	143
VII.2.2: les armatures horizontales -----	144
VII.3: étude des voiles périphérique -----	149

Chapitre VIII : Etude des fondations

VIII.1: Introduction -----	158
VIII.1.2: Calcul des semelles -----	158
VIII.2: étude du radier -----	159
VIII.2.1: généralité -----	159
VIII. 2.2: Pré-dimensionnement du radier -----	159
VIII.2.3: Détermination des sollicitations -----	163
VIII.3: Ferrailage du radier -----	168
VIII.3.1: Ferrailage de la dalle -----	168
VIII.3.2: Ferrailage du débordement -----	176
VIII.4: Ferrailage des poutres -----	177

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Introduction et hypothèse de calcul

Tableau I.1 : Les différents types d'aciers utilisés et leurs caractéristique -----	07
Tableau I.2 : Matériaux de construction -----	09

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments résistants

Tableau II.1 : Tableau récapitulatif des sections des poutres -----	12
Tableau II.2 : Tableau récapitulatif des charges et combinaisons des charges -----	16
Tableau II.3: Tableau récapitulatif des sections des poteaux -----	24

Chapitre III : Etude de planchers

Tableau III.1: Tableau récapitulatif des sollicitations du type 1 (terrasse) -----	41
Tableau III.2: Tableau récapitulatif des sollicitations du type 2 (terrasse) -----	42
Tableau III.3: Tableau récapitulatif des sollicitations du type 3 (terrasse) -----	42
Tableau III.4: Tableau récapitulatif des sollicitations du type 4 (terrasse) -----	43
Tableau III.5: Tableau récapitulatif des moments et des efforts tranchants(Max) -----	44
Tableau III.6: Tableau de ferrailage de la poutrelle du plancher terrasse -----	52
Tableau III.7: Tableau récapitulatif des moments-----	59
Tableau III.8: Tableau récapitulatif des moments fléchissant des panneaux en appui et en travée-----	60
Tableau III.9: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales-----	60

Etude des éléments secondaires

Tableau IV : Tableau récapitulatif des moments et des efforts tranchants(Max) -----	93
--	----

Chapitre V: Etude sismique

Tableau V.1: Valeur des pénalités P_q -----	106
Tableau V.2: Période et facteur de participation modale -----	108
Tableau V.3: Tableau récapitulatif pour vérification de déplacement du plancher -----	109
Tableau V.4: Tableau récapitulatif du l'effort $P-\Delta$ -----	111

Chapitre VI : Etude des portiques

Tableau VI.1 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et effort tranchant -----	115
Tableau VI.2: Tableau récapitulatif des ferrailages des poutres -----	120
Tableau VI.3: Tableau récapitulatif des sollicitations -----	126
Tableau VI.4: Tableau récapitulatif des ferrailages des poteaux -----	140

Chapitre VII : Etude des voiles

Tableau VII.1 : Tableau récapitulatif des sollicitations N, M des armatures -----	149
Tableau VII.2: Tableau récapitulatif des sollicitations -----	152

Chapitre VIII : Etude des fondations

Tableau VIII.1 : Dimensions des poutres -----	163
Tableau VIII.2: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales appuis et travées-----	169
Tableau VIII.3: Tableau récapitulatif des sollicitations et des armatures-----	179

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Introduction et hypothèse de calcul

Figure I.1 : Vue de face du bâtiment-----	02
Figure I.2 : Diagramme contraintes déformations du béton (ELU) -----	06
Figure I.3 : Diagramme contraintes déformations du béton (ELS) -----	06
Figure I.4 : Diagramme contraintes déformations pour tous les aciers -----	08

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments résistants

Figure II.1 : Section transversale d'une poutre -----	11
Figure II.2 : dimension d'un panneau -----	12
Figure II.3 : corps creux -----	13
Figure II.4 : Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible -----	14
Figure II.5 : Coupe transversale d'un plancher étage courant -----	15
Figure II.6 : Schéma de la loi de dégression -----	17
Figure II.7 : coupe A A-----	17
Figure II.8 : schéma présentatif d'un étage courant-----	18
Figure II.9 : Section réduite du béton-----	18
Figure II.10 : section afférente-----	29
Figure II.11 : voile en élévation-----	21
Figure II.12 : Vue en plan de la cage d'ascenseur -----	23

Chapitre III : Etude des planchers

Figure III.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux -----	26
Figure III.2 : Dimension des poutrelles -----	26
Figure III.3 : Section de calcul -----	27
Figure III.4 : définition des moments-----	29
Figure III.5 : moment sur appui intermédiaires -----	30
Figure III.6 : représentation de méthode Caquot-----	31
Figure III.7 : schéma statique d'une poutre-----	31
Figure III.8 : Type des poutrelles -----	33
Figure III.9 : diagramme des moments fléchissent Elu poutrelle type 1-----	40
Figure III.10 : diagramme des moments fléchissent Els poutrelle type 1-----	40
Figure III.11 : diagramme de l'effort tranchant -----	40
Figure III.12 : section de calcul-----	44
Figure III.13 :section de calcul en travée. -----	44
Figure III.14 : section de calcul en appui -----	46

Figure III.15: influence de l'effort tranchant sur un appui de rive-----	47
Figure III.16: influence de l'effort tranchant sur un appui intermédiaire-----	47
Figure III.17 : coordonnées de centre de gravité -----	50
Figure III.18 : dimensions d'un panneau de dalle -----	53
Figure III.19: enrobage -----	53
Figure III.20: schéma représentatif des différents types des panneaux de dalle avec diagramme de moment fléchissant -----	55
Figure III.21: panneau continues au –delà de leurs appuis -----	56
Figure III.22:panneau de rive dont un deux appui assure un encastrement partiel ---	56
Figure III.23: panneau de rive dont un seul appui assurent un encastrement partiel	56
Figure III.24: Section de calcul en travée -----	61
Figure III.25: Section de calcul en appui -----	62
Figure III.26: Section de calcul en travée -----	63
Figure III.27: Section de calcul en appui -----	65

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

Figure IV.2.1 : Dimension de l'acrotère -----	69
Figure IV.2.2 : Coupe sur balcon -----	71
Figure IV.3.3 : Position de centre de pression -----	73
Figure IV.1 : coupe sur balcon type 1-----	75
Figure IV.1 : schéma statique du balcon-----	76
Figure IV.2 : Section de calcul -----	77
Figure IV.3 : schéma statique du balcon-----	81
Figure IV.4 : Section de calcul -----	81
Figure IV.1: Les éléments constitutifs d'un escalier -----	85
Figure IV.3.2 : Vue en plan de la cage d'escalier type 1-----	85
Figure IV.3.3: Schéma de la paillasse -----	86
Figure IV.3.5 : Schéma statique d'un escalier à paillasse avec palier de repos -----	88
Figure IV.3.6: Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à E.L.U -----	90
Figure IV.3.7: Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à E.L.S -----	93
Figure IV.3.8 : Section de calcul de la paillasse (travées) -----	94
Figure IV.3.9 : Section de calcul de la paillasse (appuis) -----	95
Figure IV.3.10 : Ferrailage de la paillasse -----	97

Chapitre V: Etude sismique

Figure V.1 : Interface de robot bat -----	103
--	-----

Chapitre VI : Etude des portiques

Figure VI. 1 Schéma d'une section de calcul-----	115
Figure VI.2 : Dessin de ferrailage de la poutre principale-----	120
Figure VI.3 : Dessin de ferrailage de la poutre secondaire-----	121
Figure VI. 4: Direction des moments et effort normal dans un poteau-----	122
Figure VI.5 : Zone nodale -----	123
Figure VI.6: Espacement entre les armatures longitudinales-----	124
Figure VI.7: Les armatures transversales dans la zone de recouvrement-----	125
Figure VI.8 : Section réduite du béton -----	126
Figure VI.9 : Schéma statique -----	128
Figure VI.10 : Schéma statique -----	129
Figure VI.11 : Schéma statique -----	131
Figure VI.12 : Schéma statique -----	133
Figure VI.13 : Schéma statique -----	135
Figure VI.14 : Schéma statique -----	137
Figure VI.15 : Zone nodale -----	138
Fig VI.16 : Schéma du ferrailage du pot 55x55 -----	140
Fig VI.17 : Schéma du ferrailage du pot 50x50 -----	140
Fig VI.18 : Schéma du ferrailage du pot 45x45 -----	141
Fig VI.19 : Schéma du ferrailage du pot 40x40 -----	141

Chapitre VII : Etude des voiles

Figure VII.1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles -----	144
Figure VII.2: Ferrailage du voile-----	149
Figure VII.3 : contrainte du voile -----	150
Figure VII.4 : Section de calcul en travée(x-x)-----	153
Figure VII.5 : Section de calcul en travée (y-y) -----	154
Figure VII.6 : Ferrailage du voile périphérique-----	156

Chapitre VIII : Etude des fondations

Figure VIII.1 : Semelle isolée -----	158
Figure VIII.2 : Schéma du radier -----	159
Figure VIII.3 : Dimensions du panneau de dalle -----	160
Figure VIII.4 : Dimensionnement du feuillet moyen -----	162
Figure VIII.5 : Dimensions du radier -----	162
Figure VIII.6 : Dimensionnement de la poutre -----	163
Figure VIII. 7: Schéma des contraintes du sol-----	165
Figure VIII.8 : Encrenage de la structure -----	168

Figure VIII.9 : enrobage -----	169
Figure VIII.10 : Section de calcul sens (x-x)-----	169
Figure VIII.11 : Section de calcul sens (y-y) -----	170
Figure VIII.12 : Section de calcul -----	176
Figure VIII.13 : Schéma statique de débordement -----	176
Figure VIII.14 : Distribution des charges sur les poutres aux sens principales -----	179
Figure VIII.15 : Distribution des charges sur les poutres aux sens secondaires -----	179

I.1- Introduction :

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans le processus de construction des ouvrages. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les années de formation.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière à :

- Rester apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.
- Ne doit pas s'endommager par des événements, tels que : explosion, choc ou conséquences d'erreurs humaines.
- Doit résister pour des degrés de fiabilité à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard du coût d'entretien.

Pour satisfaire aux exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés et pour ce faire ? il faut impérativement se munir de règlements propres à chaque pays.

Dans le cadre de cette étude, on utilisera le logiciel de calcul par éléments finis Autodesk Robot Structural Analysis Professional pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par les règlements suivants : RPA99 (version 2003), BAEL91, CBA93 et DTR.

Un certain nombre de vérifications à la sécurité et au service des éléments a été également effectué comme :

- ✚ Stabilité d'ensemble ;
- ✚ Effet P- Δ .
- ✚ Etat limite des déplacements inter-étage.
- ✚ Etat limite d'ouverture des fissures.
- ✚ Etat limite de compression de service dans le béton.

I.2- Présentation du projet :

Le bâtiment sujet de cette étude est une tour composée d'un sous-sol, RDC et neuf étages, dont le sous-sol est réservé à un parking, le RDC abrite des locaux à usage commercial et à usage d'habitation et le reste des étages sont à usage d'habitation.

L'ouvrage est implanté à ElHachem (Est de Mostaganem) qui est considérée par le règlement parasismique Algérien « RPA99 (version 2003) » comme une région de moyenne sismicité (zone IIa).

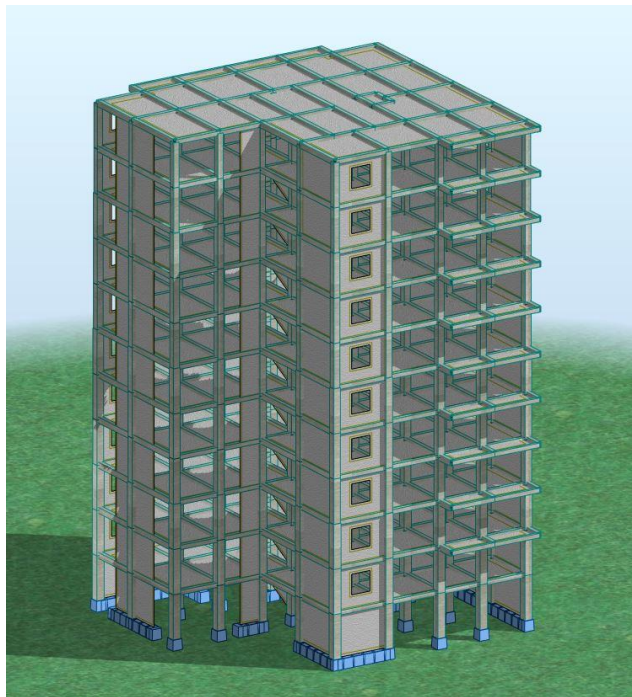


Fig1.1 :Vue de face du bâtiment

I.3- Caractéristiques générales :

I.3.1- Caractéristiques géométriques :

a-Dimensions en élévation :

- La hauteur totale :31.2 m
- La hauteur du sous sol : 2.89 m
- La hauteur du RDC : 3,06 m
- La hauteur des étages courants : 3,06 m

b-Dimensions en plan :

- La longueur du bâtiment en plan est : 21.35 m
- La largeur du bâtiment en plan est : 19.75 m

I.3.2- Caractéristiques techniques :

Notre bâtiment est contreventé par un système de portique auto stable poteaux-poutres contreventé par des voiles.

Le sous sol est réalisé après l'excavation des terres où il est délimité par un voile périphérique.

Selon l'article 2.5.4 du RPA99 (version 2003), les ouvrages doivent en général comporter :

a) Contreventements qui doivent être disposés de façon à :

- ✓ Reprendre les efforts horizontaux dus aux séismes.
- ✓ Reprendre une partie des charges verticales suffisante pour assurer leur stabilité.
- ✓ Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- ✓ Minimiser les effets de torsion.

b) Planchers :

On adopte deux types de planchers :

- Plancher à dalle pleine pour le RDC (Plancher bas).
- Plancher à corps creux pour le reste des étages.

c) Circulations verticales :

Les circulations verticales dans notre structure sont assurées par :

- Ascenseur : le bâtiment est équipé d'un ascenseur entouré par des murs voiles.
- Escalier : on a un type d'escalier :
 - Escalier à deux volées avec un palier intermédiaire.

I.3.3- Caractéristiques géotechniques :

Selon l'article 2.2 du RPA99 (version 2003), exception faite pour les constructions en (R+2) au maximum ou 11m de hauteur moyenne (type maison individuelle ou bâtiment assimilé dont la surface totale des planchers n'excède pas 400m²),

Les reconnaissances et études de sol sont obligatoires pour les ouvrages d'importance moyenne ou plus, implantés en zones de sismicité moyenne à élevée.

A partir du rapport géotechnique du sol, on a obtenu les informations suivantes :

- La contrainte admissible : $\bar{\sigma}_{sol} = 2.5bars$
- Poids volumique du sol : $\gamma_h = 17.00 KN/m^3$
- L'absence d'une nappe phréatique et galeries.

I.3.4- Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.3.4.1- Béton :

Le béton est un mélange complexe dans des proportions convenables de granulat, et liant (ciment) malaxé avec une eau de gâchage pour obtenir une pâte maniable.

Béton = Ciment + Gravier + Sable + eau de gâchage.

Le béton sera fabriqué mécaniquement suivant une composition qui respecte les normes prescrites par le règlement BAEL91 et tous les règlements applicables en Algérie.

La formulation standard est la suivante :

- Ciment utilisé CPJ CEM.II42.5 (dosage 350 kg /m³)
- Sable 400 litres/m³ (Ds ≤ 0,5 mm)
- Gravier 800 litres/m³ (3 ≤ Ds ≤ 25 mm)
- Eau de gâchage 160 à 180 litres/m³.

Selon les règles du BAEL91, on obtient les caractères des matériaux suivants :

A. Résistance à la compression:

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

Lorsque les sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge j jours (en cours d'exécution) est inférieur à 28, la résistance à la compression peut être obtenue par la formule suivante :

Pour $f_{cj} \leq 40\text{MPa}$ Avec : $j \leq 28$ jours

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83 j} f_{c28}$$

$f_{c28} = 25\text{MPa}$ (béton à usage courant).

B. Résistance à la traction :

La résistance à la traction d'un béton à 28 jours est donnée par la formule :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \Rightarrow f_{t28} = 2,1\text{MPa}.$$

C. Module de déformation longitudinale du béton:

- Module de déformation longitudinale instantanée est :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est donné par :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ Pour } j = 28 \text{ jours et } f_{c28} = 25\text{MPa} ; \text{ On a : } E_{i28} = 3,216 \times 10^4 \text{MPa}.$$

- Module de déformation longitudinale différée :

Pour les déformations différées du béton qui comprennent le retrait et le fluage, on considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation pour le calcul des déformations finales du béton, on utilise le module de déformation longitudinale différée E_{vj} qui est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ Pour } j=28 \text{ jours et } f_{c28} = 25\text{MPa} ; \text{ On a : } E_{v28} = 1,081 \times 10^4 \text{MPa.}$$

D. Coefficient de poisson:

Le coefficient de poisson du béton est pris égal à 0.2 pour le calcul des déformations et à 0 (zéro) pour le calcul des sollicitations. Pour le calcul des éléments bidimensionnels (dalles, coques,...), on prendra :

- ❖ $\nu = 0 \Rightarrow$ Etats limites ultimes (béton fissuré).
- ❖ $\nu = 0.2 \Rightarrow$ Etats limites de service (béton non fissuré).

E. Contraintes limites :

On distingue deux types de calcul :

- Etat limite ultime (E.L.U) et
 - Etat limite de service (E.L.S).
- Etat limite ultime (E.L.U) :

La contrainte limite ultime du béton comprimé :

$$\sigma_b = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : γ_b : Coefficient de sécurité.

$$\gamma_b \begin{cases} 1,15 & \text{Pour une situation accidentelle.} \\ 1,50 & \text{Pour une situation durable et transitoire.} \end{cases}$$

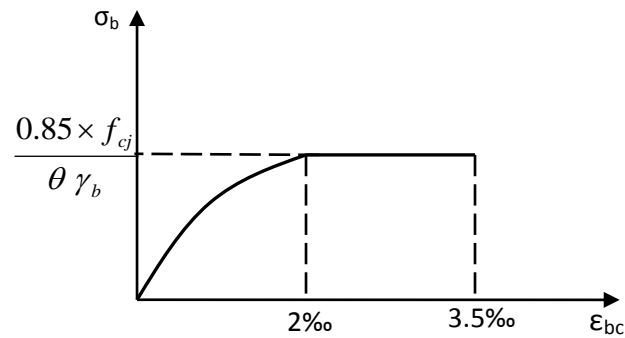


Fig. I.2: Diagramme contraintes - déformations de calcul du béton (E.L.U.)

➤ Etat limite service (E.L.S) :

A l'état limite de service, on limite la contrainte :

$$\bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28}$$

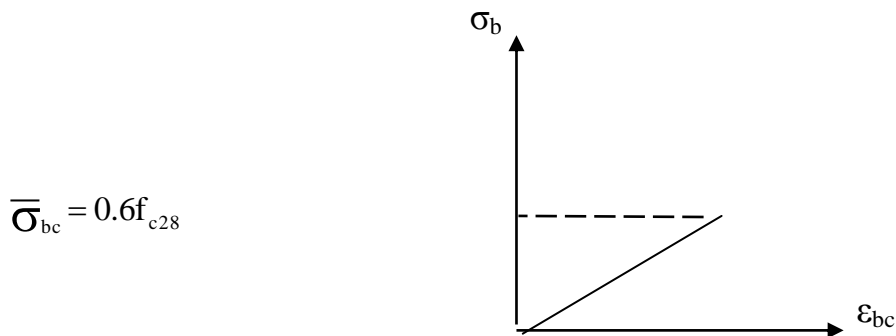


Fig. I.3: Diagramme contraintes – déformation de calcul du béton (E.L.S.)

I.3.4.2-Acier :

A. Types d'aciers utilisés :

Les types d'aciers utilisés sont:

- Barre à haute adhérence (HA) de nuance FeE400 pour les armatures longitudinales.
- Ronds lisses (RL) de nuance FeE235 pour les armatures transversales (cadres, épingles et étriers).
- Treillis soudés (TS) de nuance FeE520 pour $\Phi \leq 6\text{mm}$.
- Pour notre projet, on utilisera les aciers indiqués dans le tableau ci-dessous :

Tableau1.1 : Différents types d'aciers utilisés et leurs caractéristiques :

Aciers	Désignations	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Diamètres nominaux normalisés en [mm]	Utilisation
Ronds lisses (RL)	FeE235	235	6-8	Armatures transversales (cadres, épingles, étriers, des poutres et des poteaux)
Haute adhérence (HA)	FeE400	400	10-12-14-16-20-25	Armatures longitudinales
Treillis soudés (ronds lisses) TS	TLE520 $\varphi \leq 6\text{mm}$	520	$\varphi \leq 6\text{mm}$	Emplois courant pour : radiers, voiles, planchers et dalles.

B. Contrainte de calcul de l'acier (σ_s) :➤ Etat limite ultime de résistance (E.L.U) :

Le diagramme contrainte (σ_s)-déformation (ε_s) est conventionnellement défini ci-dessous, avec:

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

σ_s : Contrainte de l'acier ;

f_e : Limite d'élasticité de l'acier et

γ_s : Coefficient de sécurité.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Situation courante (normale).} \\ 1,00 & \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

ε_s : Allongement relatif de l'acier ($\varepsilon_s = \Delta L/L$)

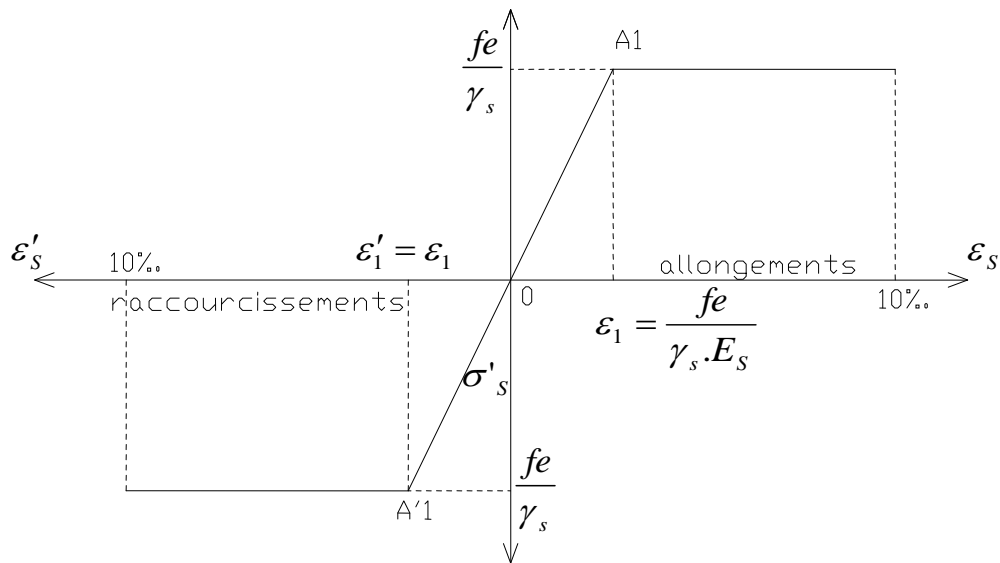


Fig. I.4: Diagramme contrainte déformation pour tous les aciers.

➤ Etat limite de service (E.L.S):

Selon les règles B.A.E.L.91:

- Fissuration peu nuisible \Rightarrow Aucune vérification pour σ_s ;
- Fissuration préjudiciable $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} fe ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$ et
- Fissuration très préjudiciable $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{1}{2} fe ; 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$.

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

$$\eta: \text{Coefficient de fissuration} = \begin{cases} 1 & \longrightarrow \text{Acier rond lisse.} \\ 1.6 & \longrightarrow \text{Acier haute adhérence.} \end{cases}$$

C. Module d'élasticité longitudinal de l'acier:

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à :

$$E_s = 200000 \text{ MPa} = 2 \times 10^6 \text{ bars.}$$

✚ Matériaux de construction :

Les matériaux utilisés dans les différentes constructions sont choisis selon plusieurs critères, à savoir :

- ✓ Le type de l'ouvrage et sa localisation.
- ✓ La compatibilité des différents produits entre eux.
- ✓ L'économie globale du projet.
- ✓ La réglementation en vigueur, à savoir : les règles de construction, les règles de sécurité, etc...

Dans notre projet on utilise :

Tableau.1.1 : Matériaux de construction :

Matériaux	Poids surfacique/volumique [KN/m ³]
Sable	17÷19
Gravier	17
Acier	78.5
Béton non armé	22
Béton armé	25
Ciment	18
Plâtre	10
Verre	25
Briques creuses :	
Ep = 10 cm	0.9
Ep = 15 cm	1.3
Etanchéité multicouche	6
Carrelage ou dallage collé	20
Mortier de ciment	20

II-Pré- dimensionnement des poutres

II.1-Introduction :

En construction, les poutres doivent avoir des sections régulières soient rectangulaires ou carrées. Ces sections sont obtenues en satisfaisant aux conditions suivantes :

- ✓ Critère de rigidité.
- ✓ Condition des Règles Parasismique Algériennes R.P.A 99 (Version 2003).

a) Critère de rigidité

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$0.4h_{pp} \leq b \leq 0.8h_{pp}$$

L:la porté de la poutre

h:la hauteur de la poutre

b:la largeur de la poutre

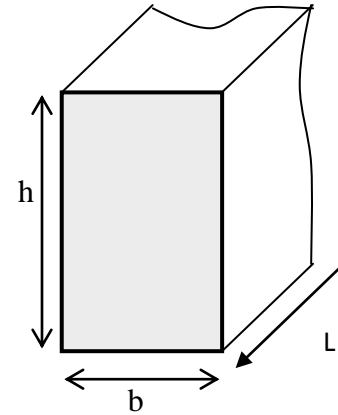


Fig. II.1: Section transversale d'une poutre

b) Vérification RPA 99 V2003 :

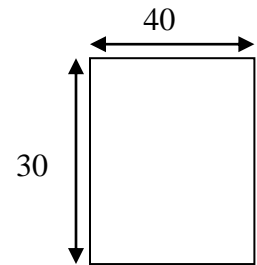
$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30cm \\ b \geq 20cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

II.1.1 Poutre principale :

$$L_{max} = 505m$$

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow \frac{505}{15} \leq h \leq \frac{505}{10} \Rightarrow 33 \leq h \leq 50.5$$

On prendra : *h* = 40cm et *b* = 30 cm



Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003):

- $b=35cm \geq 20cm$
 - $h=45cm \geq 30cm$
 - $\frac{h}{b} = \frac{45}{35} = 1,28 \leq 4$
- } \Rightarrow Conditions vérifiées

Donc la section de la poutre principale est de dimensions (30×40) cm²

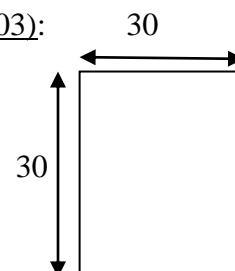
II.1.2- Poutre secondaire

$$L_{\max} = 420\text{m}$$

$$\Rightarrow \frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10} \Rightarrow 28 \leq h \leq 42\text{cm} \quad ; \text{ On prendra : } h=30\text{cm} \quad ; \quad b=30\text{cm}$$

Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003):

- $b=35\text{cm} \geq 20\text{cm}$
 - $h=55\text{cm} \geq 30\text{cm}$
 - $\frac{h}{b} = \frac{55}{35} = 1,57 \leq 4$
- } \Rightarrow Conditions vérifiées



- Donc la section de la poutre secondaire est de dimensions $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

Tableau II.1 : Tableau récapitulatif des sections des poutres:

Poutres	Section (b×h) cm ²
Poutres principales	$(30 \times 40) \text{ cm}^2$
Poutres secondaires	$(30 \times 30) \text{ cm}^2$

II.2- Pré-dimensionnement des planchers

On distingue deux types de planchers à utiliser :

- Planchers à corps creux
- Planchers à dalle pleine

II.2.1- Plancher à dalle pleine :

❖ Condition de résistance à la flexion :

Pour des raisons de flexibilité et de rigidité, la hauteur de la dalle h_d est donnée par:

❖ **Cas d'une dalle qui porte suivant un sens :**

- $\rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4$
- La charge doit être uniformément répartie.

$$\Rightarrow h_d = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30}\right)L_x$$

❖ **Cas d'une dalle qui porte suivant deux sens:**

- $0,4 \leq \rho \leq 1$
- La charge est uniformément répartie
- Ou bien dalle soumise à une charge concentrée

(Quelque soit la valeur de ρ .)

$$\Rightarrow h_d = \left(\frac{1}{50} \div \frac{1}{40}\right)L_x$$

Fig. II.3: Dimensions d'un panneau

Avec : $L_x \leq L_y$

L_x : Plus petite dimension du panneau de dalle

L_y : Plus grande dimension du panneau de dalle.

Pour le présent projet ; nous avons choisi :

- **Dalle pleine pour RDC (plancher bas):**

$$\begin{cases} L_x = 3,6\text{m} \\ L_y = 4,45\text{m} \end{cases} \quad \rho = \frac{4,6}{6,5} = 0,8 \Rightarrow 0,4 \leq \rho \leq 1$$

La dalle porte suivant les deux sens $\Rightarrow 7,2 \leq h_d \leq 9\text{cm} \Rightarrow h_d = 9\text{cm}$

L'épaisseur des dalles dépend souvent des conditions suivantes :

❖ Condition d'isolation acoustique:

- Contre les bruits aériens : $2500 \times h_d \geq 350\text{Kg/m}^2 \Rightarrow h_d = 14\text{cm}$.
- Contre les bruits impacts : $2500 \times h_d \geq 400\text{Kg/m}^2 \Rightarrow h_d = 16\text{cm}$.

❖ Condition de sécurité en matière d'incendie:

- Pour une heure de coupe-feu $\Rightarrow e = 7\text{ cm}$
- Pour deux heures de coupe-feu $\Rightarrow e = 11\text{ cm}$
- Pour un coupe-feu de quatre heures $\Rightarrow e = 17.5\text{ cm}$

Conclusion : Pour satisfaire les conditions ci-dessus, on prend une épaisseur de la dalle pleine de 16cm

II.2.2- Plancher à corps creux

Le plancher à dalle de compression

corps creux se compose d'une et du corps creux

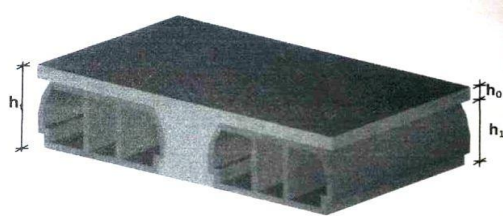


Fig. II.3 : Corps creux

- ht : Epaisseur totale du plancher ;

-h0 : Epaisseur de la dalle de compression ;

-h1 : Epaisseur du corps creux ;

L'épaisseur de ce plancher est déterminée par la condition de flèche :

$$\frac{L}{25} \leq ht \leq \frac{L}{20} \quad [\text{BAEL 91}] \quad \text{Avec :}$$

L : la plus grande portée entre nus d'appuis dans la direction de disposition des solives.

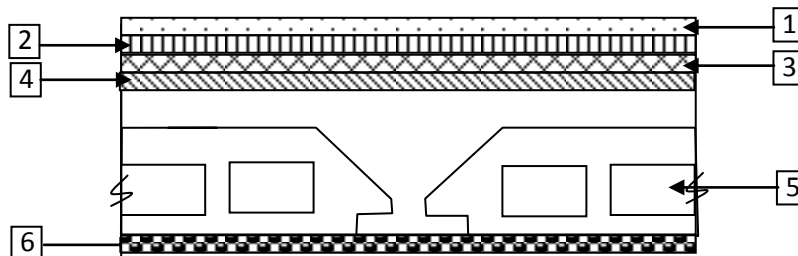
$L=420-60=360\text{cm} \Rightarrow 14.20 \leq h_t \leq 18 \Rightarrow$ On prendra $ht = (16+4) \text{ cm} = 20\text{cm}$ avec :

-h0 =4cm : Epaisseur de la dalle de compression.

-h1 =16cm : Epaisseur du corps creux.

II.3- Descente de charges

II.3.1- Plancher terrasse inaccessible



a-Charge **Fig II.4** : Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible

1- Protection en gravillon (0.05m).....	$0.05 \times 1700 = 85 \text{ kg/m}^2$
2- Etanchéité multicouche (0.02m).....	$0.02 \times 600 = 12 \text{ kg/m}^2$
3- Forme de pente (0.1m).....	$0.1 \times 2200 = 220 \text{ kg/m}^2$
4- Isolation liège (0.04).....	$0.04 \times 400 = 16 \text{ kg/m}^2$
5- Dalle en corps creux (16+4).....	$/ \dots = 320 \text{ kg/m}^2$
6- Enduit plâtre (0.02m).....	$0.02 \times 100 = 20 \text{ kg/m}^2$

Charges permanentes \Rightarrow **G=673 kg/m²**

b-Surcharge d'exploitation :

Terrasse inaccessible \Rightarrow **Q=100 kg/m²**

II.3.2- Plancher étage courant

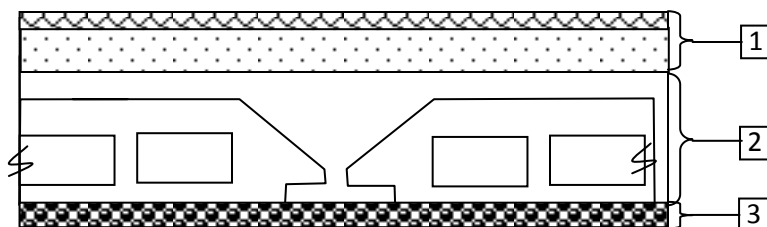


Fig. II.5 : Coupe transversale du plancher étage courant

a-Charge permanentes :

1-Carrelage (0.02).....	$2200 \times 0.02 = 44 \text{ kg/m}^2$
2-Mortier de pose (0.02).....	$2000 \times 0.02 = 40 \text{ kg/m}^2$
3-Lit de sable (0.02).....	$1800 \times 0.02 = 36 \text{ kg/m}^2$
4-Dalle en corps creux (16+4).....	$/ \dots = 320 \text{ kg/m}^2$
5-Enduit plâtre (0.02).....	$1000 \times 0.02 = 20 \text{ kg/m}^2$
6-cloison intérieure (0.1).....	$1000 \times 0.1 = 100 \text{ kg/m}^2$

Charge permanente \Rightarrow **G=560 kg/m²**

b-Surcharge d'exploitation :

Locaux à usage d'habitation $\Rightarrow Q=150 \text{ kg/m}^2$

II.3.3- Plancher a dalle pleine (RDC)

1-Carrelage (0.02m).....	2200×0.02=44 kg/m ²
2- Mortier de pose (0.02m).....	2000×0.02=40 kg/m ²
3- Lit de sable (0.02).....	1800 × 0.02= 36 kg/m ²
4- Dalle en BA (0.15).....	2500 × 0.15=375 kg/m ²
5- Enduit ciment (0.02).....	2000×0.02 = 40 kg/m ²

Charges permanentes $\Rightarrow G = 535\text{kg/m}^2$

Surcharge d'exploitation :

Locaux à usage d'habitation $\Rightarrow Q=350 \text{ kg/m}^2$

Tableaux II.2 : Tableau récapitulatif des charges et combinaisons des charges :

Charges [kg/m ²]	destination	G	Q	ELU	ELS	Bande de [m]	q _u [kg/m ²]	q _s [kg/m ²]
Etage								
Plancher terrasse	Terrasse inaccessible	673	100	1058.55	773	0.6	635.13	463.8
Etage courants	Habitation	560	150	981	710	0.6	588.6	426
RDC	Habitation	535	150	947.25	685	0.6	568.35	411

II.4- Pré-dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont pré dimensionnés en compression simple, On utilise un calcul basé sur la descente de charge tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

-Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment.

$Q_1, Q_2, \dots, Q_{n-1}, Q_n$: les surcharges relatives aux planchers 1,2,.....n-1, n

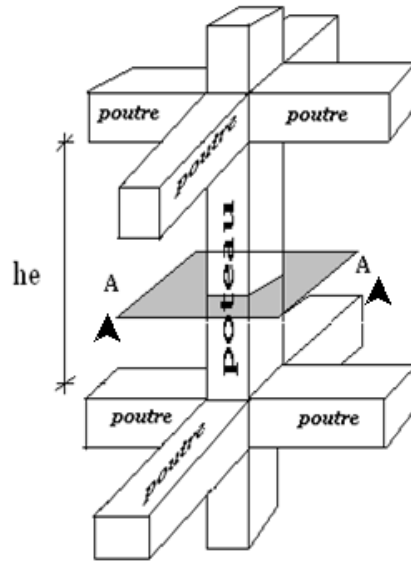


Fig. II.8 : Schéma représentatif d'un étage courant

- he : hauteur libre de l'étage.

D'après les règles BAEL91 : la valeur théorique de l'effort normal résistant est :

$$N \leq Br \sigma_b + A \sigma_c$$

Br : Section réduite du poteau (en cm^2), obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie avec :

$$Br = (a-2)(b-2)$$

-a et b en[cm]

-la résistance du béton comprimé: $\sigma_b = 14.17Mpa$

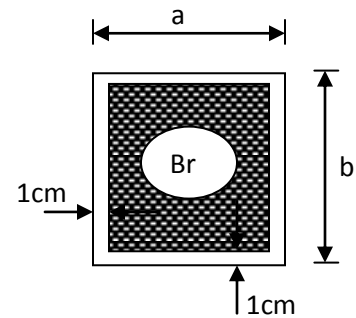


Fig II.9 : Section réduite du béton

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

Avec $\beta = 1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2$

- λ : l'élancement

Avec ces correctifs, l'effort normal résistant est ultime :

$$Nu = \alpha [Br f_{c28} / 0.9 \gamma_b + A f_e / \gamma_s]$$

- A_s : section d'armature.
- f_{c28} : résistance à la compression de béton.
- f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé.
- $\gamma_b = 1,5$ coefficient de sécurité du béton.
- $\gamma_s = 1,15$ coefficient de sécurité de l'acier.
- α : coefficient dépendant de l'élanement mécanique λ des poteaux

La formule générale donne :

$$\beta r \geq \left[\frac{\beta * Nu}{\left[\left(\frac{\sigma_b}{0.9} \right) + 0.85 \left(\frac{A}{Br} \right) \frac{f_e}{\gamma_s} \right]} \right] \dots \dots \dots *$$

On prend : $\frac{A}{Br} = 0.8\%$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 0.85 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ Mpa}$$

On peut en tirer a et b sachant que : $Br = (a-2)(b-2) \text{ cm}^2$

On va déterminer les poteaux en utilise les poteaux le plus sollicité (défavorable) et on va prendre : $a = b \Rightarrow (a \times a)$

Calcul du poteau du 9^{ème} étage :

Charge permanente du plancher terrasse inaccessible : $G_t = 6.78 \text{ KN/m}^2$

Charge permanente du plancher étage courant : $G_{ec} = 5.6 \text{ KN/m}^2$

Surface afférente : $S_{aff} = 15.1375 \text{ m}^2$

$$L_{pp} = 4.325 \text{ m}$$

$$L_{ps} = 3.5 \text{ m}$$

$$Q_t = \frac{1 \text{ KN}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{ec} = \frac{1.5 \text{ KN}}{\text{m}}$$

$$q_1 = 1.35 * G_t + 1.5 * Q_t$$

$$q_1 = 1.35 * 6.73 + 1.5 * 1$$

$$q_1 = 9.0855 + 1.5$$

$$q_1 = \frac{10.5855 \text{ KN}}{\text{m}^2}$$

Calcul du poteau du 9^{ème} étage :

$$q2(pp) = [1.35(25 * 0.30 * 0.40)] = 4.05KN/m.l$$

$$Nupp = 4.05 * 4.325 = 17.5162KN$$

$$q3(ps) = [1.35(25 * 0.30 * 0.30)] = 3.03KN/m.l$$

$$Nups = 3.03 * 3.5 = 10.6312KN$$

$$Nupot = 0K$$

$$Nupl = [(6.73 * 1.35) + (1 * 1.5)] * 15.1375 = 160.237KN$$

$$Nu = 160.237 + 0 + 10.6312 + 17.5162 = 188.385KN$$

$$\beta r \geq \left[\frac{1.2 * Nu}{\left[\left(\frac{14.2}{0.9} \right) + 0.85 \left(\frac{0.8}{100} \right) (348) \right] 10^3} \right] * 10^4 [cm^2]$$

$$\text{Donc : } \beta r \geq 0.6616 Nu$$

$$\beta r \geq 0.6616 * 245.745 = 124.592cm^2$$

On choisit donc un poteau de $(30 \times 30)cm^2$

Vérification RPA99(V2003) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a, b) = 30cm > 25cm \\ \min(a, b) = 30cm > \frac{he}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4 \end{array} \right.$$

$$v = \frac{Nd}{Bc * fc28} \leq 0.30$$

Ou :

Nd : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

Bc : est l'aire de la section de béton

fc28 : résistance caractéristique du béton

$$Bc \geq \frac{Nu}{fc28 * 0.3}$$

$$Bc \geq \left(\frac{188.385}{25.10^3 * 0.3} \right) * 10^4 [cm^2]$$

$$Bc \geq 251.18067cm^2 \quad a = 15.8485cm \Rightarrow BON$$

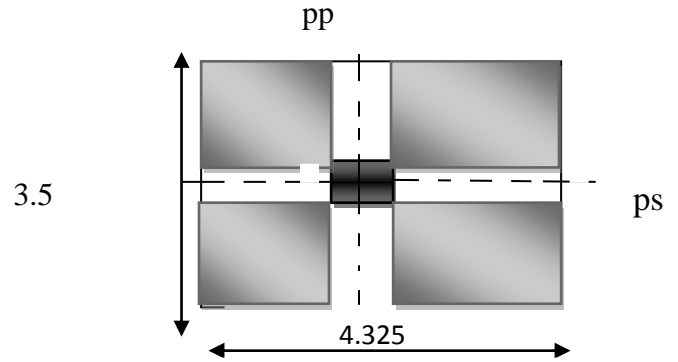


Fig. II.10 :Surface afférente au poteau le plus sollicité

Vérification des conditions de flambement : DTR B.C 2.41 (CBA93) :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 35 \text{ Avec } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \text{ et } l_f = 0.7l_0$$

Avec :

I : Moment d'inertie de la section du poteau

B : Section du béton

λ : L'élancement du poteau

$$i = \frac{b}{\sqrt{12}} \Rightarrow \lambda = 3.46 \frac{l_f}{b} \Rightarrow \lambda = 3.46 * 0.7 * \left(\frac{l_0}{b}\right) = 2.425 \frac{l_0}{b} \leq 35$$

$$2.425 \frac{306}{30} = 24.735 < 35 \text{ BON}$$

On prend une section des poteaux au niveau 9^{ème} étage de (40×40) cm²

II.5- Pré dimensionnement des voiles

II.5.1- Voiles de contreventement

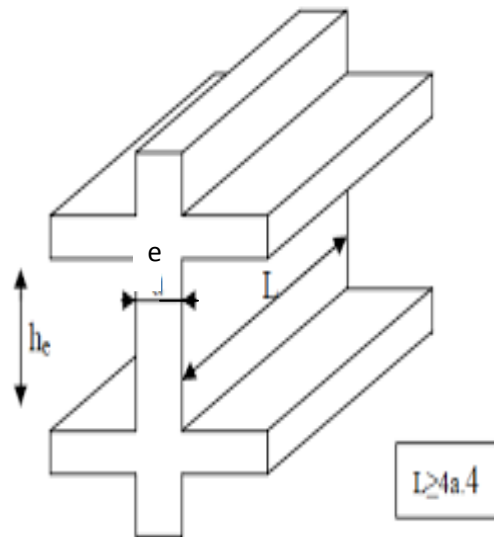
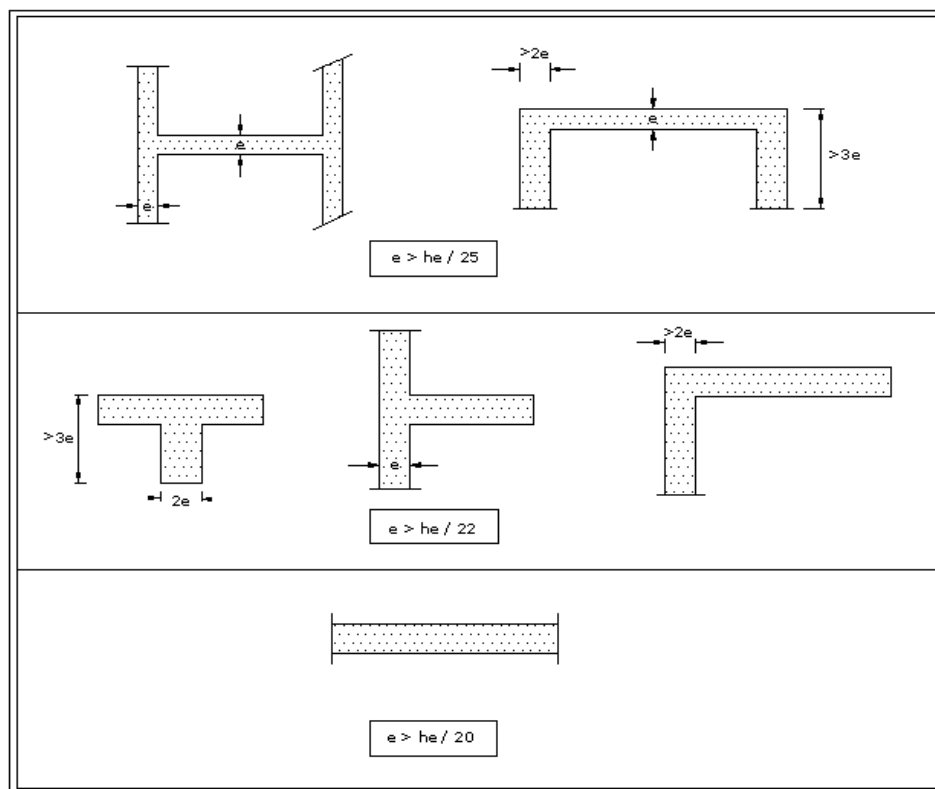


Fig. II.11 : Voile en élévation



Pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par l'article 7.7 de **[RPA 99]**.

Qui servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

D'après le **[RPA 99]** article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition : ($L \geq 4e$). Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

- L : longueur du voile.
- e : épaisseur du voile.

- 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 (II.11).



Fig. II.12) vue en plan du voile de contreventement

$$e \geq \frac{he}{20}$$

- he : Hauteur libre d'étage : $he = h - h_d$;
- h : Hauteur de l'étage ;
- h_d : Hauteur de la dalle

$$\text{Etages courants: } \left. \begin{array}{l} h_{max} = 306cm \\ h_d = 20cm \end{array} \right\} \Rightarrow he = 286cm \Rightarrow e \geq \frac{286}{20} = 14.3cm$$

$$\text{RDC} : \left. \begin{array}{l} h_{max} = 306cm \\ h_d = 16cm \end{array} \right\} \Rightarrow he = 290cm \Rightarrow e \geq \frac{290}{20} = 14.5cm$$

On prend $e = 20cm$

II.5.2- Voile d'ascenseur :

$$h_g = 16 \text{ cm}; h_d = 20 \text{ cm};$$

$$e \geq \frac{he}{25} \Rightarrow \frac{306-16}{25} = 11.60cm$$

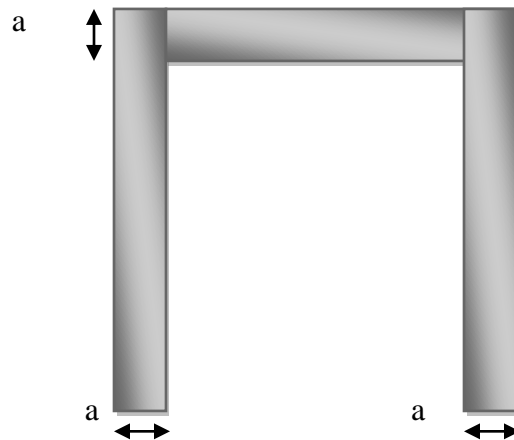


Fig. II.13: Vue en plan du voile de la cage d'ascenseur

Pour les voiles de la cage d'ascenseur on prend $e = 20cm$

II.5.3- Voile périphérique :

L'épaisseur du voile périphérique doit respecter les deux conditions de l'RPA91 (version 2003=

$$1) e_{min} = 20cm \text{ [RPA99]}$$

$$2) e_{min} = \frac{he}{25} \text{ [RPA91]} \Rightarrow \geq \frac{289-22.5-8}{25} = 10.34 \text{ cm}$$

Pour les voiles périphériques on prend une épaisseur $e = 20cm$

Tableaux II.3) Tableaux récapitulatif des sections des poteaux :

<i>Etage</i>	<i>plancher</i>				<i>Poutre principales</i>				<i>Poutres secondaires</i>				<i>N Plancher [kN]</i>	<i>Nu [kN]</i>	<i>Br [cm]</i>	<i>Section choisie [cm]</i>
	<i>G [KN/²]</i>	<i>P [Km²]</i>	<i>Saff [m²]</i>	<i>Nu pot [KN]</i>	<i>b [m²]</i>	<i>h [m²]</i>	<i>Laff [m²]</i>	<i>Npp [kN]</i>	<i>B [m²]</i>	<i>h [m²]</i>	<i>Laff [m²]</i>	<i>Nps [kN]</i>				
terrasse	6,73	1	15.848	0	0.35	0.45	4.325	17,516	0.3	0.40	3,95	10,631	160,238	188,385	124,592	40
9	12,33	2,5	15.848	5,4	0.35	0.45	4.325	35,032	0.3	0.40	3,95	21,262	308,7369	370,431	244,992	40
8	17,93	3,85	15.848	21,924	0.35	0.45	4.325	52,548	0.3	0.40	3,95	31,893	453,8298	560,196	370,496	45
7	23,53	5,05	15.848	42,837	0.35	0.45	4.325	70,065	0.3	0.40	3,95	42,525	595,5168	750,944	496,651	45
6	29,13	6,1	15.848	63,750	0.35	0.45	4.325	87,581	0.3	0.40	3,95	53,156	733,7979	938,285	620,553	45
5	34,73	7	15.848	84,663	0.35	0.45	4.325	105,09	0.3	0.40	3,95	63,787	868,673	1122,22	742,202	50
4	40,33	7,75	15.848	110,482	0.35	0.45	4.325	122,61	0.3	0.40	3,95	74,418	1000,142	1307,65	864,843	50
3	45,93	8,5	15.848	136,301	0.35	0.45	4.325	140,13	0.3	0.40	3,95	85,05	1131,611	1493,09	987,485	50
2	51,53	9,25	15.848	162,119	0.35	0.45	4.325	157,64	0.3	0.40	3,95	95,681	1263,081	1678,52	1110,12	55
1	57,13	10	15.848	193,360	0.35	0.45	4.325	175,16	0.3	0.40	3,95	106,31	1394,55	1869,38	1236,35	55
RDC	57,13	10,75	15.848	224,601	0.35	0.45	4.325	175,16	0.3	0.40	3,95	106,31	1411,579	1949,37	1289,23	55

III.1- Introduction:

Les planchers sont la partie horizontale d'une construction dont la largeur est nettement supérieure à l'épaisseur. Ils s'appuient sur les éléments porteurs (poutres, murs porteurs..) et ils sont considérés comme des éléments infiniment rigides horizontalement (éléments indéformables).

Ils jouent plusieurs rôles dans la construction, à savoir :

- Résister à la totalité des charges permanentes et d'exploitations ;
- Reprendre des efforts horizontaux dus aux vents, séismes ou les poussées des terres sur les voiles périphériques et transmettre ces efforts aux éléments porteurs ;
- Séparer entre les différents niveaux et assurer une bonne isolation thermique et acoustique et
- Protéger les personnes contre les risques d'incendie.

Dans notre construction, on distingue deux types de planchers :

- Planchers à corps creux
- Planchers à dalle pleine.

III.2- Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué par deux éléments fondamentaux :

- Eléments résistants (porteurs) : poutrelles en T comportant des aciers de liaison avec la dalle de compression.
- Eléments de remplissage (de coffrage) : les entrevous en béton sur lesquels est coulée une dalle de compression en béton, armé d'un treillis soudé, qui garantit une meilleure répartition des charges (fig. III.1).

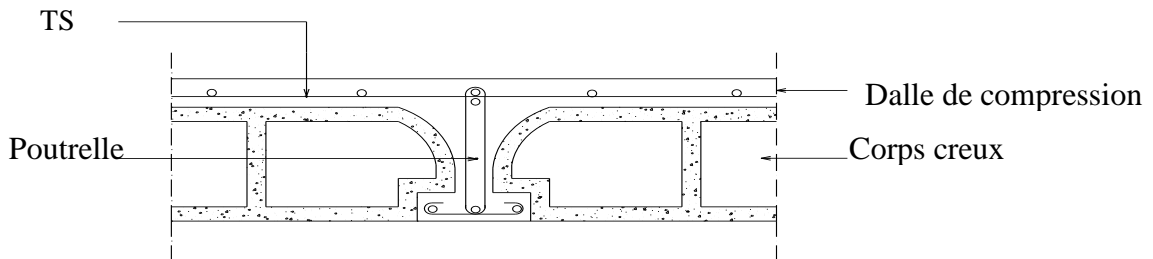


Fig.III.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

III.2.1- Détermination des dimensions des poutrelles :

Pour notre projet, nous avons un seul type de plancher à corps creux dans les différents étages :

RDC (plancher haut) et les étages courants : Hauteur de 20cm, dont 16cm pour le corps creux et 4cm pour la dalle de compression.

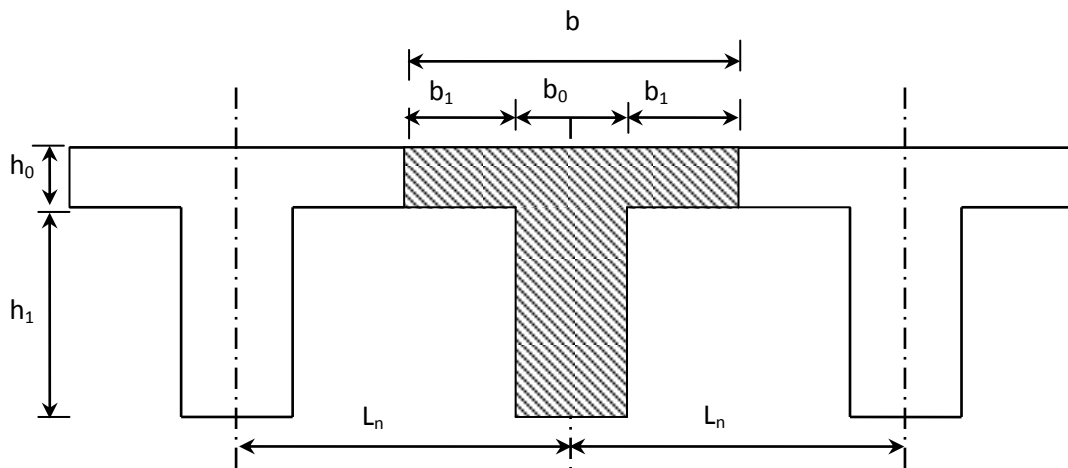


Fig.III.2 : Dimensions des poutrelles.

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

D'après [BAEL91/A.4.1,3], on a :

$$\begin{cases} b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2} ; \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \text{ et} \\ b_1 \leq (6 \div 8)h_0 \end{cases}$$

Avec :

L_n : Distance entre axes des nervures ($L_n = 60\text{cm}$) [DTRB.C.2.2/Annexe C3]

L : Portée entre nus d'appuis ($L = 4,70\text{m}$)

h_0 : Hauteur maximale de la dalle de compression

b_0 : Epaisseur de la nervure ($b_0 = 12\text{cm}$).

Donc :

$$\begin{cases} b_1 \leq 24\text{cm} \\ b_1 \leq 45\text{cm} \\ 24\text{cm} \leq b_1 \leq 32\text{cm} \end{cases}$$

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

La largeur de la dalle de compression est donc :

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

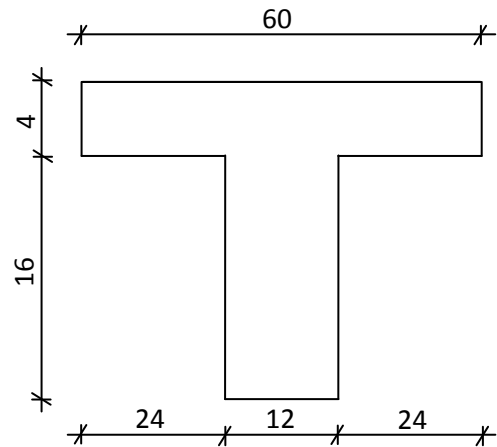


Fig.III.1: Section de calcul

III.2.2- Ferraillage de la dalle de compression : [BAEL91/B.6.8,423]

D'après les règles BAEL91, l'épaisseur minimale de la dalle de compression est de :

$$h_{0\min} = 4\text{cm}.$$

La dalle de compression est armée d'un quadrillage de barre (treillis soudés) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures

Que l'on note : A_{\perp}

- 33cm : pour les armatures parallèles aux nervures ; que l'on note : $A_{//}$

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

- Si : $L_n \leq 50\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{100}{f_e}$
- Si : $50 \leq L_n \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4.L_n}{f_e}$

Les armatures parallèles aux nervures doivent avoir une section : $A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$

Avec :

L_n : Ecartement entre axes des nervures

f_e : Limite d'élasticité en [MPa].

a- Armatures perpendiculaires aux nervures (A_{\perp}) :

Dans notre plancher, on a :

$$L_n = 60\text{cm} \Rightarrow 50\text{cm} < L_n < 80\text{cm}$$

$$\text{On prendra } \phi_6 \Rightarrow f_e = 520\text{MPa}$$

Donc :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L_x}{f_e} = \frac{4 \times 60}{520} \Rightarrow A_{\perp} = 0,46\text{cm}^2 / m_L$$

➤ Choix des armatures :

$$5 \phi_6 / m_L \longrightarrow A = 1,41\text{cm}^2 / m_L$$

$$(\phi_6 \longrightarrow e = 20\text{cm}).$$

b- Armatures parallèles aux nervures ($A_{//}$) :

$$\text{On a : } A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,46}{2} = 0,23\text{cm}^2 / m_L$$

➤ Choix des armatures :

$$5 \phi_6 / m_L \longrightarrow A = 1,41\text{cm}^2 / m_L$$

$$(\phi_6 \longrightarrow e = 20\text{cm}).$$

► **Choix** : Le treillis soudé adopté est : TS Ø6 (200x200) mm².

III.2.3- Etude des poutrelles:

Dans le cas des planchers comportant des poutres (secondaires et principales) surmontées par une dalle générale à laquelle elle sont liées, il est légitime d'utiliser pour le calcul des poutres, les méthodes de calcul simplifiées dont le domaine d'application est essentiellement défini en fonction du rapport de la charge d'exploitation aux charges permanentes et limité, éventuellement par des conditions complémentaires : [CBA93/B.6.2,20]

- **Méthode forfaitaire** : pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée ;[CBA93/B6.2.21]
- **méthode de A. Caquot** : pour les planchers à charge d'exploitation relativement élevée. [CBA93/B.6.2.22]

A. Méthode forfaitaire :➤ Domaine d'application :

Pour utiliser la méthode forfaitaire, les conditions suivantes doivent être vérifiées :

- 1- les valeurs des charges d'exploitation respectent la condition
 $Q \text{ [daN/m}^2\text{]} \leq \min (2G ; 500 \text{ daN/m}^2)$
- 2- les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées;
- 3- les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.
- 4- la fissuration est considérée comme non préjudiciable.

➤ Le principe de la méthode :

Soit :

M_0 : Valeur maximale du moment fléchissant de la travée considérée supposée indépendante (poutre simplement appuyée) (voir figure III.4) ;

M_w et M_e : Valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée .

M_t : Moment maximum en travée.



Fig.III.2: Définition des moments

- Moments en travées :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \{ (1 + 0,3\alpha) M_0 ; 1,05 M_0 \}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \text{ (Pour une travée intermédiaire)}$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \text{ (Pour une travée de rive)}$$

- Moments sur appuis de rive : M_{ar}

$M_{ar} = 0$ → pour appuis simples.

$M_{ar} = -0,2 M_0$ pour un encastrement partiel.

$M_{ar} = -0,4 M_0$ pour un encastrement.

- Moments sur appuis intermédiaires : M_{ai} (figure III.5)

$M_{ai} = -0,6 M_0$ cas d'une poutre à deux travées ;

$M_{ai} = -0,5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées et

$M_{ai} = -0,4 M_0$ → pour les autres appuis intermédiaires.

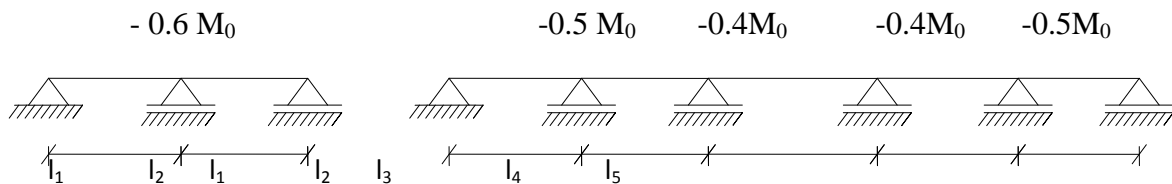


Fig.III.5 : Moments sur appuis intermédiaires.

Remarque :

Pour le calcul des moments en appui, on prend la valeur maximale du moment de part et d'autre de l'appui.

B. Méthode de Caquot minorée:

- Domaine d'application : [CBA93/B6.2.2.1]

Dans le cas où l'une des trois dernières conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite, on peut appliquer la méthode de Caquot, mais il faut diminuer les moments sur appuis dus aux seules charges permanentes par application aux valeurs trouvées d'un coefficient compris entre 1 et 2/3 ; les valeurs des moments en travée sont majorées en conséquence.

- Principe de la méthode : [CBA93/ B 6.2,221]

Caquot a établi une méthode de calcul directe et pratique qui l'avantage de libérer le projecteur de toute résolution de système d'équations linéaires. En effet, l'auteur a basé sa méthode sur la théorie générale des poutres continues, mais en considérant que le moment sur un appuis donné ne dépend principalement que des charges situées sur les travées

adjacentes a cet appuis. Cette judicieuse hypothèse simplifie énormément les calculs et réduit ainsi le problème à l'étude d'une série des poutres à deux travées une fois hyperstatique.

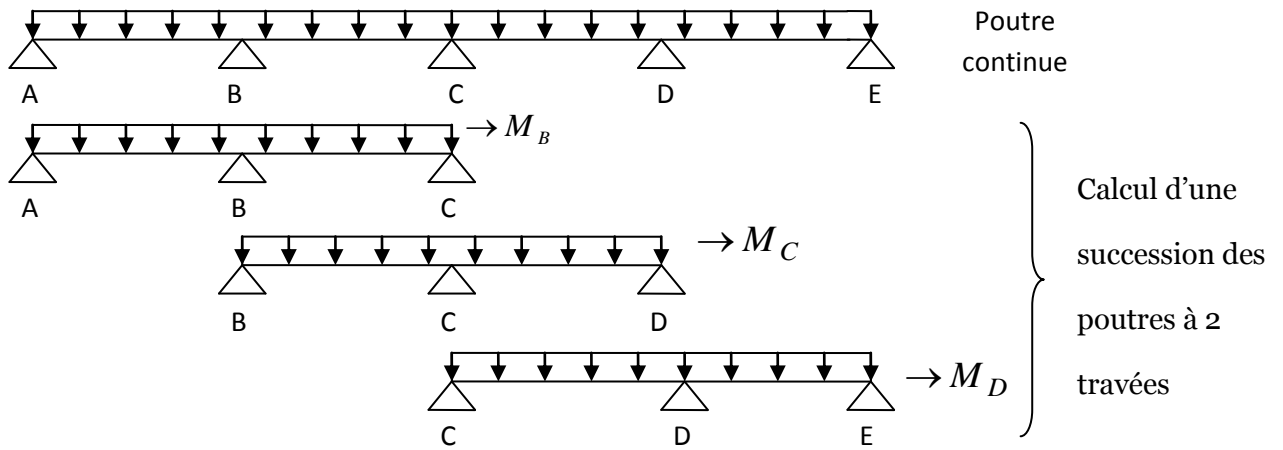


Fig.III.6 : Représentation de la méthode de caquot

- Moments sur appuis intermédiaires:

$$M_i = \frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8.5(l_w' + l_e')}$$

Avec :

$l' = l$: pour une travée de rive.

$l' = 0,8 l$: pour une travée intermédiaire.

l_w' et l_e' : étant les portées des travées fictives à gauche et à droite de l'appui

l : la portée réelle de la travée.

- Moments en travées:

$$M(x) = M_0(x) + \left(1 - \frac{x}{l}\right)M_w + \frac{x}{l}M_e$$

Avec :

$M_0(x)$: Moment fléchissant d'une travée supposée indépendante (le moment Isostatique).

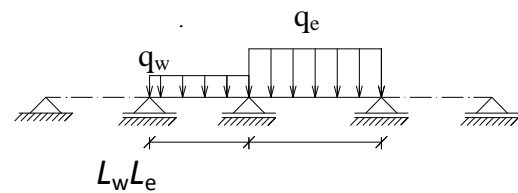


Fig.III.7 : Schéma statique d'une poutre

M_w et M_e : Moments sur appuis de gauche et de droite (West et East) de la travée ;

x : abscisse varie de 0 à l ;

$$M(x) = M_{\max} \Rightarrow x = ?$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{ql}$$

Avec :

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

- Efforts tranchants :

$$T_w = q \frac{l}{2} + \frac{|M_w| - |M_e|}{l} \quad T_e = q \frac{l}{2} - \frac{|M_w| - |M_e|}{l}$$

❖ Evaluation des charges :

Les poutrelles supportent les charges suivantes :

Étage courant :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 560 \text{ daN/m}^2 \\ Q = 150 \text{ daN/m}^2 \end{array} \right.$$

Plancher terrasse :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 673 \text{ daN/m}^2 \\ Q = 100 \text{ daN/m}^2 \end{array} \right.$$

Plancher terrasse :

- Etat limite ultime :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) = (1,35 \times 673 + 1,5 \times 100) = 1058,55 \text{ daN/m}^2.$$

$$q_u = \bar{q}_u \times 0,6 = 1058,55 \times 0,6 = 635,13 \text{ daN/m}_L.$$

- Etat limite de service :

$$q_{ser} = (G + Q) = (673 + 100) = 773 \text{ daN/m}^2.$$

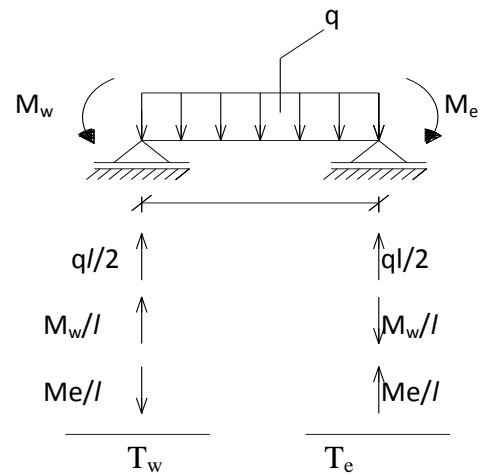
$$q_{ser} = \bar{q}_{ser} \times 0,6 = 773 \times 0,6 = 463,8 \text{ daN/m}_L.$$

Plancher étage courant

- Etat limite ultime :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) = (1,35 \times 560 + 1,5 \times 150) = 981 \text{ daN/m}^2.$$

$$q_u = \bar{q}_u \times 0,6 = 981 \times 0,6 = 588,6 \text{ daN/m}_L.$$



➤ Etat limite de service :

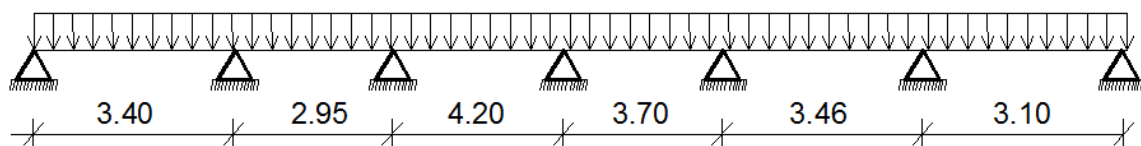
$$q_{\text{ser}} = (G + Q) = (560 + 100) = 660 \text{ daN/m}^2.$$

$$q_{\text{ser}} = q_{\text{ser}} \times 0,6 \equiv 660 \times 0,6 = 396 \text{ daN/m}_L.$$

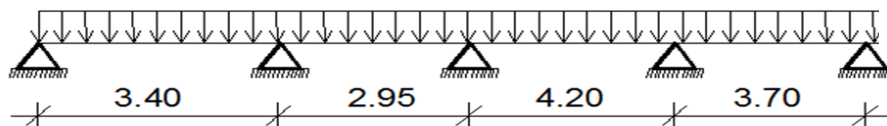
Types de poutrelles :

On distingue des poutrelles dont les schémas statiques sont les suivants :

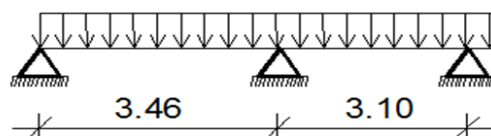
Type 1



Type 2



Type 3



Type 4

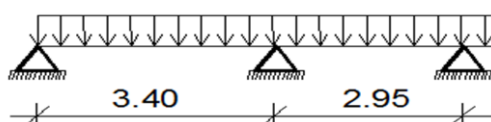


Fig.III.8 :Type des poutrelles.

III .2.3.1. Vérification des conditions d’application de la méthode forfaitaire :

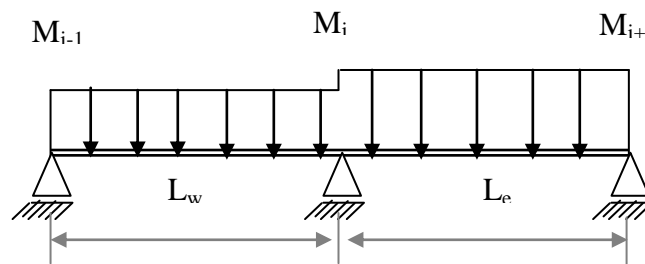
- $Q = 100 \text{ daN/m}^2 \leq \min (2 \times 741 ; 500 \text{ daN/m}^2) = 500 \text{ daN/m}^2$condition vérifiée;
- les moments d’inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.....condition vérifiée.
- les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

C.Non Vérifié

$$\left. \begin{aligned} 0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{4,2}{2,95} = 1,42 \geq 1,25 \\ 0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{2,95}{4,2} = 0,70 \leq 0,8 \end{aligned} \right\}$$

Conclusion :La troisième condition n’est pas vérifiée donc en applique la méthode de CAQUOT pour l’ensemble des cas (étages courants et terrasse).

III .2.3.2. Application de la méthode de Caquot :

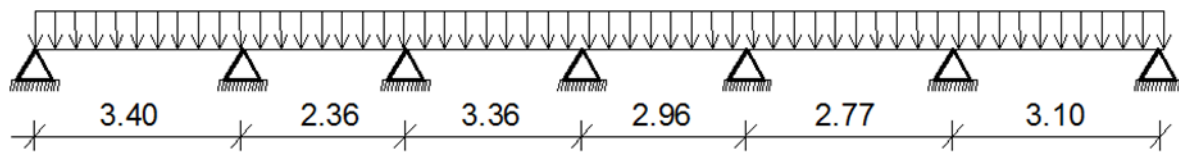


$$q_u^r = \left(1,35 \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot 673 \right) + 1,5 \cdot 100 \right) \cdot 0,6 = 453,42 \text{ daN / ml}$$

$$q_s^r = \left(\left(\frac{2}{3} \cdot 673 \right) + 100 \right) \cdot 0,6 = 329,2 \text{ daN / ml}$$

On prend le type 1 comme exemple de calcul

$$\left\{ \begin{aligned} G &= 673 \text{ daN/m}^2 \\ P &= 100 \text{ daN/m}^2 \\ q_u &= 635,13 \text{ daN/ml} \\ q_s &= 463,8 \text{ daN/ml} \end{aligned} \right.$$



Appuis de rive (1)

ELU:

$$M_1 = \frac{q \cdot l^2}{8} \cdot 0,2 = -\frac{453 \cdot (3,4)^2}{8} \cdot 0,2 = 126 \text{ daN.m}$$

ELS:

$$M_1 = \frac{q \cdot l^2}{8} \cdot 0,2 = -\frac{329 \cdot (3,4)^2}{8} \cdot 0,2 = 90 \text{ daN.m}$$

Les appuis intermédiaires :

Appuis (2)

ELU:

$$M_2 = \frac{q_u^r \cdot l_w^3 + q_u^r \cdot l_e^3}{8,5(l_w + l_e)} = \frac{453 \cdot (3,4)^3 + 453 \cdot (2,36)^3}{8,5 \times (3,4 + 2,36)} = 468 \text{ daN.m}$$

ELS:

$$M_2 = \frac{q_s^r \cdot l_w^3 + q_s^r \cdot l_e^3}{8,5(l_w + l_e)} = \frac{329 \cdot (3,4)^3 + 329 \cdot (2,36)^3}{8,5 \times (3,4 + 2,36)} = 336 \text{ daN.m}$$

Appuis (3)

ELU:

$$M_3 = \frac{q_u^r \cdot l_w^3 + q_u^r \cdot l_e^3}{8,5(l_w + l_e)} = \frac{453 \cdot (2,36)^3 + 453 \cdot (3,36)^3}{8,5 \times (2,36 + 3,36)} = 459 \text{ daN.m}$$

ELS:

$$M_3 = \frac{q_s^r \cdot l_w^3 + q_s^r \cdot l_e^3}{8,5(l_w + l_e)} = \frac{329 \cdot (2,36)^3 + 329 \cdot (3,36)^3}{8,5 \times (2,36 + 3,36)} = 329 \text{ daN.m}$$

Appuis (4)**ELU :**

$$M_4 = \frac{q_s^r \cdot l_w^3 + q_s^r \cdot l_e^3}{8,5(l_w + l_e)} = \frac{453 \cdot (3,36)^3 + 453 \cdot (2,96)^3}{8,5 \times (3,36 + 2,96)} = 519 \text{ daN.m}$$

ELS :

$$M_4 = \frac{q_s^r \cdot l_w^3 + q_s^r \cdot l_e^3}{8,5(l_w + l_e)} = \frac{329 \cdot (3,36)^3 + 329 \cdot (2,96)^3}{8,5 \times (3,36 + 2,96)} = 373 \text{ daN.m}$$

Appuis (5)**ELU :**

$$M_5 = \frac{q_u^r \cdot l_w^3 + q_u^r \cdot l_e^3}{8,5(l_w + l_e)} = \frac{453 \cdot (2,96)^3 + 453 \cdot (2,77)^3}{8,5 \times (2,96 + 2,77)} = 423 \text{ daN.m}$$

ELS :

$$M_5 = \frac{q_s^r \cdot l_w^3 + q_s^r \cdot l_e^3}{8,5(l_w + l_e)} = \frac{329 \cdot (2,96)^3 + 329 \cdot (2,77)^3}{8,5 \times (2,96 + 2,77)} = 304 \text{ daN.m}$$

Appuis (6)**ELU :**

$$M_6 = \frac{q_u^r \cdot l_w^3 + q_u^r \cdot l_e^3}{8,5(l_w + l_e)} = \frac{453 \cdot (2,77)^3 + 453 \cdot (3,4)^3}{8,5 \times (2,77 + 3,4)} = 447 \text{ daN.m}$$

ELS :

$$M_6 = \frac{q_s^r \cdot l_w^3 + q_s^r \cdot l_e^3}{8,5(l_w + l_e)} = \frac{329 \cdot (2,77)^3 + 329 \cdot (3,1)^3}{8,5 \times (2,77 + 3,1)} = 321 \text{ daN.m}$$

Appuis de rive (7)**ELU :**

$$M_7 = \frac{q \cdot l^2}{8} \cdot 0,2 = -\frac{453 \cdot (3,1)^2}{8} \cdot 0,2 = 108,83 \text{ daN.m}$$

ELS :

$$M_5 = \frac{q \cdot l^2}{8} \cdot 0,2 = -\frac{329 \cdot (3,1)^2}{8} \cdot 0,2 = 79,04 \text{ daN.m}$$

Calcul de l'effort tranchant (T) :**Travée AB:**

$$T_{wu} = 4,53 \frac{3,4}{2} + \frac{4,68 - 1,26}{3,4} = 8,70 \text{ KN} \quad T_{eu} = 4,53 \frac{3,4}{2} - \frac{4,68 - 1,26}{3,4} = 6,695 \text{ KN}$$

$$T_{ws} = 3,29 \frac{3,4}{2} + \frac{3,36 - 0,90}{3,4} = 6,317 \text{ KN} \quad T_{es} = 3,29 \frac{3,4}{2} - \frac{3,36 - 0,90}{3,4} = 4,87 \text{ KN}$$

Travée BC:

$$T_{wu} = 4,53 \frac{2,95}{2} + \frac{4,59 - 4,68}{2,95} = 6,801 \text{ KN} \quad T_{eu} = 4,53 \frac{2,95}{2} - \frac{4,59 - 4,68}{2,95} = 6,651 \text{ KN}$$

$$T_{ws} = 3,29 \frac{2,95}{2} + \frac{3,29 - 3,36}{2,95} = 4,876 \text{ KN} \quad T_{es} = 3,29 \frac{2,95}{2} - \frac{3,29 - 3,36}{2,95} = 4,829 \text{ KN}$$

Travée CD:

$$T_{wu} = 4,53 \frac{4,2}{2} + \frac{5,19 - 4,59}{4,2} = 9,656 \text{ KN} \quad T_{eu} = 4,53 \frac{4,2}{2} - \frac{5,19 - 4,59}{4,2} = 9,496 \text{ KN}$$

$$T_{ws} = 3,29 \frac{4,2}{2} + \frac{3,73 - 3,29}{4,2} = 7,104 \text{ KN} \quad T_{es} = 3,29 \frac{4,2}{2} - \frac{3,73 - 3,29}{4,2} = 6,804 \text{ KN}$$

Travée DE :

$$T_{wu} = 4,53 \frac{3,7}{2} + \frac{4,23 - 5,19}{3,7} = 8,641 \text{ KN} \quad T_{eu} = 4,53 \frac{3,7}{2} - \frac{4,23 - 5,19}{3,7} = 8,121 \text{ KN}$$

$$T_{ws} = 3,29 \frac{3,7}{2} + \frac{3,04 - 3,73}{3,7} = 6,273 \text{ KN} \quad T_{es} = 3,29 \frac{3,7}{2} - \frac{3,04 - 3,73}{3,7} = 5,901 \text{ KN}$$

Travée EF :

$$T_{wu} = 4,53 \frac{3,46}{2} + \frac{4,47 - 4,23}{3,46} = 7,901 \text{ KN} \quad T_{eu} = 4,53 \frac{3,46}{2} - \frac{4,47 - 4,23}{3,46} = 7,768 \text{ KN}$$

$$T_{ws} = 3,29 \frac{3,46}{2} + \frac{3,21 - 3,04}{3,46} = 6,062 \text{ KN} \quad T_{es} = 3,29 \frac{3,46}{2} - \frac{3,21 - 3,04}{3,46} = 5,322 \text{ KN}$$

Travée FG :

$$T_{wu} = 4,53 \frac{3,1}{2} + \frac{1,08 - 4,47}{3,1} = 8,112 \text{ KN} \quad T_{eu} = 4,53 \frac{3,1}{2} - \frac{1,08 - 4,47}{3,1} = 5,932 \text{ KN}$$

$$T_{ws} = 3,29 \frac{3,1}{2} + \frac{0,79 - 3,21}{3,1} = 5,881 \text{ KN} \quad T_{es} = 3,29 \frac{3,1}{2} - \frac{0,79 - 3,21}{3,1} = 4,319 \text{ KN}$$

C²alcul d'abscisse de M_t maximum (X₀) :**Travée AB :**

$$X_u = \frac{3,4}{2} + \left(\frac{1,26 - 4,68}{4,53 \times 3,4} \right) = 1,47 \text{ m}$$

$$M_{tu} = \frac{4,53 \times 3,4}{2} \times 1,47 - \frac{4,53}{2} \times 1,47^2 + 1,47 \times \frac{(1,26 - 4,68)}{3,4} - 1,26 = 5,65 \text{ KN.m}$$

$$X_s = \frac{3,4}{2} + \left(\frac{0,9 - 3,36}{3,29 \times 3,4} \right) = 1,49$$

$$M_{ts} = \frac{3,29 \times 3,4}{2} \times 1,49 - \frac{3,29}{2} \times 1,49^2 + 1,49 \times \frac{(0,9 - 3,36)}{4} - 0,9 = 4,7 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$X_u = \frac{2,95}{2} + \left(\frac{4,68 - 4,59}{2,95 \times 4,53} \right) = 1,48 \text{ m}$$

$$M_{tu} = \frac{4,53 \times 2,95}{2} \times 1,48 - \frac{4,53}{2} \times 1,48^2 + 1,48 \times \frac{(4,68 - 4,59)}{2,95} - 4,68 = 0,285 \text{ KN.m}$$

$$X_s = \frac{2,95}{2} + \left(\frac{3,36 - 3,29}{3,29 \times 2,95} \right) = 1,48 \text{ m}$$

$$M_{ts} = \frac{3,29 \times 2,95}{2} \times 1,48 - \frac{3,29}{2} \times 1,48^2 + 1,48 \times \frac{(3,36 - 3,29)}{2,95} - 3,36 = 0,255 \text{ KN.m}$$

Travée CD :

$$X_u = \frac{4,2}{2} + \left(\frac{4,59 - 5,19}{4,53 \times 4,2} \right) = 2,06 \text{ m}$$

$$M_{tu} = \frac{4,53 \times 4,2}{2} \times 2,06 - \frac{4,53}{2} \times 2,06^2 + 2,06 \times \frac{(4,59 - 5,15)}{4,2} - 4,59 = 5,67 \text{ KN.m}$$

$$X_s = \frac{4,2}{2} + \left(\frac{3,29 - 3,73}{3,29 \times 4,2} \right) = 2,07 \text{ m}$$

$$M_{ts} = \frac{3,29 \times 4,2}{2} \times 2,07 - \frac{3,29}{2} \times 2,07^2 + 2,07 \times \frac{(3,29 - 3,73)}{4,2} - 3,29 = 4,17 \text{ KN.m}$$

Travée DE :

$$X_u = \frac{3,7}{2} + \left(\frac{5,19 - 4,23}{4,53 \times 3,7} \right) = 1,91 \text{ m}$$

$$M_{tu} = \frac{4,53 \times 3,7}{2} \times 1,91 - \frac{4,53}{2} \times 1,91^2 + 1,91 \times \frac{(5,19 - 4,23)}{3,7} - 5,19 = 3,01 \text{ KN.m}$$

$$X_s = \frac{3,7}{2} + \left(\frac{3,73 - 3,04}{3,29 \times 3,7} \right) = 1,91 \text{ m}$$

$$M_{ts} = \frac{3,29 \times 3,7}{2} \times 1,91 - \frac{3,29}{2} \times 1,91^2 + 1,91 \times \frac{(3,73 - 3,04)}{3,7} - 3,73 = 2,25 \text{ KN.m}$$

Travée EF :

$$X_u = \frac{3,46}{2} + \left(\frac{4,23 - 4,47}{4,53 \times 3,46} \right) = 1,71 \text{ m}$$

$$M_{tu} = \frac{4,53 \times 3,46}{2} \times 1,71 - \frac{4,53}{2} \times 1,71^2 + 1,71 \times \frac{(4,23 - 4,47)}{3,46} - 4,23 = 2,67 \text{ KN.m}$$

$$X_s = \frac{3,46}{2} + \left(\frac{3,04 - 3,21}{3,29 \times 3,46} \right) = 1,75 \text{ m}$$

$$M_{ts} = \frac{3,29 \times 3,46}{2} \times 1,75 - \frac{3,29}{2} \times 1,75^2 + 1,75 \times \frac{(3,04 - 3,29)}{3,46} - 3,04 = 2 \text{ KN.m}$$

Travée FG :

$$X_u = \frac{3,1}{2} + \left(\frac{4,47 - 4,94}{4,53 \times 3,1} \right) = 1,58 \text{ m}$$

$$M_{tu} = \frac{4,53 \times 3,1}{2} \times 1,58 - \frac{4,53}{2} \times 1,58^2 + 1,58 \times \frac{(4,47 - 4,94)}{3,1} - 4,47 = 1,2 \text{ KN.m}$$

$$X_s = \frac{3,1}{2} + \left(\frac{3,21 - 3,55}{3,29 \times 3,1} \right) = 1,58 \text{ m}$$

$$M_{ts} = \frac{3,29 \times 3,1}{2} \times 1,58 - \frac{3,29}{2} \times 1,58^2 + 1,58 \times \frac{(3,21 - 3,55)}{3,1} - 3,21 = 0,9 \text{ KN.m}$$

Diagramme des moments fléchissant :

➤ E.L.U :

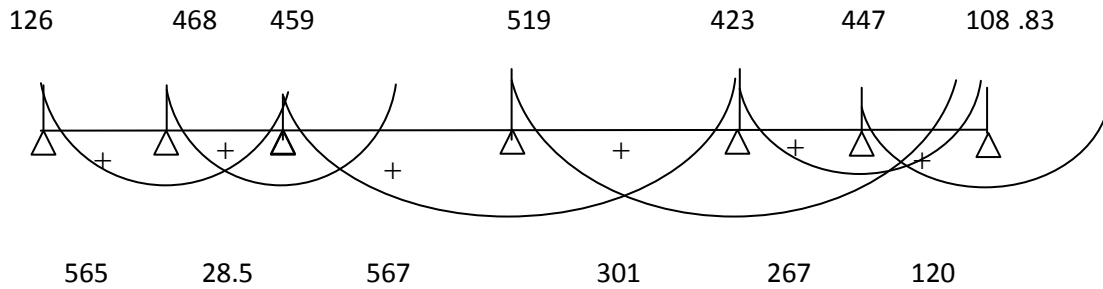


Fig.III.9 : Diagramme des moments fléchissant à [E.L.U] pour la poutrelle type 1

➤ E.L.S :

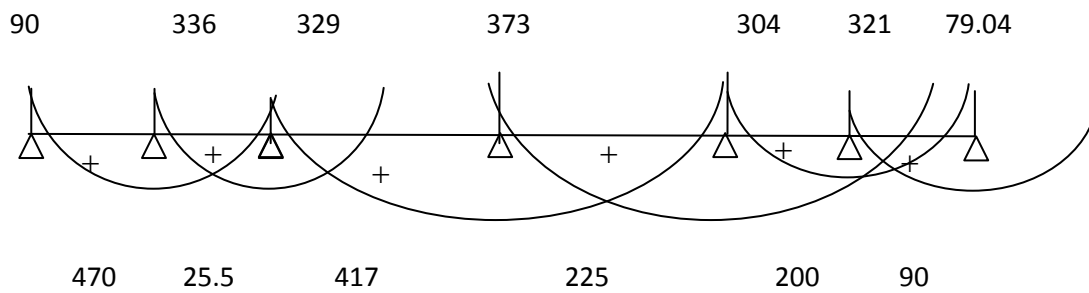


Fig.III.10 : Diagramme des moments fléchissant à [E.L.S] pour la poutrelle type 1

Efforts tranchants :

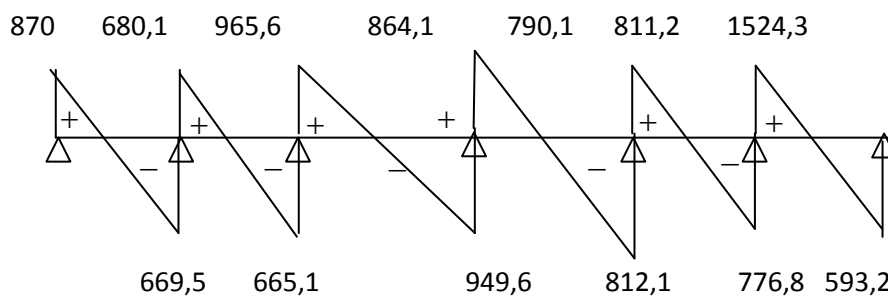


Fig.III. 11: Diagramme de l'effort tranchant.

Tableaux.III.1: Tableaux récapitulatifs des sollicitations

Appui	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)
A	1,26	0,90
B	4,68	3,36
C	4,59	3,29
D	5,19	3,73
E	4,23	3,04
F	4,47	3,21
G	1,08	0,79

Travée	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)
AB	5,65	4,7
BC	0,285	0,255
CD	5,67	4,17
DE	3,01	2,25
EF	2,67	2
FG	1,2	0,9

Effort tranchant	Tw (KN)		Te (KN)	
	ELU	ELS	ELU	ELS
AB	8,06	6,317	6,695	4,87
BC	6,801	4,876	6,651	4,829
CD	8,056	7,104	6,496	6,804
DE	8,041	6,273	8,121	5,901
EF	7,901	6,062	7,768	5,322
FG	8,112	5,881	5,932	4,319

Type 2 :

Suivant les mêmes procédures on obtient les tableaux suivants :

Tableaux.III.2 : Tableaux récapitulatifs des sollicitations

Appui	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)
A	1,31	0,95
B	4,85	3,52
C	4,75	3,45
D	4,68	3,85
E	1,55	1,13

Travée	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)
AB	6,456	4,635
BC	0,130	0,095
CD	6,13	4,448
DE	3,57	2,6

Effort tranchant	Tw (KN)		Te (KN)	
	ELU	ELS	ELU	ELS
AB	7,692	6,30	6,71	4,88
BC	6,713	4,876	6,65	4,83
CD	8,185	7,352	8,07	6,59
DE	7,07	6,43	7,06	5,74

Type 3 :

Suivant les mêmes procédures on obtient les tableaux suivants :

Tableaux.III.3 : Tableaux récapitulatifs des sollicitations

Appui	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)
A	1,36	0,98
B	5,586	4,01
C	1,09	0,79

Travée	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)
AB	3,27	2,33
BC	5,09	2,09

Effort tranchant	Tw (KN)		Te (KN)	
	ELU	ELS	ELU	ELS
AB	8,236	6,51	6,643	4,975
BC	5,756	4,596	8,101	6,065

Type 4 :

Suivant les mêmes procédures on obtient les tableaux suivants :

Tableaux.III.4 : Tableaux récapitulatifs des sollicitations

Appui	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)
A	1,31	3,87
B	5,26	3,78
C	0,98	0,71

Travée	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)
AB	2,048	0,480
BC	1,88	1,94

Effort tranchant	Tw (KN)		Te (KN)	
	ELU	ELS	ELU	ELS
AB	8,069	5,04	6,54	5,6
BC	5,23	3,831	8,14	5,831

Tableau.III.5 : récapitulatif des Moments et des Efforts tranchants (Max) :

Type de poutrelle	M _a (KN.m)		M _t (KN.m)		T(KN)	
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
1	5,19	3,73	5,67	4,70	8,112	8,121
2	-4,85	-3,84	-6,4568	4,635	8,185	8,07
3	-5,586	-4,01	5,09	2,33	8,236	6,51
4	5,26	3,87	2,048	1,94	8,069	5,831

Conclusion :

Pour le ferrailage des poutrelles on choisira le cas le plus défavorable qui donnera les moments fléchissant maximums. ⇒ **Plancher terrasse**

III.2.4- Détermination des armatures :

a. En travées :

➤ E.L.U :

$$M_t^u = 6456.8 \text{ N.m}$$

- Vérification de l'étendue de la zone comprimée:

$$M_T = \sigma_b \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_T = 14,20 \times 60 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 54528 \text{ N.m}$$

$M_t^u = 1116,4 \text{ N.m} < M_T = 54528 \text{ N.m} \Rightarrow$ la zone comprimée se trouve dans la table de compression ; Donc la section de calcul sera comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h) = (60 \times 20) [\text{cm}^2]$.

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{6456.8}{14,2 \times 60 \times (18)^2} = 0,024$$

$$\mu = 0,024 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

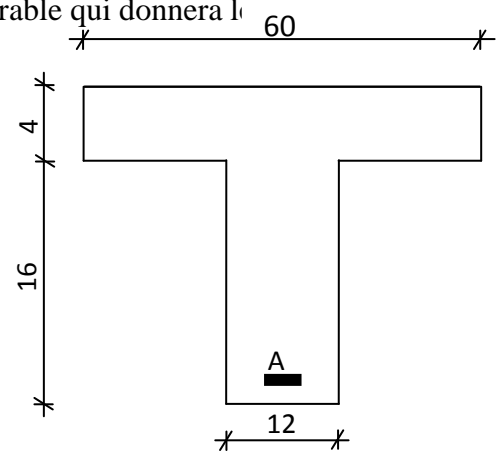


Fig.III.12: Section de calcul

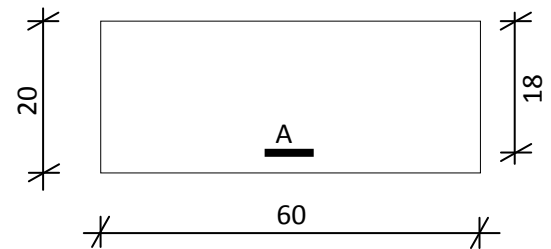


Fig.III.13: Section de calcul en travée

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,029$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,988$$

- Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{6456,8}{348 \times 0,988 \times 18} = 1,04 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

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

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1,04 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$3T10 \quad \longrightarrow \blacktriangle = 2,35 \text{ cm}^2.$$

➤ E.L.S :

$$M_t^{\text{ser}} = 4635 \text{ N.m}$$

- Vérification de l'étendu de la zone comprimée :

$$H = \frac{bh_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{60 \times 4^2}{2} - 15 \times 2,35 \times (18 - 4) = -13,5 < 0$$

⇒ La zone comprimée se trouve dans la nervure ⇒ la section de calcul est une section en Té.

$$D = \frac{(b - b_0)h_0 + 15A}{b_0} = \frac{(60 - 12) \times 4 + 15 \times 2,35}{12} = 18,94 \text{ cm}$$

$$E = \frac{(b - b_0)h_0^2 + 30 \cdot A \cdot d}{b_0} = \frac{(60 - 12) \times 4^2 + 30 \times 2,35 \times 18}{12} = 169,75 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -18,94 + \sqrt{(-18,94)^2 + 169,75} = 4,04 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by_1^3 - (b - b_0)(y_1 - h_0)^3}{3} + 15A(d - y_1)^2 = \frac{60 \times 4,04^3 - (60 - 12) \times (4,04 - 4)^3}{3} + 15 \times 2,35 \times (18 - 4,04)^2$$

$$I = 8217,52 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_t}{I} = \frac{4635}{8217,52} = 0,56$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 0,56 \times 4,04 = 2,10 \text{ MPa.}$$

- Conclusion :

- ✓ $\sigma_b < \sigma_b = 15 \text{ MPa}$
 - ✓ Fissuration peu nuisible
- (Aucune vérification pour (σ_s))
- } les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.

- **b. En appuis** :

➤ E.L.U :

$$M_a^u = -5586 \text{ N.m}$$

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 $(b_0 \times h) = (12 \times 20) [\text{cm}^2]$.

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{5586}{14,17 \times 12 \times (18)^2} = 0,101$$

$\mu = 0,101 > \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow$ Pivot B ; on cherche l'existence de A'.

$$1000 \varepsilon_L = \frac{f_e}{200 \cdot \gamma_s} = \frac{400}{200 \times 1,15} = 1,74; \alpha_L = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_L} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668$$

$$\mu_l = 0,8 \alpha_L (1 - 0,4 \alpha_L) = 0,392$$

$\mu = 0,101 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ A' n'existe pas.

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,133$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0,946$$

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

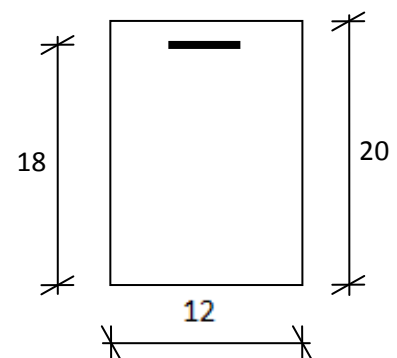


Fig.III.14: Section de calcul en appui

- Détermination des armatures :

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{5586}{348 \times 0,946 \times 18} = 0,94 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

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

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 0,94 \text{ cm}^2.$$

- Choix des armatures :

1T14 \longrightarrow $A = 1,54 \text{ cm}^2$.

\triangleright E.L.S :

$M_a^{ser} = -4010 \text{ N.m}$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans A' $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - \rho}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- Acier FeE400

Avec : $\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{5586}{4010} = 1,39$

$\frac{1,39 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0,445 > \alpha = 0,133$

- Conclusion :

- ✓ $\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$
- ✓ Fissuration peu nuisible les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.

(Aucune vérification pour (σ_s))

III.2.5- Calcul des armatures transversales :

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise des armatures transversales.

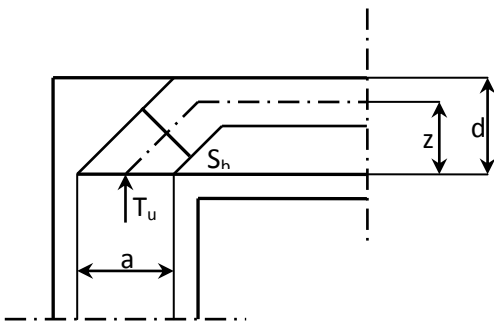


Fig.III.15: Influence de l'effort tranchant sur un appui de rive.

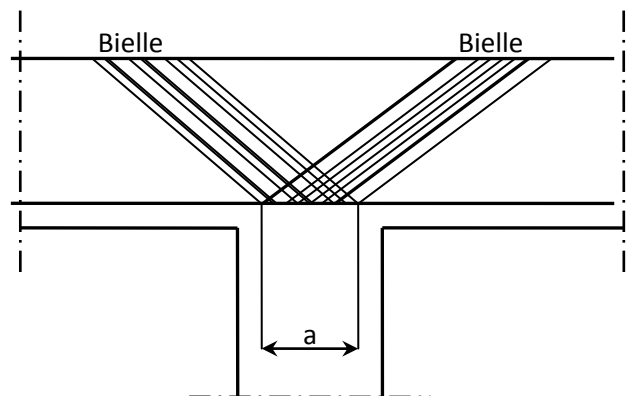


Fig.III.16: Influence de l'effort tranchant sur un appui intermédiaire.

$T_u^{max} = 8236 \text{ N}$.

- a. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$T_u \stackrel{?}{\leq} 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$

Avec :

$$a = 0,9d = 0,9 \times 18 = 16,2 \text{ cm}$$

$$T_u = 8236 \text{ N} \leq 0,267 \times 16,2 \times 12 \times 20 \times 100 = 103809 \text{ N.}$$

\Rightarrow L'effort tranchant n'influe pas au voisinage des appuis.

b. Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures:

On doit vérifier que :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_c} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right)$$

$$A_l = 2,35 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left(8236 - \frac{5586}{0,9 \times 18} \right) \cdot 10^{-2} = 0,26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

\Rightarrow Il n'ya aucune influence de l'effort tranchant sur A_l .

c. Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

On a :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{8236}{(12 \times 18) \times 100} = 0,38 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,38 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$ les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne $\Rightarrow \alpha = 90^\circ$

d. Section et écartement des armatures transversales A_t :

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

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; 1 \right) = 0,57 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 6 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow A_t = 2\phi_6 \rightarrow A_t = 0,56 \text{ cm}^2$

e. Espacement des armatures transversales :

$$\left\{ \begin{array}{l} K = 1 \text{ (flexion simple) et} \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$$

- $\delta_{t1} \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$

$$\bullet \delta_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4b_0 \times \sin \alpha} = \frac{0,56 \times 235}{0,4 \times 12 \times 1} = 27,42 \text{ cm}$$

$$\bullet \frac{A_t}{b_0 \cdot \delta_{t3}} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} \times K}{0,8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\text{Donc : } \delta_{t3} \leq \frac{A_t \times 0,8 \times f_e}{b_0 \cdot (\tau_u - 0,3 f_{t28})} = \frac{0,56 \times 0,8 \times 235}{12 \times (0,38 - 0,3 \times 2,1)} = -38,11 \text{ cm}$$

❖ Conclusion :

$$\delta_t \leq \min (\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 16,2 \text{ cm}$$

On adopte : $\delta_t = 15 \text{ cm}$

III.2.6-Vérification de la flèche :

Suivant les règles [BAEL 91 / B.7.5], il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t^{\text{ser}}}{M_0^{\text{ser}}} \right)$
- $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

Vérification si la flèche est nécessaire:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{20}{420} = 0,048 < \frac{1}{16} = 0,062 \Rightarrow \text{C.N.V}$$

Une des trois conditions n'est pas vérifiée \Rightarrow le calcul de la flèche est nécessaire.

❖ Calcul de la flèche :

$$\Delta f_t = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i) \leq \Delta f_{t \max}$$

➤ Calcul des charges :

j : charge permanente avant mise en place des cloisons ;

$$j = g \times 0,6 = 673 \times 0,6 = 403,8 \text{ daN/m.}$$

P : charge totale ($P = G+Q$) ;

$$P = 403,8 + 100 = 503,8 \text{ daN/m.}$$

➤ Calcul des moments fléchissant :

$$M_{tg}^{ser} = M_{tj}^{ser} = 0,70 \times M_{0g}^{ser} = 0,70 \times 403,8 \times \frac{(4,2)^2}{8} \times 0,6 = 373,96 daN.m$$

$$M_{tp}^{ser} = 0,70 \times M_{\dot{a}p}^{ser} = 0,70 \times 503,8 \times \frac{(4,2)^2}{8} \times 0,6 = 466,60 daN.m$$

• Modules de déformations longitudinaux :

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

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 MPa.$$

$$Ei = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 MPa$$

$$Ev = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,9 MPa$$

➤ Moment d'inertie de la section homogène :

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène par rapport à un axe passant par son centre de gravité (g g').

• Coordonnées du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i}$$

$$V_1 = \frac{4 \times 60 \times 2 + 12 \times 16 \times 12 + 15 \times 2,35 \times 18}{4 \times 60 + 12 \times 16 + 15 \times 2,35} = 7,32 cm$$

$$V_2 = h - V_1 = 12,68 cm$$

$$I_0 = \frac{b V_1^3}{3} - \frac{(b - b_0) \cdot (V_1 - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 \cdot V_2^3}{3} + n \times A (V_2 - C)^2$$

$$I_0 = \frac{60 \times 7,32^3}{3} - \frac{(60 - 12) \times (7,32 - 4)^3}{3} + \frac{12 \times 12,68^3}{3} + 15 \times 2,35 \times (12,68 - 2)^2$$

$$I_0 = 19434,54 cm^4$$

➤ Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :

$$\sigma_s = \frac{M_1^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d}$$

$$\rho_1 = 100 \rho = 100 \cdot \frac{A}{b_0 \cdot d} = 100 \cdot \frac{2,35}{12 \times 18} = 1,088 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,856$$

$$\sigma_s^g = \sigma_s^j = \frac{M_{tg}^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{373,96}{2,35 \times 0,856 \times 18} = 10,32 MPa$$

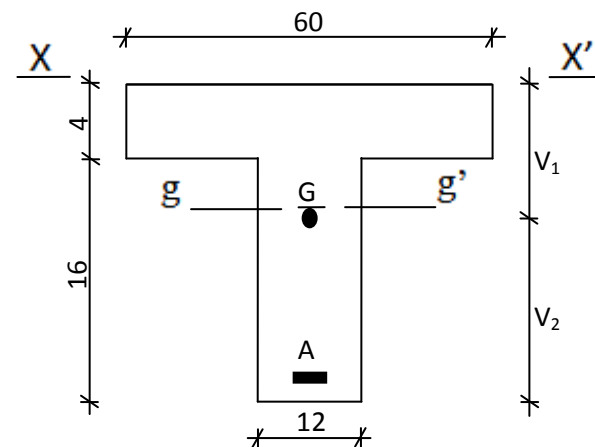


Fig.III.17: Coordonnées de centre de gravité

$$\sigma_s^P = \frac{M_{tp}^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{466,60}{2,35 \times 0,856 \times 18} = 12,89 \text{ MPa}$$

➤ Calcul des μ_g , μ_j et μ_p :

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{avec} \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = \mu_g = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0108 \times 10,32 + 2,1} = 1,44$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0108 \times 12,89 + 2,1} = 1,38$$

➤ Calcul des moments d'inertie fictifs (I_f):

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

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right) \times 0,0108} = 3,71$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right) \times 0,0108} = 1,49$$

$$I_{fg}^v = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} = \frac{1,1 \times 19434,54}{1 + 1,49 \times 1,44} = 6796,16 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^i = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g} = \frac{1,1 \times 19343,54}{1 + 3,71 \times 1,44} = 3354,86 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_p} = \frac{1,1 \times 19343,54}{1 + 3,71 \times 1,38} = 3476,89 \text{ cm}^4$$

$$f_g^v = \frac{M_{tg}^{ser} \cdot L^2}{10E_v \cdot I_{fg}^v} = \frac{373,96 \times 420^2}{10 \times 10818,87 \times 6796,16} = 0,09 \text{ cm}$$

➤ Calcul des flèches partielles :

$$f_g^i = f_j^i = \frac{M_{tg}^{ser} \cdot L^2}{10E_i \cdot I_{fg}^i} = \frac{373,96 \times 420^2}{10 \times 32164,2 \times 3354,86} = 0,061 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_{tp}^s \cdot L^2}{10E_i \cdot I_{fp}^i} = \frac{466,60 \times 420^2}{10 \times 32164,2 \times 3476,89} = 0,074 \text{ cm}$$

➤ **La flèche totale :**

$$\Delta f_t = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i) = (0,09 - 0,061) + (0,074 - 0,09) = 0,135 \text{ cm}$$

➤ **La flèche admissible :**

$$L = 4,60 \text{ m} < 5,00 \text{ m} \Rightarrow \Delta f_{t,\max} = \frac{L}{500} = \frac{420}{500} = 0,84 \text{ cm}$$

• **Conclusion :**

$$\Delta f_t < \Delta f_{t,\max} \quad - \quad 0,84 \text{ cm} < 1,00 \text{ cm} \Rightarrow \text{la flèche est vérifiée}$$

Tableau.III.12: Ferrailage de la poutrelle du plancher terrasse.

		M [KN.m]	A _t [cm ²]	Choix des armatures	A _t	Disposition des armatures
En appui	E.L.U.R.	-5,586	0,94	1T14	2Ø6 A _t = 0,56cm ²	
	E.L.S.	-4,010	vérifiée	A=1,54cm ²		
En travée	E.L.U.R.	6,456	1,04	3T10		
	E.L.S.	4,635	vérifiée	A=2,35 cm ²		

III.3- plancher à dalle pleine :

Les dalles pleines sont des plaques généralement rectangulaires de dimensions L_x et L_y ($L_x \leq L_y$) et d'épaisseur h_d) dont les appuis sont des poutres ou des voiles en béton armé (dalles partiellement ou totalement encastrées sur le contour) ou des murs en maçonnerie (dalles simplement appuyée sur le contour).

III.3.1- Méthode de calcul

La méthode de calcul dépend du rapport $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

- Pour $\rho < 0,4$; la dalle porte dans un seul sens (**Fig.a**)
- Pour $0,4 \leq \rho \leq 1$; la dalle porte suivant deux directions (**Fig.b**).

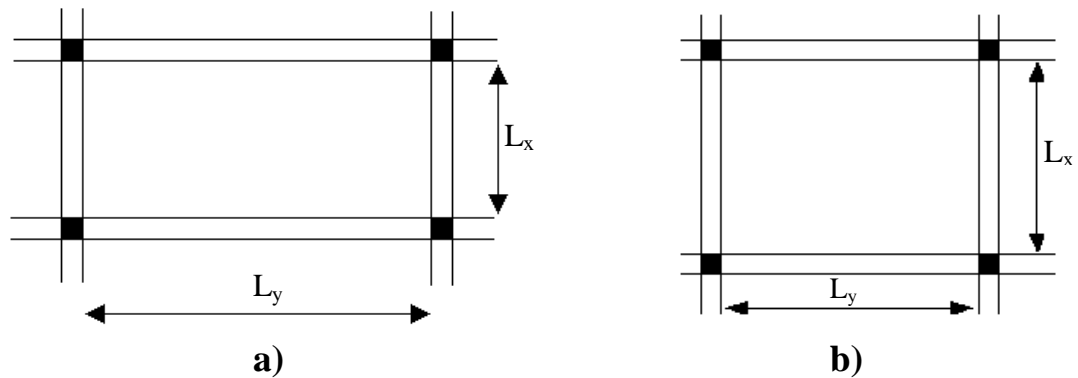


Fig.III.18: Dimensions d'un panneau de dalle.

Les dalles de notre structure portent suivant deux directions (voir **chapitre.II**) \Rightarrow le calcul se fait en flexion simple.

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle.

[BAEL91]

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_d}{10} \text{ avec : } h_d = 20\text{cm.}$$

$$\Rightarrow \phi_{\max} \leq \frac{20}{10} = 2\text{cm}$$

On prendra : $\phi = 10\text{ mm}$

- Calcul de l'enrobage :

La fissuration est considérée comme peu nuisible $\Rightarrow a = 1\text{ cm.}$

$$\Rightarrow \begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \quad \begin{cases} C_x = (10 + \frac{10}{2})\text{mm} = 15\text{mm} \\ C_y = (10 + 10 + \frac{10}{2})\text{mm} = 25\text{mm} \end{cases}$$

- Hauteurs utiles :

$$d_x = h_d - C_x = 16 - 1,5 = 14,5\text{cm}$$

$$d_y = h_d - C_y = 16 - 2,5 = 13,5\text{cm}$$

III.3.2- Evaluation des charges et combinaisons

fondamentales :

D'après la descente de charges effectuée dans le chapitre II ; on a :

$$G = 535\text{daN/m}^2, \quad Q = 250\text{ daN/m}^2 ;$$

- a. **Combinaison fondamentales** :

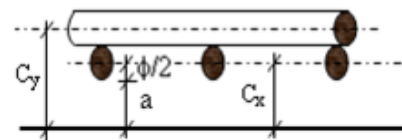


Fig.III.19 : Enrobage

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35 \times 535 + 1,5 \times 250 = 1097.25 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_u = q_u \times 1,00 = 1097.25 \text{ daN/m}_L.$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$q_{ser} = G + Q$$

$$q_{ser} = 535 + 250 = 785 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_{ser} = q_{ser} \times 1,00 = 785 \text{ daN/m}_L.$$

b. Calcul des sollicitations :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$\begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times \bar{q}_u \times l_x^2 \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u \end{cases} \quad \text{Suivant la direction } L_x;$$

Suivant la direction L_y .

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$\begin{cases} M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times \bar{q}_{ser} \times l_x^2 \\ M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} \end{cases} \quad \begin{matrix} \text{Suivant la direction } L_x; \\ \text{Suivant la direction } L_y. \end{matrix}$$

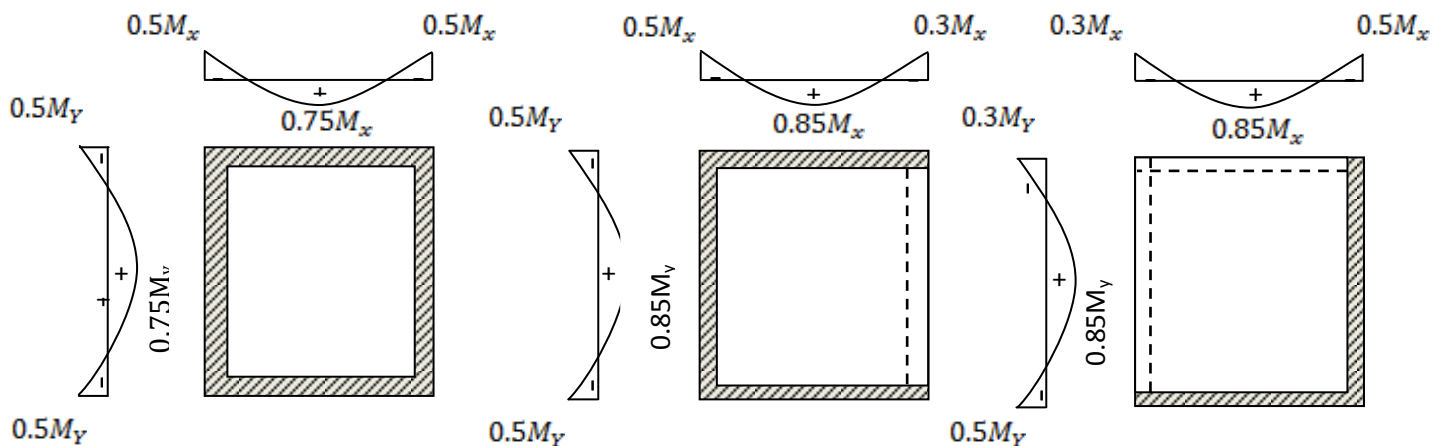
Avec : μ_x et $\mu_y = f(\rho, \nu)$

• Coefficient de poisson :

⇒ Etats limites ultimes (béton fissuré)

⇒ Etats limites de service (béton non fissuré).

c. Mode d'encastrement :



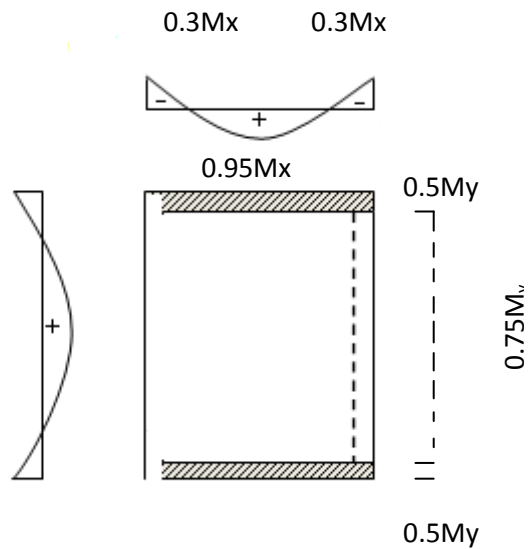


Fig.III.20: Schéma représentatif des différents types de panneaux de dalle avec diagramme des moments fléchissant.

RDC (plancher bas) :

➤ Type1 :

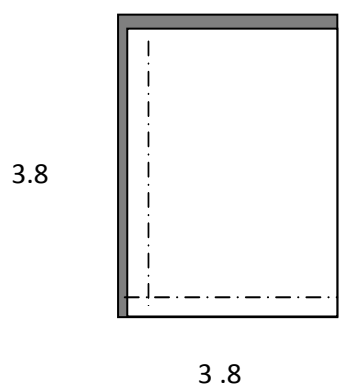


Fig.III.23: Panneau de rive dont deux appuis assurent un encastrement partiel

➤ Type2 :

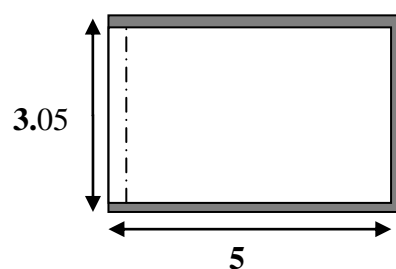
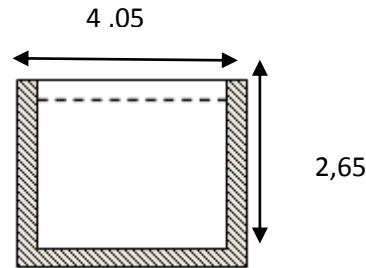


Fig.III.23:Panneau d'intérieur

➤ Type3 :

**Fig.III.23:**Panneau de milieu

d. Calcul des moments fléchissant :

□ Les moments en appui et en travée sollicitant le panneau II sont :

✧ **E.L.U**

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1 \quad \text{« Tableau » (B.A.E.L 91)} \Rightarrow \mu_x^u = 0.0368 \quad \text{et} \quad \mu_y^u = 1$$

$$M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2 = 0.0368 \times 1097.25 \times 3.8^2 = 5830.7 \text{ N.m}^2$$

$$M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u = 5830.7 \times 1 = 5830.7 \text{ N.m}^2$$

1. Travée

$$M_{tx}^u = 0,85 \times M_x^u = 0,85 \times 5830.7 = 4956.09 \text{ N.m}$$

$$M_{ty}^u = 0,85 \times M_y^u = 0,85 \times 5830.7 = 4956.09 \text{ N.m}$$

2.Appui intermédiaire

$$M_{aix}^u = -0,5 \times M_x^u = -0,5 \times 5830.7 = -2915.35 \text{ N.m}$$

$$M_{aiy}^u = -0,5 \times M_y^u = -0,5 \times 5830.7 = -2915.35 \text{ N.m}$$

3.Appui de rive

$$M_{arx}^u = -0,3 \times M_x^u = -0,3 \times 5830.7 = -1749.21 \text{ N.m}$$

$$M_{ary}^u = -0,3 \times M_y^u = -0,3 \times 5407,53 = -1749.21 \text{ N.m}$$

▣ E.L.S

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1 \quad \text{« Tableau » (B.A.E.L 91)} \Rightarrow \mu_x = 0.0441 \quad \text{et} \quad \mu_y = 1$$

$$M_x^{\text{ser}} = 0.0441 \times 7850 \times 3.8^2 = 4998.91 \text{ N.m}^2$$

$$M_y^{\text{ser}} = 1 \times 4998.91 = 4998.91 \text{ N.m}^2$$

1. Travée

$$M_{\text{tx}}^{\text{ser}} = 0.85 \times M_x^{\text{ser}} = 0.85 \times 4998.91 = 4249.07 \text{ N.m}$$

$$M_{\text{ty}}^{\text{ser}} = 0.85 \times M_y^{\text{ser}} = 0.85 \times 4998.91 = 4249.07 \text{ N.m}$$

2. Appui intermédiaire

$$M_{\text{aix}}^{\text{ser}} = -0.5 \times M_x^{\text{ser}} = -0.5 \times 4998.91 = -2499.46 \text{ N.m}$$

$$M_{\text{aiy}}^{\text{ser}} = -0.5 \times M_y^{\text{ser}} = -0.5 \times 4998.91 = -2499.46 \text{ N.m}$$

3. Appui de rive

$$M_{\text{arx}}^{\text{ser}} = -0.3 \times M_x^{\text{ser}} = -0.3 \times 4998.91 = -1499.7 \text{ N.m}$$

$$M_{\text{ary}}^{\text{ser}} = -0.3 \times M_y^{\text{ser}} = -0.3 \times 4998.91 = -1499.7 \text{ N.m}$$

Tableau .III.14 : Tableau récapitulatif des moments :

Panneaux	l_x (m)	l_y (m)	$\rho = \frac{l_x}{l_y}$	ELU ($\nu = 0$)				ELS ($\nu = 0,2$)			
				μ_u		M_u		μ_s		M_s	
				μ_{ux}	μ_{uy}	M_{ux} (N.m)	M_{uy} (N.m)	μ_{sx}	μ_{sy}	M_{sx} (N.m)	M_{sy} (N.m)
1	3.8	3.8	1	0.0368	1	5830.7	5830.7	0,0441	1	4998.91	4998.91
2	3.05	5	0.61	0,0822	0,2948	8390.3	2473.5	0.0870	0.4672	6353.14	2968.20
3	2.65	4.05	0.65	0,0751	0,3613	5786.7	2090.7	0,0805	0,5235	4437.7	2323.13

Tableau .III.15 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant des panneaux en appui et en travée (N.m) :

Panneaux			ELU ($\nu = 0$)			ELS ($\nu = 0,2$)		
			M_{ai}	M_t	M_{ar}	M_{ai}	M_t	M_{ar}
Type (1)	1	Direction l_x	2915.35	4956.09	1749.21	2499.46	4249.07	1499.7
		Direction l_y	2915.35	4956.09	1749.21	2499.46	4249.07	1499.7
Type (2)	2	Direction l_x	4195.15	6292.73	4195.15	3176.7	4764.86	3176.7
		Direction l_y	1236.8	1855.13	1236.8	1484.1	2226.15	1484.1
Type (3)		Direction l_x	2893.35	4340.03	2893.35	2218.85	3328.3	2218.85
		Direction l_y	1045.35	1568.03	1045.35	1161.6	1742.36	1161.6

Tableau .III.16 : Tableau récapitulatif des sollicitation maximales (N.m) :

Planchers	Sens	ELU		ELS	
		M_{appuis} [N.m]	$M_{travées}$ [N.m]	M_{appuis} [N.m]	$M_{travées}$ [N.m]
RDC	Sens X-X	4195.15	6292.73	3176.7	4764.86
	Sens Y-Y	2915.35	4956.09	2499.46	4249.07

III.3.3- Calcul du ferrailage de la dalle pleine :

D'après le tableau (III-3), on va prendre pour le calcul de ferrailage les moments fléchissant du RDC (plancher bas) ;

❖ Sens X-X :a) En travées :➤ E.L.U :

$$M_{ix}'' = 6292.73 N.m$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

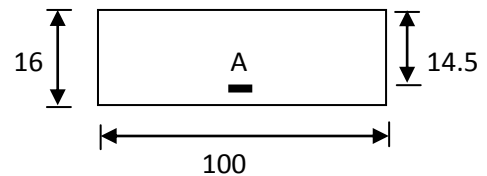
$$\mu = \frac{M_{ix}''}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{6292.73}{14,17 \times 100 \times (14,5)^2} = 0,021$$

$$\mu = 0,021 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 MPa \text{ (x-x)}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,027$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,9904$$

**Fig III.24 :** Section de calcul en travée

- Détermination des armatures :

$$A_{ix}'' = \frac{M_{ix}''}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{6292.73}{348 \times 0,9904 \times 14,5} = 1,26 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1,28 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Espacement maximal des armatures :

$$\text{Ecartement des armatures : } \delta \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = 33\text{cm.}$$

- Choix des armatures :

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

$$(T10 \longrightarrow e = 25\text{cm}).$$

➤ E.L.S :

$$M_{tx}^{ser} = 4764.86 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sens A' } $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- Acier FeE400

Avec : $\gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}} = \frac{6292.73}{4764.86} = 1,32$

$$\frac{1,32-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,41 > \alpha = 0,027$$

• Conclusion :

- ✓ $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
 - ✓ Fissuration peu nuisible
- (Aucune vérification pour (σ_s)) } \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.

b) En appuis :

➤ E.L.U :

$$M_{ax}^u = 4195.15 \text{ N.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{4195.15}{14,17 \times 100 \times (14,5)^2} = 0,0141$$

$$\mu = 0,0141 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,018$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,9928$$

• Détermination des armatures :

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{4195.15}{348 \times 0,9928 \times 14,5} = 0,84 \text{ cm}^2 / m_L$$

• Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2 / m_L$$

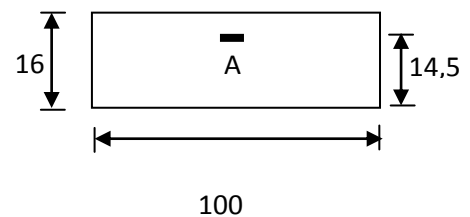


Fig III.25 : Section de calcul

En appuis

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1,28 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Choix des armatures :

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

$$(T10 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

➤ E.L.S :

$$M_{ax}^{ser} = 3176,7 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sens A' } $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^{ser}} = \frac{4195,15}{3176,7} = 1,32$$

$$\frac{1,32-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,41 > \alpha = 0,018$$

- Conclusion :

- ✓ $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
- ✓ Fissuration peu nuisible } \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.
- (Aucune vérification pour (σ_s))

❖ Sens Y-Y :

a) En travées :

➤ E.L.U :

$$M_{ty}^u = 4956,09 \text{ N.m}$$

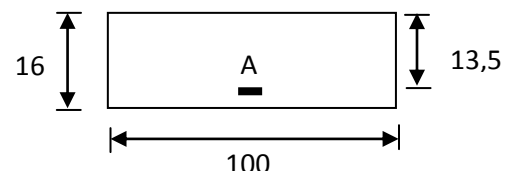
- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_y^2} = \frac{4956,09}{14,17 \times 100 \times (13,5)^2} = 0,019$$

$$\mu = 0,019 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,024$$



Travée

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0,9904$$

- Détermination des armatures :

$$A_{tx}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_y} = \frac{4956,09}{348 \times 0,9904 \times 13,5} = 1,07 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1,28 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Espacement maximal des armatures :

$$\text{Ecartement des armatures : } \delta \leq \min(4h_d; 40\text{cm}) = 40 \text{ cm.}$$

- Choix des armatures :

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

$$(T10 \longrightarrow e = 25\text{cm}).$$

➤ E.L.S :

$$M_{ty}^{\text{ser}} = 4249,07 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans A' $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - \rho}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^{\text{ser}}} = \frac{4956,09}{4249,07} = 1,17$$

$$\frac{1,17 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,34 > \alpha = 0,014$$

- Conclusion :

$$\checkmark \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\checkmark \text{ Fissuration peu nuisible } \Rightarrow \text{ les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.}$$

(Aucune vérification pour (σ_s))

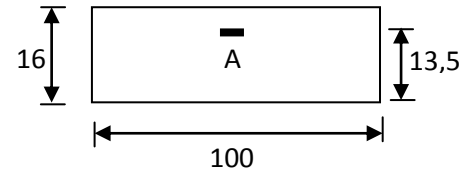
b) En appuis :

➤ E.L.U :

$$M_{ay}^u = 2915.35 \text{ N.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_y^2} = \frac{2915,35}{14,17 \times 100 \times (13,5)^2} = 0,011$$



$$\mu = 0,011 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Fig III.27 : Section de calcul en

Appuis

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,014$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,9944$$

- Détermination des armatures :

$$A_{ay}^u = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_y} = \frac{2915,35}{348 \times 0,9944 \times 13,5} = 0,62 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1,28 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Choix des armatures :

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

$$(T10 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

➤ E.L.S :

$$M_{ay}^{ser} = 2499,46 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans A'
- Acier FeE400

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

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ay}^u}{M_{ay}^{ser}} = \frac{2915,35}{2499,46} = 1,17$$

$$\frac{1,17 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,34 > \alpha = 0,014$$

- Conclusion :

- ✓ $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
 - ✓ Fissuration peu nuisible
- (Aucune vérification pour (σ_s))
- } les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.

III.3.4- Vérification des contraintes de cisaillement :

- Tu max :

$$T_x^u = \frac{\bar{q}_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4}$$

$$T_y^u = \frac{\bar{q}_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4}$$

$$T_x^u = \frac{1097,25 \times 3,05}{2} \times \frac{5^4}{5^4 + 3,05^4} = 1469,80 \text{ daN} / m_L$$

$$T_y^u = \frac{1097,25 \times 5}{2} \times \frac{3,05^4}{3,05^4 + 5^4} = 333,62 \text{ daN} / m_L$$

$$Tu = \max(T_x^u; T_y^u) \Rightarrow Tu = 1469,80 \text{ daN} / m_L$$

- Calcul τ_u

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{1469,80 \times 10}{(100 \times 14,5) \times 100} = 0,10 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,10 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa}$$

- Il n'y a pas de reprise de bétonnage

} \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.3.5- Vérification de la flèche :

- Condition de la flèche : [BAEL 91 / B.7.5]

$$\bullet \frac{h}{L_x} > \frac{M_{tx}^{ser}}{20 M_x^{ser}}$$

$$\bullet \rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e}$$

- Vérification si la flèche est nécessaire:

$$\frac{hd}{l_x} > \frac{M_{tx}^{ser}}{20 M_x^{ser}} \Rightarrow 0,05 > 0,042 \Rightarrow C.V$$

\Rightarrow Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

IV.1-Introduction

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons les escaliers, l'acrotère et enfin le balcon.

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement [BAEL91] en respectant le règlement parasismique Algérien [RPA99].

IV.2-Etude de l'acrotère :

IV.2.1-Définition

L'acrotère est un élément en béton armé qui coiffe la toiture, il a pour rôle :

- protection des joints d'étanchéité des infiltrations d'eau pluviale
- la sécurité des gens, personnes.

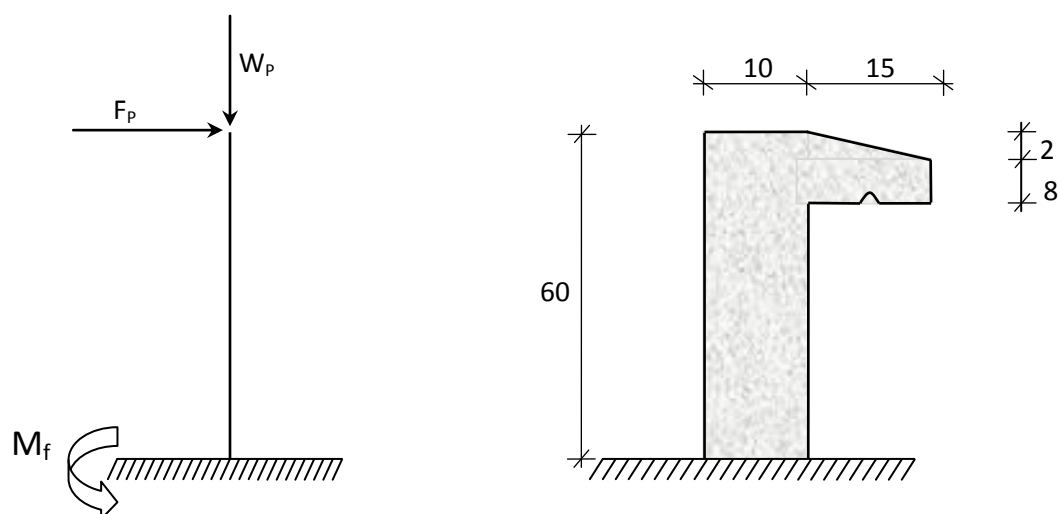


Fig.IV.2.1:Dimension de l'acrotère

V.2.2-Calcul du ferrailage

L'acrotère est assimilé à une console verticale encastrée à sa base au plancher terrasse.

Il est soumis à un effort normal de compression dû à son poids propre W_p et un moment dû à une force horizontale F_p donnée par le R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3).

Le calcul sera fait pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10 cm en flexion composée.

L'acrotère étant exposé aux intempéries, la fissuration sera considérée donc, comme préjudiciable.

IV.2.3-Détermination des sollicitations

- Le poids propre : W_p

W_p : Poids de l'élément considéré.

$$W_p = V \cdot \rho = \left[(0,6 \times 0,1) + \frac{(0,10 + 0,08) \times 0,15}{2} \right] \times 1 \times 2500 \Rightarrow W_p = 183,75 \text{ daN/m.}$$

- La force horizontale: F_p [R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3)]

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de la zone [R.P.A.99(version 2003)/Tableau 4.1] et

C_p : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires [R.P.A.99 (version 2003)/Tableau 6.1].

Pour notre bâtiment, on a :

$$A = 0,15 \text{ (Groupe d'usage 2 ; Zone II.a)}$$

$$C_p = 0,8 \text{ (Elément en console).}$$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 183,75$$

$$F_p = 88,2 \text{ daN}$$

- Effort normal et moment fléchissant :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\begin{cases} N_u = 1,35W_p \\ M_u = 1,5 \cdot F_p \cdot L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 1,35 \times 183,75 \\ M_u = 1,5 \times 88,2 \times 0,6 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 248,06 \text{ daN} \\ M_u = 79,38 \text{ daN.m} \end{cases}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.):

$$\begin{cases} N_{ser} = W_p \\ M_{ser} = F_p \cdot L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{ser} = 183,75 \text{ daN} \\ M_{ser} = 52,92 \text{ daN.m} \end{cases}$$

IV.2.4- Détermination de la section des armatures

Le ferrailage de l'acrotère sera calculé à la flexion composée pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10cm ; la section de calcul est $(100 \times 10) \text{ cm}^2$.

- Position du point d'application de l'effort normal : (N)

➤ État limite ultime (E.L.U.) :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{79,38}{248,06} = 0,32m$$

$$e_0 = 0,32m > \frac{h}{2} - c' = \frac{0,1}{2} - 0,02 = 0,03m$$

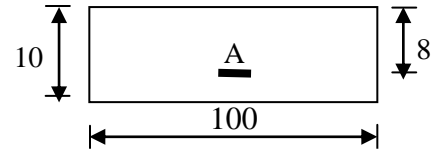
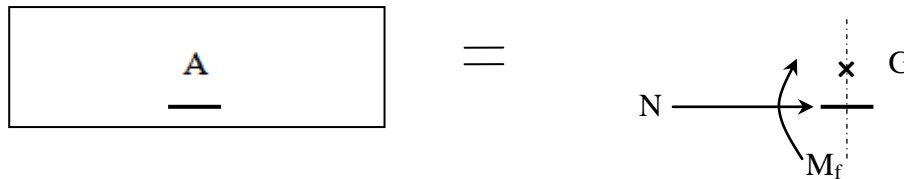


Fig.IV.2.2 : Coupe sur balcon

⇒ L'effort normal est un effort de compression qui se trouve à l'extérieur de la section
Donc la section est partiellement comprimée (S.P.C) et le calcul se ramène à la flexion simple avec un moment fictif M_f calculé par rapport aux armatures tendues.

N → x C



$$M_f = N_u \cdot e = N_u \cdot \left(e_0 + \frac{h}{2} - c' \right) = 248,06 \times \left(0,32 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 86,82 \text{ daN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{868,2}{14,17 \times 100 \times 8^2} = 0,0096$$

$$\mu = 0,0096 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,012$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,995$$

- Détermination des armatures:

$$A_1 = \frac{M_f^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{868,2}{348 \times 0,995 \times 8} = 0,31 \text{ cm}^2 / m_L$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A = A_1 - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0,31 - \frac{2480,6}{100 \times 348} = 0,24 \text{ cm}^2 / m_L$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité): [B.A.E.L.91]

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 0,966 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Choix des armatures:

$$4T8/m_L \quad A = 2,01 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$(T8 \quad e = 25 \text{ cm})$$

- Armatures de répartition :

$$A_r^t \geq \frac{A_t}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Choix des armatures:

$$4T8/m_L \longrightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$(T8 \quad e \Rightarrow 25 \text{ cm}).$$

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

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{52,92}{183,75} = 0,29 \text{ m}$$

$e_0 = 0,29 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = \frac{0,1}{2} - 0,02 = 0,03 \text{ m} \Rightarrow$ Le point d'application de l'effort normal de compression N_{ser} se trouve en dehors de la section \Rightarrow la section est partiellement comprimée (S.P.C).

- Détermination des contraintes :

- C : Centre de pression (point d'application) ;

- c : La distance du point C à l'arrête la plus comprimée et
- y_2 : La distance du point C à l'axe neutre

$$y_1 = y_2 + c$$

N est un effort de compression $\Rightarrow y_2 > 0$.

C se trouve à l'extérieur de la section $\Rightarrow c$ sera considéré comme négatif.

• Calcul des contraintes :

$$p = -3c^2 - \frac{90A'}{b}(c - d') + \frac{90A}{b}(d - c)$$

$$c = e_0 - \frac{h}{2} = 29 - \frac{10}{2} = 24\text{cm} \Rightarrow c = -24\text{cm}$$

$$p = -3 \times (-24)^2 + \frac{90 \times 2,01}{100} \times (8 + 24)$$

$$p = -1670,11$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A'}{b}(c - d')^2 - \frac{90A}{b}(d - c)^2$$

$$q = -2 \times (-24)^3 - \frac{90 \times 2,01}{100} \times (8 + 24)^2$$

$$q = 25795,58$$

$$y_2 \text{ est la solution de l'équation } y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0 \Rightarrow y_2^3 - 1670,11 y_2 + 25795,58 = 0$$

Dont la résolution est comme suite :

$$\Delta = q^2 + \frac{4}{27} \cdot p^3 = (25795,58)^2 + \frac{4}{27} \times (-1670,11)^3 = -24718926 < 0$$

$$\Delta < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos\varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = \frac{3 \times 25795,58}{2 \times (-1670,11)} \times \sqrt{\frac{-3}{-1670,11}} = -0,98 \Rightarrow \varphi = 169,09^\circ \\ a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \times \sqrt{\frac{1670,11}{3}} = 47,19 \end{cases}$$

$$\begin{cases} y_{21} = a \cos(\varphi/3) = 47,19 \times \cos(56,36) = 26,14\text{cm} \\ y_{22} = a \cos((\varphi/3) + 120^\circ) = -47,09\text{cm} \end{cases}$$

$$y_{23} = a \cos((\varphi/3) + 240^\circ) = 20,95\text{cm}$$

$$y_2 = \max(y_{21}; y_{21}; y_{21}) = 26,14\text{cm}$$

$$0 < y_1 = y_2 + c = 2,14 < 10 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

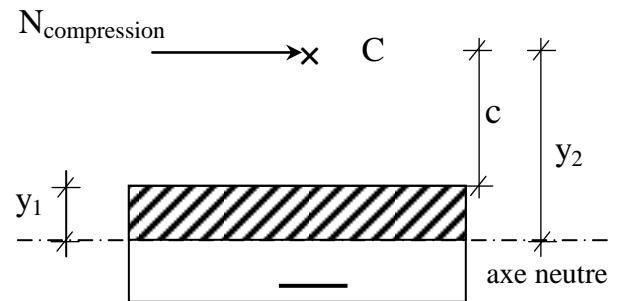


Fig.IV.3.3: Position de centre de pression

$$D'o\grave{u} : y_1 = 2,14 \text{ cm}$$

- Calcul du moment statique :

$$S = \frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - y_1) = \frac{100 \times (2,14)^2}{2} - 15 \times 2,01 \times (8 - 2,14) = 52,3 \text{ cm}^3.$$

$$k = \frac{N_s}{100 \cdot S} = \frac{1837,5}{100 \times 52,3} = 0,35$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,35 \times 2,14 = 0,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \times 0,35 \times (8 - 2,14) = 30,77 \text{ MPa}$$

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\text{Avec :} \quad FeE400 \Rightarrow \eta = 1,6 \text{ et } f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$D'o\grave{u} : \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) = 201 \text{ MPa}$$

$$\text{Et} \quad \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

- Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en E.L.U. sont maintenues}$$

IV.2.5- Vérification des contraintes de cisaillement:

$$T_u^{\max} = 1,5 F_p = 1,5 \times 88,2 = 132,3 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{ux}^{\max}}{b \cdot d} = \frac{1323}{100 \times 8 \times 100} = 0,02 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = 0,02 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \\ \text{Il n'y a pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

Remarque :

Pour éviter le risque de rupture en cas de séisme, on prévoit une nappe d'armatures semblables.

IV.3-Etude des balcons

Les balcons sont considérés comme étant encastres dans les poutres et sont calculés comme une console de 1m de largeur sollicitée par une charge permanente « G » et une surcharge d'exploitation « Q ».

Dans notre structure ; on a un deux type de balcon :

IV.3.1-Etude des balcons(1 cas) :

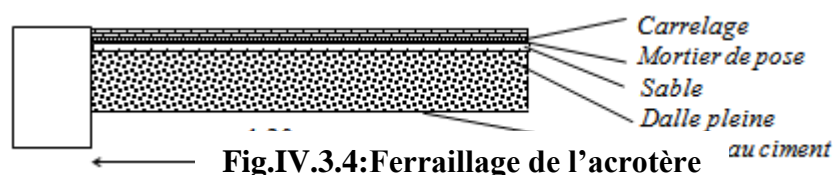


Fig. IV.1:Coupe sur balcon

- Descente de charges :

a. Charges permanentes:

1- Carrelage + mortier de pose + sable	104 daN/m ²
2- Dalle pleine en béton armé (15cm) 2500×0,15	375 daN/m ²
3- Enduit au ciment (2cm) (18daN/m ² /cm)	36 daN/m ²
	G₁ = 515 daN/m²

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\bar{G} = G \times 1.00 = 515 \text{ daN/m}^2$$

• Calcul de la charge due au poids du mur :

$$P = G_m \cdot h$$

Epaisseur du mur : e = 10 cm $\Rightarrow G_m (90 + 2 \times 18 \times 2) = 162 \text{ daN/m}^2$

Hauteur du mur : h = 1.2 m $\Rightarrow p = (162 \times 1.2) = 194.4 \text{ daN/m}^2$

a. Surcharges d'exploitation :

Balcon pour locaux à usage habitation :

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\bar{q} = Q \times 1,00 = 350 \text{ daN/m}_L.$$

Notre balcon n'est pas exposé aux intempéries ; donc la fissuration est considérée comme peu nuisible $\Rightarrow a = 2\text{cm}$.

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle (B.A.E.L.91).

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_d}{10} \quad \text{avec : } h_d = 15\text{cm}$$

$$\Rightarrow \phi_{\max} \leq \frac{15}{10} = 1,5 \text{ cm}$$

Donc ; on prendra : $\phi = 10 \text{ mm}$

Calcul de l'enrobage :

$$C = a + \frac{\phi}{2} \quad \Rightarrow C = \left(20 + \frac{10}{2}\right) \text{ mm} = 25 \text{ mm}.$$

- Hauteur utile :

$$d = h_d - C = 15 - 2,5 = 12,5 \text{ cm}$$

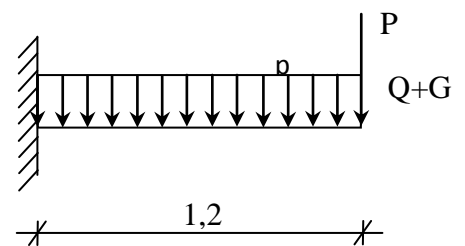
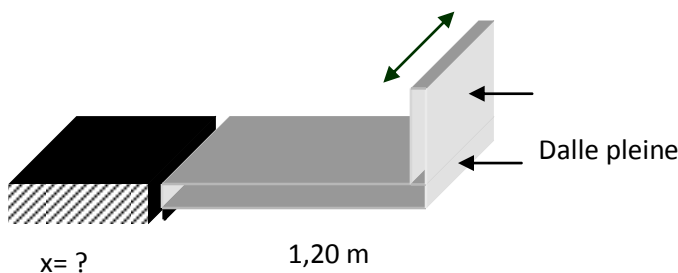


Fig.IV.1: Schéma statique du balcon

- Moments fléchissant :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_u = -[1,35\bar{G} + 1,5\bar{Q}] \frac{L^2}{2} - 1,35 \times P \times L \times 1,00 = -[1,35 \times 515 + 1,5 \times 350] \frac{1,2^2}{2} - 1,35 \times 194,4 \times 1,2$$

$$M_u = -1193,51 \text{ daN.m}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_{ser} = -[\overline{G} + \overline{Q}] \frac{L^2}{2} - P \times L \times 1,00 = -[515 + 350] \frac{1,2^2}{2} - 194,4 \times 1,2$$

$$M_{ser} = -856,08 \text{ daN.m}$$

IV.3.2- Calcul du ferrailage

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_u = -1193,51 \text{ daN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{11935,1}{14,2 \times 100 \times 12,5^2} = 0,053$$

$$\mu = 0,053 < \mu_{AB} = 0,394 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,068$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,972$$

- Détermination des armatures :

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{11935,1}{348 \times 0,972 \times 12,5} = 2,82 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_a = \max(A_a; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 2,82 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Choix des armatures :

$$5T12/m_L A = 5,65 \text{ cm}^2 / m_L.$$

$$(T12 \longrightarrow e = 15 \text{ cm}).$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

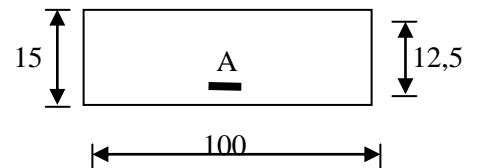


Fig.IV.2: Section de calcul

$$M_{ser} = -856,08 \text{ daN.m}$$

- Vérification des contraintes :

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \times 5,65}{100} = 0,84 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30 \cdot A \cdot d}{b} = \frac{30 \cdot 5,65 \cdot 12,5}{100} = 21,18 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,84 + \sqrt{(0,84)^2 + 21,18} = 3,83 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \times 3,83^3}{3} + 15 \times 5,65 \times (12,5 - 3,83)^2 = 8243,29 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_t^{ser}}{I} = \frac{8560,8}{8243,29} = 1,03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 1,03 \times 3,83 = 3,94 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_1) = 15 \times 1,03 \times (12,5 - 3,83) = 133,95 \text{ MPa.}$$

$$\text{Donc : } \overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot 400 ; 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot 2,1}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

❖ Conclusion :

- $\sigma_b < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
 - $\sigma_s < \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$
- } \Rightarrow Les armatures calculées à l'ELU seront maintenue

Armature de répartition :

$$A_r = A/4 = 4,52/4 = 1,13$$

Choix des armatures : 5T10 \longrightarrow $A_r = 3,93 \text{ cm}^2$

- **Calcul des armatures transversales :**

$$T_u^{\max} = (1,35G + 1,5q) \cdot L + 1,35P$$

$$= (1,35 \times 515 + 1,5 \times 350) \times 1,2 + 1,35 \times 194,4$$

$$T_u^{\max} = 1726,74 \text{ daN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{17267,4}{(100 \times 11,5) \times 100} = 0,14 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 3 \text{ MPa}\right) = 2,00 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

- $\tau_u = 0,14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2 \text{ MPa}$
 - Il n'y a pas de reprise de bétonnage
- } \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Tableaux récapitulatif de ferrailage des balcons en console

Section [cm ²]	Bloc
A _{adoptée}	2 .82
Armatures de réparation	3.14
A _{choisie}	5.65
Choix des armatures	5T12

Pour éviter un moment de torsion important, on utilisera un contre poids.

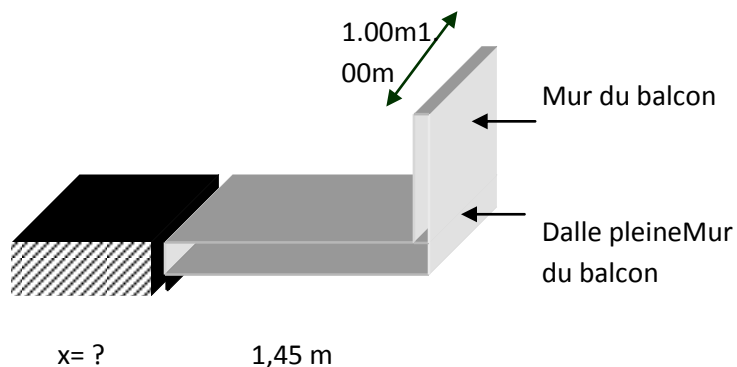
➤ Calcul du contre poids

On doit avoir : $V_{\text{sortant}} = V_{\text{entrant}}$

$$1.20 \times 0.15 \times 1.00 = L \times 0.20 \times 1.00$$

$$L = 0.90 \text{ m} = 90 \text{ cm}$$

IV.3. 3-Etude des balcons (2 cas)



- Descente de charges :

a. Charges permanentes:

1-Carrelage + mortier de pose + sable	104 daN/m ²
2-Dalle pleine en béton armé (15cm) 2500×0,15	375 daN/m ²
3-Enduit au ciment (2cm) (18daN/m ² /cm)	36 daN/m ²
	G₁ = 515 daN/m²

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\bar{G} = G \times 1,00 = 515 \text{ daN/m}^2$$

• Calcul de la charge due au poids du mur :

$$P = 0,2 \times G_m \times h$$

Epaisseur du mur : $e = 30 \text{ cm} \Rightarrow G_m ((90+110) + 2 \times 18 \times 2) = 272 \text{ daN/m}^2$ Hauteur du mur : $h = (3,06 - 0,15) \text{ m} = 2,91 \Rightarrow p = (272 \times 2,91 \times 0,2) = 158,3 \text{ daN/m}^2$

a. Surcharges d'exploitation :

Balcon pour locaux à usage habitation : $Q = 150 \text{ daN/m}_L$.

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q = Q \times 1,00 = 150 \text{ daN/m}_L$$

Notre balcon n'est pas exposé aux intempéries ; donc la fissuration est considérée comme peu nuisible $\Rightarrow a = 2 \text{ cm}$.

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle (B.A.E.L.91).

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_d}{10} \quad \text{avec : } h_d = 15 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \phi_{\max} \leq \frac{15}{10} = 1,5 \text{ cm}$$

Donc ; on prendra : $\phi = 14 \text{ mm}$

- Calcul de l'enrobage :

$$C = a + \frac{\phi}{2} \Rightarrow C = (20 + \frac{14}{2}) \text{ mm} = 27 \text{ mm.}$$

- Hauteur utile :

$$d = h_d - C = 15 - 2,7 = 12,3 \text{ cm}$$

- Moments fléchissant :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_u = -[1,35\bar{G} + 1,5\bar{Q}] \frac{L^2}{2} - 1,35 \times P \times L \times 1,00 = -[1,35 \times 515 + 1,5 \times 150] \frac{1,45^2}{2} - 1,35 \times 158,3 \times 1,45$$

$$M_u = -1277,28 \text{ daN.m}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_{ser} = -[\bar{G} + \bar{Q}] \frac{L^2}{2} - P \times L \times 1,00 = -[515 + 150] \frac{1,45^2}{2} - 158,3 \times 1,45$$

$$M_{ser} = -928,62 \text{ daN.m}$$

IV.3.4- Calcul du ferrailage

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_u = -1277,28 \text{ daN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{12772,8}{14,2 \times 100 \times 12,3^2} = 0,059$$

$$\mu = 0,059 < \mu_{AB} = 0,394 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,076$$

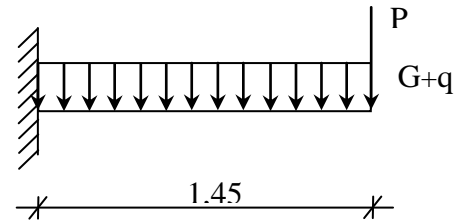


Fig.IV.3: Schéma statique du balcon

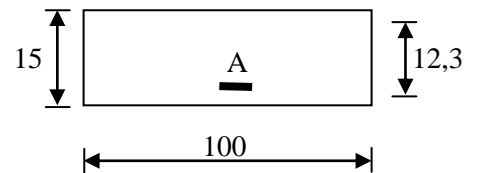


Fig.IV.2: Section de calcul

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,969$$

- Détermination des armatures :

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{12772,8}{348 \times 0,969 \times 12,5} = 3,03 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_a = \max(A_u; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 3,03 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Choix des armatures :

$$5T12/m_L \longrightarrow A = 5,65 \text{ cm}^2/m_L.$$

(T12e = 15cm).

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_{ser} = -928,62 \text{ daN.m}$$

- Vérification des contraintes :

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \times 5,65}{100} = 0,84 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30 \cdot A \cdot d}{b} = \frac{30 \cdot 5,65 \cdot 12,3}{100} = 20,84 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,84 + \sqrt{(0,84)^2 + 20,84} = 3,80 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \times 3,80^3}{3} + 15 \times 5,65 \times (12,3 - 3,80)^2 = 7952,25 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_t^{ser}}{I} = \frac{9286,2}{7952,25} = 1,16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 1,16 \times 3,80 = 4,40 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_1) = 15 \times 1,16 \times (12,3 - 3,80) = 147,90 \text{ MPa.}$$

$$\text{Donc : } \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot 400 ; 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot 2,1}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\text{Et } \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

❖ Conclusion :

- $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
 - $\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$
- } \Rightarrow Les armatures calculées à l'ELU seront maintenue

Armature de répartition :

$$A_r = A/4 = 4,71/4 = 1,18$$

Choix des armatures : 5T10 \longrightarrow $A_r = 3,93 \text{ cm}^2$

• **Calcul des armatures transversales :**

$$T_u^{\max} = (1,35G + 1,5q) \cdot L + 1,35P$$

$$= (1,35 \times 515 + 1,5 \times 150) \times 1,45 + 1,35 \times 158,3$$

$$T_u^{\max} = 1548,06 \text{ daN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{15480,6}{(100 \times 12,3) \times 100} = 0,13 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 3 \text{ MPa}\right) = 2,00 \text{ MPa (Fissuration préjudiciable)}$$

- $\tau_u = 0,13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2 \text{ MPa}$
 - Il n'y a pas de reprise de bétonnage
- } \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Tableau récapitulatif de ferrailage des balcons en console

Section [cm ²]	Bloc
A _{adoptée}	3,03
Armatures de réparation	3,93
A _{choisie}	5,65
Choix des armatures	5T12

Pour éviter un moment de torsion important, on utilisera un contre poids.

➤ Calcul du contre poids

On doit avoir : $V_{\text{sortant}} = V_{\text{entrant}}$

$$1.45 \times 0.15 \times 1.00 = L \times 0.20 \times 1.00$$

$$L = 1.10\text{m} = 110 \text{ cm}$$

IV.3.5-Calcul de la flèche

Condition de la flèche : [BAEL 91 / B.7.5]

- $\frac{h}{L} > \frac{1}{20}$
- $\rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{fe}$

Vérification si la flèche est nécessaire:

- $\frac{h}{L} > \frac{1}{20} \Rightarrow 0,125 > 0,05 \Rightarrow C.V.$
- $\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{5,65}{100 \times 12,5 \times 100} = 0,0000452 < \frac{2}{fe} = \frac{2}{400} = 0,005 \Rightarrow C.V.$

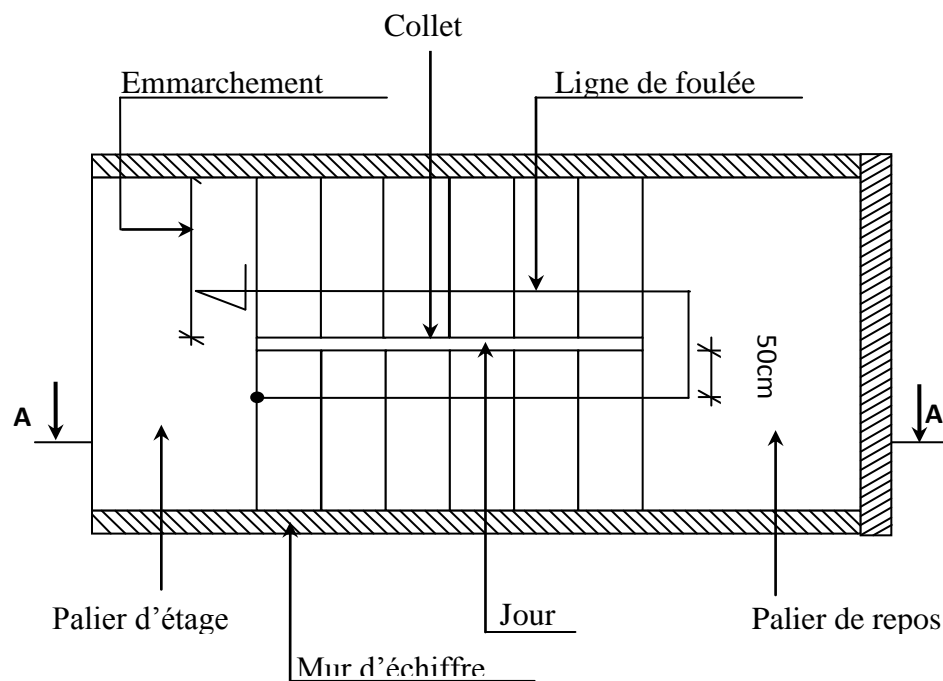
IV.4-Etude des escaliers

IV.4.1-Définition

L'escalier est un ouvrage qui permet l'accès d'un niveau à un autre.

Un escalier est déterminé par les paramètres suivants :

- Sa montée
- Son emmarchement
- Son giron
- Sa hauteur de marche

IV.4.2- Eléments constitutifs**Fig IV.3.1: Les éléments constitutifs d'un escalier**

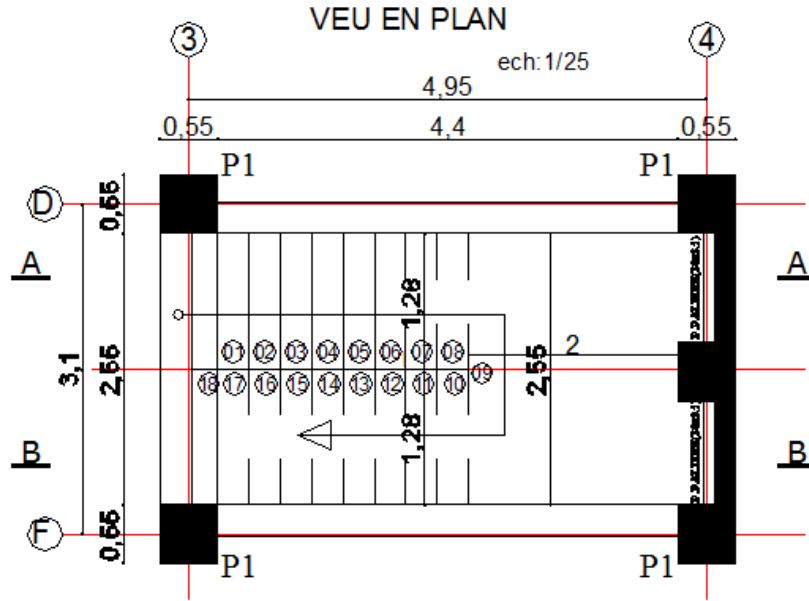


Fig.IV.1.2: Vue en plan de la cage d’escalier

IV.4. 3- Pré-dimensionnement

Le pré-dimensionnement des escaliers doit respecter la formule de «BLONDEL» suivante :

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

$$h = 17\text{cm.} \quad g = 30\text{cm.}$$

Selon la formule de «BLONDEL» ; il faut que :

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

Contre marches ; N_c : nombre des contre marches.

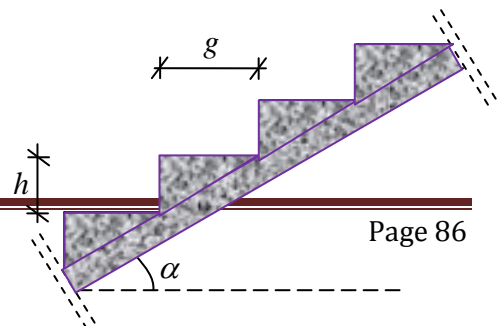
$$N_c = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$$

On aura 18 contre marches ($N=9$ contre marches pour les volées (1) et (2) ;

$n = N-1 = 9-1 = 8$ marches pour les volées (1) et (2).

• **L’inclinaison de la pailasse :**

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



- **La longueur de la paillasse :**

$$L = \frac{0.17 \times 9}{\sin(29,54)} = 3,10m$$

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

$$\text{Condition de résistance : } \frac{L_{\text{pai}}}{30} < ep < \frac{L_{\text{pai}}}{20} \Rightarrow \frac{310}{30} < ep < \frac{310}{20}$$

D'où : $ep_1 = (13,46 ; 20,2)$ cm ; on prend : **ep= 15cm.**

Fig IV.3.2:Schémas de la paillasse

- ❖ **Conclusion :**

On a un seul type de schéma statique :

Escalier à paillasse porteuse avec un seul palier s'appuyant sur les éléments de résistance

IV.4.4 :Descente de charges :

(Escalier à paillasse porteuse avec un seul palier)

1-volée :

a- Charges permanentes :

- Revêtement horizontal (Carrelage+mortier de pose+sable)	104Kg/m ²
- Revêtement vertical (104.h/g)	58,93Kg/m ²
- Poids propre des marches (2200.0,17/2)	187Kg/m ²
- Poids propre de la paillasse :2500.(e _p /cos α)	431,03Kg/m ²
- Enduit au ciment (18.1,5/cos α)	31,03Kg/m ²
	G₁= 812 Kg/m²

b- Charges d'exploitation :

La surcharge d'exploitation :⇒ Q= 250 Kg/m².

c- Combinaisons fondamentales :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$q_1^u = 1,35G_1 + 1,5Q = 1,35 \times 812 + 1,5 \times 250 = 1471,2 \text{Kg/m}^2$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$q_1^{\text{ser}} = G_1 + Q = 812 + 250 = 1062 \text{Kg/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_1^u = \bar{q}_1^u \times 1,00 = 1471,2 \times 1,00 = 1471,2 \text{Kg/m}_L.$$

$$\bar{q}_1^{\text{ser}} = q_1^{\text{ser}} \times 1,00 = 1062 \times 1,00 = 1062 \text{Kg/m}_L.$$

2-Palier :

a- Charges permanentes :

- Revêtement horizontal (Carrelage+mortier de pose+sable)	104Kg/m ²
- Poids propre du palier (2500 × e _{p1})	375 Kg/m ²
- Enduit au ciment (18×1,5)	27Kg/m ²
	G₂ = 506Kg/m²

b- Charges d'exploitation :

Locaux à usage d'habitation ou bureau ⇒ Q = 250 Kg/m².

c- Combinaisons fondamentales :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$q_2^u = 1,35G_2 + 1,5Q = 1,35 \times 506 + 1,5 \times 250 = 1058,1 \text{Kg/m}^2.$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$q_2^{\text{ser}} = G_2 + Q = 506 + 250 = 756 \text{Kg/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_2^u = \bar{q}_2^u \times 1,00 = 1058,1 \times 1,00 = 1058,1 \text{Kg/m}_L.$$

$$\bar{q}_2^{\text{ser}} = q_2^{\text{ser}} \times 1,00 = 756 \times 1,00 = 756 \text{Kg/m}_L.$$

IV.4.5 ; Calcul du ferrailage :

A. Paillasse porteuse:

- Schéma statique:

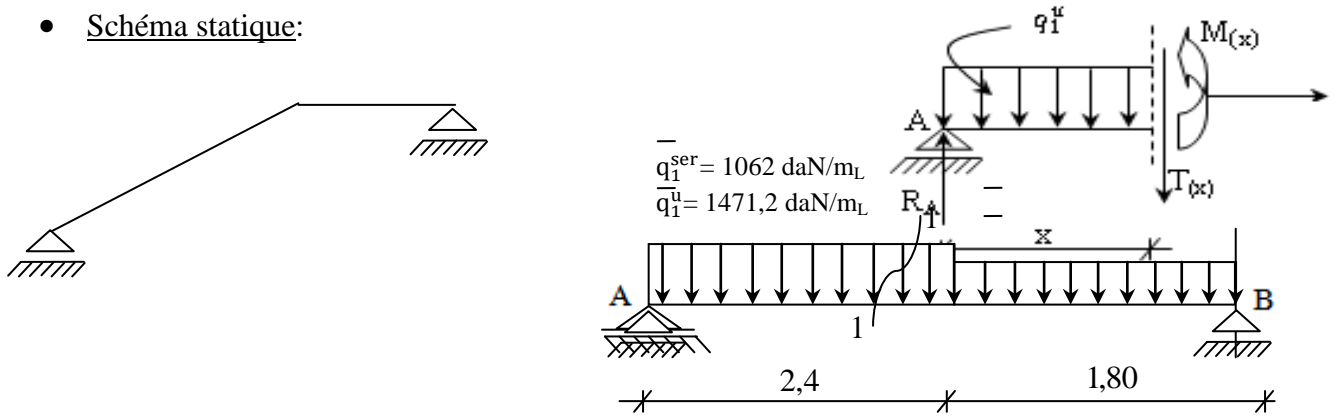


Fig.IV.3.5: Schéma statique d'un escalier à paillasse avec palier de repos

➤ Etat limite ultime (E.L.U.):

- Calcul des réactions :

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow R_A = 2930,17 \text{ daN}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow R_B = 2505,39 \text{ daN}$$

☑ Vérification :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow RA + RB = 2930,17 + 2505,39 = 1471,2 \times 2,4 + 1058,1 \times 1,8 = 5435,46 \text{ daN.m}$$

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 2,4 \text{ m}$

$$T(x) = R_A - q_1^u \cdot x$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_1^u \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$T(x) = 2930,17 - 1471,2 \cdot x$$

$$M(x) = 2930,17x - 1471,2 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 2930,17 \text{ daN} \\ M(0) = 0 \end{cases}$$

$$x = 2,4 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} T(2,4) = -600,71 \text{ daN} \\ M(2,4) = 2795,35 \text{ daN.m} \end{cases}$$

Section 2-2 : $0 \leq x \leq 1,80 \text{ m}$

$$T(x) = q_2'' \cdot x - R_b$$

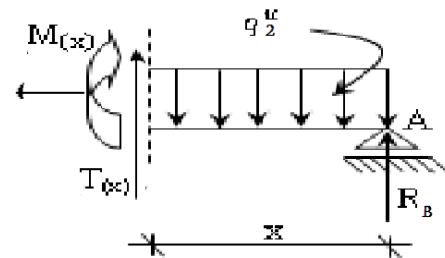
$$M(x) = R_b \cdot x - q_2'' \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$T(x) = 1058,1 \cdot x - 2505,39$$

$$M(x) = 2505,39x - 1058,1 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow \begin{cases} T(0) = -2505,39 \text{ daN} \\ M(0) = 0 \end{cases}$$

$$x = 1,80 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} T(1,80) = -600,81 \text{ daN} \\ M(1,80) = 2795,35 \text{ daN.m} \end{cases}$$



- Calcul du moment fléchissant maximum :

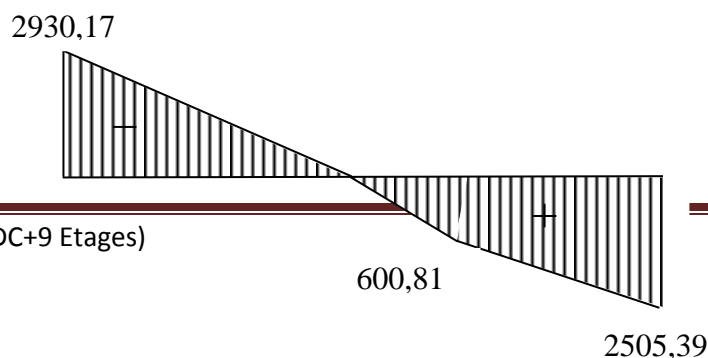
$$M_{\max} \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow 2930,17 - 1471,2 \cdot x = 0 \Rightarrow x_m = 1,99 \text{ m.}$$

$$M_{\max}'' = M(1,96 \text{ m}) = 2917,98 \text{ daN.m.}$$

- Diagramme des moments fléchissant et effort tranchant :

- Etat limite ultime (E.L.U.) :

- **T** : en [daN]



- M : en [daN.m]

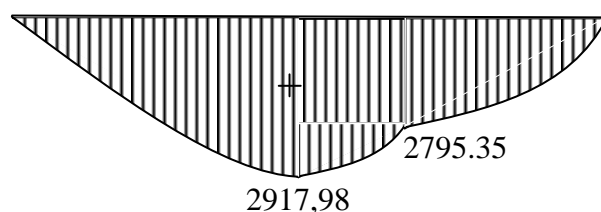


Fig.IV.3.6: Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à E.L.U.

- Moment en appuis :

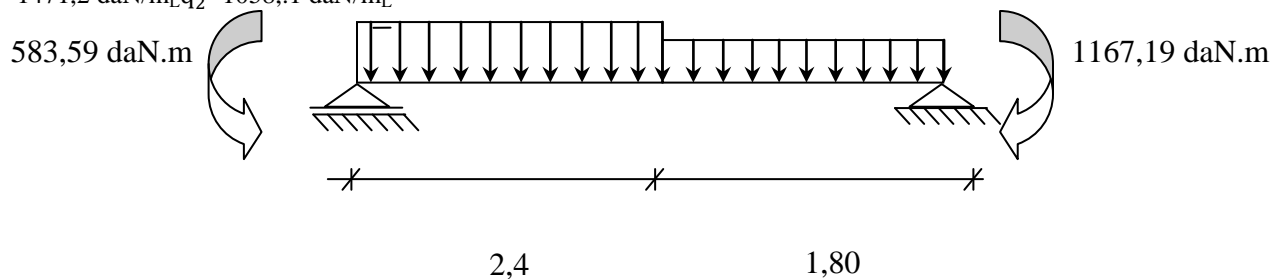
$$M_a^u = -0,4M_{\max}^u = -1167,19 \text{ daN.m}$$

$$M_a^u = -0,2M_{\max}^u = -583,59 \text{ daN.m}$$

- Moment en travée :

$$M_t^u = 0,8M_{\max}^u = 2334,38 \text{ daN.m}$$

$$q_1^u = 1471,2 \text{ daN/m}_L, q_2^u = 1058,1 \text{ daN/m}_L$$



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

- Calcul des réactions :

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow R_A = 2112,18 daN$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow R_B = 1797,42 daN$$

☑ Vérification :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 2112,18 + 1797,42 = 1062 \times 2,4 + 756 \times 1,8 = 3909,6 daN.m$$

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 2,4m$

$$T(x) = R_A - q_1^{ser} \cdot \bar{x}$$

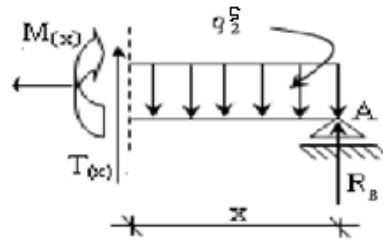
$$M(x) = R_A \cdot x - q_1^{ser} \cdot \frac{\bar{x}^2}{2}$$

$$T(x) = 2112,18 - 1062 \cdot x$$

$$M(x) = 2112,18 \cdot x - 1062 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 2112,18 daN \\ M(0) = 0 \end{cases}$$

$$x = 2,4m \Rightarrow \begin{cases} T(2,4) = -436,62 daN \\ M(2,4) = 2010,67 daN.m \end{cases}$$



Section 2-2 : $0 \leq x \leq 1,80m$

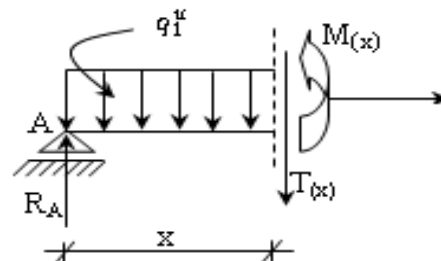
$$T(x) = q_2^u \cdot \bar{x} - R_b$$

$$M(x) = R_b \cdot x - q_2^u \cdot \frac{\bar{x}^2}{2}$$

$$T(x) = 756 \cdot x - 1806,3$$

$$M(x) = 1806,3x - 756 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow \begin{cases} T(0) = -1797,42 daN \\ M(0) = 0 \end{cases}$$



$$x = 1,80 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} T(1,80) = -436,62 \text{ daN} \\ M(1,80) = 2010,63 \text{ daN.m} \end{cases}$$

- Calcul du moment fléchissant maximum :

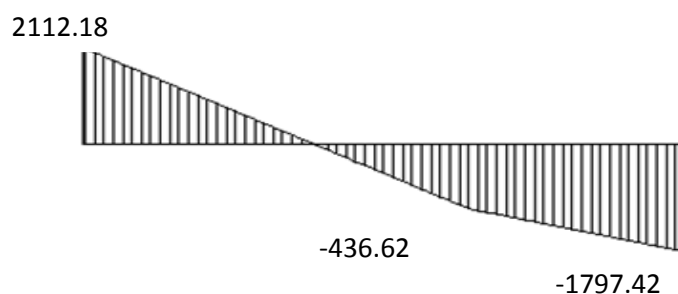
$$M_{\max} \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow 2112,18 - 1062 \cdot x = 0 \Rightarrow x_m = 1,99 \text{ m.}$$

$$M_{\max}^{ser} = M(1,39) = 2100,42 \text{ daN.m}$$

- Diagramme des moments fléchissant et effort tranchant :

➤ Etat limite ultime de service (E.L.S.) :

- T : en [daN]



- M : en [daN.m]

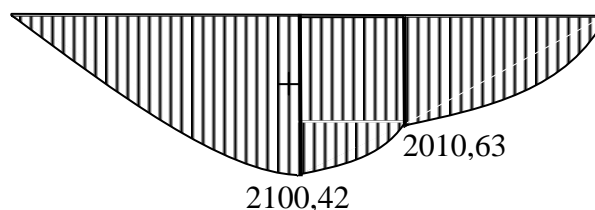


Fig.IV.3.7: Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à E.L.S.

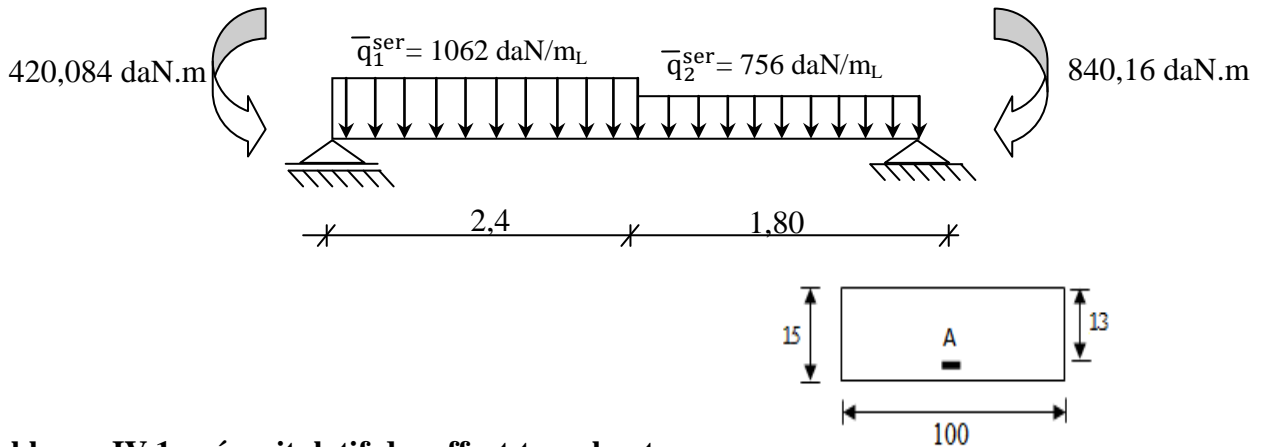
- Moment en appuis :

$$M_a^{ser} = -0,2 M_{\max} = -420,084 \text{ daN.m}$$

$$M_a^{ser} = -0,4 M_{\max} = -840,16 \text{ daN.m}$$

- Moment en travée :

$$M_t^{ser} = 0,8 M_{max} = 1680,33 \text{ daN.m}$$



Tableaux IV.1 : récapitulatif des effort tranchants (T) et des moments fléchissants maximales en travée (Mt) et en appuis (Ma) .

Fig IV.12 : Section de calcul de la paillasse

Sollicitation Etats	Moment fléchissant [daN.m]		Effort tranchant [daN.m]
	Mt = 0.8Mmax	Ma = -0.2Mmax	T
ELU	2334.38	1167.19	2930.17
ELS	1680.33	840.16	

❖ **Calcul du ferrailage :**

A. En travée :

➤ Etat limite ultime (E L U) :

$$M_t^u = 2234,38 \text{ daN.m}$$

Fig. IV 3.8 :section calcul du paillasse

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{22343.8}{14,2 \times 100 \times (13)^2} = 0,093$$

$$\mu = 0,095 < \mu_{AB} = 0,394 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \epsilon_s > 1000 \epsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,122$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0,951$$

- Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{22343.8}{348 \times 0,951 \times 13} = 5,19 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 5,19 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

- Choix des armatures :

$$5T12/\text{m}_L \quad \rightarrow A \geq 5,65 \text{ cm}^2 / \text{m}_L.$$

$$(T12 \rightarrow e = 15 \text{ cm}).$$

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

$$M_t^{ser} = 1680,33 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans A' $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{2234,38}{1680,33} = 1,32$$

$$\frac{1,32 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,41 > \alpha = 0,42 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Conclusion :

- $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
 - Fissuration peu nuisible
 - (Aucune vérification pour (σ_s))
- } \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

- Armatures de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_t}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

- Choix des armatures :

$$5\text{T}10/\text{m}_L \longrightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

(T10e = 15 cm)

B. En appuis :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_a^u = -1167,19 \text{ daN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{11671,9}{14,2 \times 100 \times (13)^2} = 0,048$$

$$\mu = 0,048 < \mu_{AB} = 0,394 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,060$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0,976$$

- Détermination des armatures :

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{11671,9}{348 \times 0,976 \times 13} = 2,64 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_a = \max(A_a; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 2,64 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

- Choix des armatures :

$$5\text{T}10/\text{m}_L A = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

(T10 \longrightarrow 15cm).

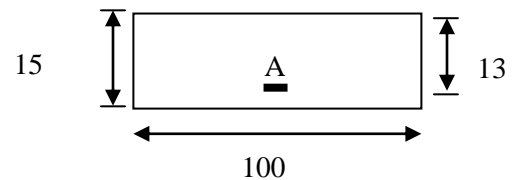


Fig. IV 3.9 : section calcul du paillasse

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_a^{ser} = -840,16 \text{ daN.m}$$

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

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{1167,19}{840,16} = 1,39$$

$$\frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 > \alpha = 0,06 \quad \text{Condition vérifiée}$$

• Conclusion :

- $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
 - Fissuration peu nuisible
- (Aucune vérification pour (σ_s)) \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

• Armatures de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_a}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,78 \text{ cm}^2 / m_L$$

• Choix des armatures :

$$5T10/m_L \rightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2 / m_L$$

(T10 e = 15 cm) \rightarrow

C. Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_u^{\max} = 2930,17 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{2930,17}{100 \times 13 \times 100} = 0,225 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,05 \cdot f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

- $\tau_u = 0,225 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa}$
 - Il n'y a pas de reprise de bétonnage
 - Dessin du ferrailage :
- \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

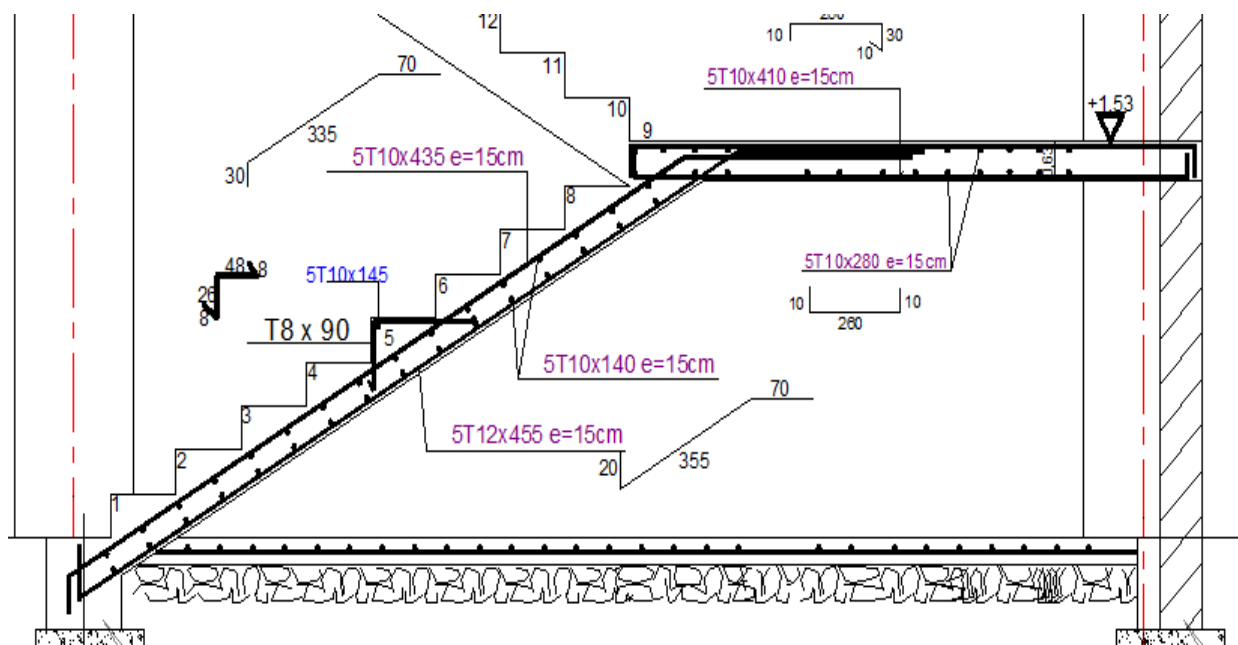


Fig.IV.3.10 :Ferrailage de la pailasse

V.1- Introduction

Les tremblements de terre ont représenté depuis toujours un de plus graves désastres de l'humanité. Leur apparition brutale est imprévue, la violence des forces mises en jeu et l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations.

Le séisme est un phénomène qui se produit à partir du frottement entre les plaques tectoniques, un déplacement de ces derrières engendre des efforts sismiques qui imposent aux constructions des accélérations pouvant atteindre l'ordre de grandeur de la pesanteur, alors un effort séismique est un effort dynamique (varie en fonction du temps).

Le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien [R.P.A.99 (version2003)]

V.2- Méthodes de calcul

Selon l'article 4.1.1 du RPA.9 (Version 2003), les forces sismiques peuvent être déterminées par deux méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode dynamique modale spectrale.

V.2.1- Méthode statique équivalente

➤ **Principe de la méthode** : [RPA99 (version 2003)/4.2.1]

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement dans les 2 directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux de l'action sismique.

Le R.P.A.99 (version2003) permet sous certaines conditions de faire les calculs par cette méthode, qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant à sa base donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement.

W : Poids total de la structure.

Condition d'application : [RPA 99 (version 2003)/4.1.2]

Cette méthode peut être utilisée dans les conditions suivantes :

• **Régularité en plan : [RPA99 (version 2003)/3.5.1.a]**

1. Le bâtiment doit être présenté une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales ;

2 . A chaque niveau la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ne dépasse pas **15%** de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique ;

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder **25%** de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

3.Le rapport longueur /largeur du plancher est inférieur à 4 ;

4. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformable dans leur plan ;

Dans ce cas la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieur à 15% de celle de ce dernier.

• **Régularité en élévation : [RPA99 (version 2003)/3.5.1.b]**

1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

2. Les raideurs et masses des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement de la base au sommet du bâtiment.

3. La variation de dimension en plan entre deux niveaux successifs ne dépasse pas **20%**.

La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas **1,5** fois sa plus petite dimension.

Outre ces conditions, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : • tous groupe.

Zone II a : • groupe d'usage 3.

Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à

7 niveaux ou 23m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à

5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à

3 niveaux ou 10m.

Zone IIb et III : ● groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à
3 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à

3 niveaux ou 10m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à

2 niveaux ou 8m.

✚ La méthode statique équivalente n'est pas applicable, dans ce cas on va appliquer la méthode dynamique (**le calcul se fait par le logiciel « Autodesk RobotBat 2010 »**).

V.2.2- Méthode dynamique

a) Principe :

Par cette méthode il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés 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) Modélisation :

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encastré à la base, où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (2 translations horizontales, et une rotation d'axe verticale) [**RPA99/v2003 4.3.2**].

c) Présentation du logiciel :

Robot Bat est un logiciel de calcul, d'analyse et de conception d'une variété très large de structures.

Ce système qui est basé sur la méthode des éléments finis, possède plusieurs caractéristiques qui facilitent le travail de l'ingénieur :

- Il donne plusieurs possibilités de création du modèle ;
- Il calcule automatiquement le centre de gravité et le centre d'inertie de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure ;
- Contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position « vérifier structure » ;
- Il permet un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphiques bien détaillés comme il donne le maximum des efforts internes (moments fléchissant M , efforts tranchants T , efforts normales, contraintes σ ...)

V.3- Etapes de modélisation

Pour la modélisation nous avons suivi les étapes suivantes :

- Choix du plan du travail : notre structure est un modèle tridimensionnel ;
- Choix de l'unité du travail ; KN et m ;
- Création graphique du modèle en utilisant l'interface du Robot Bat (voir figure VI.1) :

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments barres et les voiles dalle pleine par panneau.

- Introduit les propriétés du matériau utilisé : les propriétés du béton (voir chapitre I)
- Introduit les propriétés de chaque élément de la structure : la section et le matériau utilisé ;
- Introduit les conditions aux limites ;



Fig.V.1:Interface du Robot Bat

- Détermination des charges : pour notre cas, on a trois types :
 - ☑ Charge permanente G:contient le poids total de la structure et la charge permanente distribuée par les planchers aux poutres principales et secondaire ainsi que la poussée des terres pour les voiles périphériques du sous-sol.
 - ☑ Charges d'exploitation Q: les charges d'exploitations distribuées par les planchers aux poutres.
 - ☑ Les forces sismiques E : contient les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et le spectre dans les trois sens(X, Y et Z).

- Détermination des combinaisons de charges :
 - 1) $1.35G + 1.5Q$
 - 2) $G + Q$
 - 3) $0.8G + E$
 - 4) $0.8G - E$
 - 5) $G + Q + E$
 - 6) $G + Q - E$
- Vérification des erreurs ;
- Lancement de l'analyse ;
- Interprétation des résultats.
- Détermination du spectre de réponse :

Zone	:	IIa
Usage	:	2
Assise	:	S ₂
Coefficient de qualité	:	1,200
Coefficient de comportement	:	4,000
Amortissement	:	7,00 %

V.4- interprétation des résultats

V.4.1- Vérification la résultante des forces sismiques

La résultante des forces sismiques à la base V_0 obtenue par combinaisons des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V .

A. Calcul la force statique équivalente :

La force sismique totale à la base de la structure doit être calculée dans les deux directions par :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement.

W : Poids total de la structure.

a. Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta(T_2/3)^{2/3}(3/T)^{5/3} & T > 3s \end{cases}$$

Avec :

T₂ : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7)

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \zeta)} \geq 0,7$$

Où : ζ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages donné par le **tableau (4.2)**

Portique en béton armé, remplissage léger $\Rightarrow \zeta = 7\%$

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{7 / (2 + 7)} = 0,88 \geq 0,7 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Site meuble (S₃) $\Rightarrow T_2 = 0,40s$ (Tableau 4.7)

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

h_N : Hauteur mesurée en (m) à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau est égale à 31,20m.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau (4.6).

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA $\Rightarrow C_T = 0.05$

$$T = \min \left\{ C_T \cdot h_N^{3/4}; 0,09 \cdot \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

$$T = C_T \cdot (31,2)^{3/4} = 0,66s$$

- Sens longitudinal (suivant x-x):

$$T_x'' = 0,09 \cdot \frac{31,20}{\sqrt{21,35}} = 0,60s$$

$$T_x = \min \{0,66; 0,60\} = 0,60s$$

$$D_x = 2,5 \cdot 0,88 \cdot \left(\frac{0,40}{0,60} \right)^{\frac{2}{3}} = 1,68$$

- Sens transversal (suivant y-y) :

$$T_y'' = 0,09 \cdot \frac{31,20}{\sqrt{19,75}} = 0,63s$$

$$T_y = \min\{0,66; 0,63\} = 0,63s$$

$$D_y = 2,5 \cdot 0,88 \cdot \left(\frac{0,40}{0,63} \right)^{\frac{2}{3}} = 1,63$$

$$T_2 \leq T \leq 3,0s \Rightarrow D = 2,5 \cdot \eta \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}}$$

b. Coefficient d'accélération de zone A :

Donné par le tableau (4.1) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

- **Zone IIa**

- **Groupe 2** (Ouvrage courants ou d'importance moyenne)

=> **A = 0,15**

c. Coefficient de comportement R :

Mixte portiques/voiles avec interaction => **R = 5[RPA99 (version2003)/tableau 4]**

d. Facteur de qualité Q :

Tableau.V.1: Valeurs des pénalités P_q

Critère	P _q	
	P _{qx}	P _{qy}
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0	0
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0,05	0,05
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,1	0,1
	0,2	0,2

$$Q = 1 + \Sigma P_q = 1 + 0,2 = 1,2$$

$$Q = Q_x = Q_y = 1,2$$

e. Calcul du poids de la structure W :

$$W = \sum W_{Gi} + \beta \sum W_{Qi} \quad [\text{RPA99version2003/formule4.5}]$$

Avec :

W_{Gi} : Poids du aux charge permanentes ;

W_{Qi} : Poids du aux charges d'exploitation ;

$\sum W_{Gi}$: Résultante des réactions verticales dues aux charges permanentes

$\sum W_{Qi}$: Résultante des réactions verticales dues aux charges d'exploitation

Remarque : le poids total de la structure est donné par le logiciel rabot bat :

$$W = 40325,98 \text{ KN}$$

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \Rightarrow \begin{cases} V_x = \frac{0,15 \cdot 1,68 \cdot 1,20}{4} \cdot 40325,98 = 3048,64 \text{ KN} \\ V_y = \frac{0,15 \cdot 1,63 \cdot 1,20}{4} \cdot 40325,98 = 2957,91 \text{ KN} \end{cases}$$

f. la résultante des forces sismiques :

Après l'interprétation des résultats du fichier Robot Bat, la résultante des forces sismiques à la base est égale à :

Sens xx

$$V_x = 2523,71 \text{ KN} > 80\% V_x = 2438,92 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sens yy

$$V_y = 2755,83 \text{ KN} > 80\% V_y = 2366,32 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VI.4.2 Nombre de modes à considérer : [RPA99version 2003/4.3.4] :

* Pour les structures représentées par des modèles plans dans 2 directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des 2 directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives supérieur à 90% au moins de la masse totale.

Tableau.V.2:Périodes et facteurs de participation modale :

Mode	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Nature	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
1	0,81	5,25	58,75	trans y	5,25	58,75
2	0,66	59,83	5,17	trans x	65,08	63,92
3	0,52	0	0,96	Torsion	65,08	64,89
4	0,2	1,35	15,49	\	66,43	80,38
5	0,16	15,73	1,5	\	82,16	81,88
6	0,13	0,79	0,21	\	82,95	82,09
7	0,09	0,34	5,83	\	83,29	87,92
8	0,07	5,93	0,25	\	89,22	88,17
9	0,06	0,48	1,12	\	89,7	89,29
10	0,06	0,05	1,8	\	89,75	91,09
11	0,05	0	0	\	89,75	91,09
12	0,05	0	0	\	89,75	91,09
13	0,05	0,78	0,23	\	90,53	91,32

VI.4.3 Vérification de la période : [RPA99 (version 2003)/4.2.4.4] :

La valeur de (T) calculé à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$T_{\text{dyn}} = 0,81 \text{ s} < 1,3 \times T_{\text{amp}} = 1,3 \times 0,66 = 0,86 \text{ s} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

V.4.4.Calcul et vérification des déplacements

D'après le RPA 99 (version 2003) [art.4.4.3] le déplacement horizontale de chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{eK}$$

Avec :

δ_k : Déplacement horizontal au niveau k ;

δ_{eK} : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques obtenu par Robot Bat ;

R : Coefficient de comportement de la structure.

Le déplacement horizontal relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{(K-1)}$$

Déplacement relatif admissible (toléré) : [RPA99version2003/5.10]

$$\Delta_{radm} = 1\%h_e$$

h_e : Hauteur d'étage

Remarque :

La vérification du déplacement de tous les niveaux effectuée sur le tableau suivant :

Tableau.V. 3: Tableau récapitulatif pour la vérification du déplacement du plancher :

h_k (cm)	δ_{ek} (cm)		δ_{ky} (cm)		$\bar{\Delta}$ (cm)		Observation (1%h)
	Sens x	Sens y	Sens x	Sens y	Sens x	Sens y	
306	5	6,3	20	25,4	2,4	2,8	Vérifiée
306	4,4	5,6	17,6	22,4	2	2,8	vérifiée
306	3,9	4,9	15,6	19,6	2,4	2,8	vérifiée
306	3,3	4,2	13,2	16,8	2	2,8	vérifiée
306	2,8	3,5	11,2	14	2,4	2,8	vérifiée
306	2,2	2,8	8,8	11,2	2,4	2,8	vérifiée
306	1,6	2,1	6,4	8,4	2	2,8	vérifiée
306	1,1	1,4	4,4	5,6	1,6	2	vérifiée
306	0,7	0,9	2,8	3,6	1,6	2	vérifiée
306	0,3	0,4	1,2	1,2	0,8	1,2	vérifiée
289	0,1	0,1	0,4	0,4	0,4	0,4	vérifiée

V.4.5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ : [RPA99 version 2003/5.9]

Les effets du seconde ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

P_k = poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau k

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau (k-1)

h_k : Hauteur de l'étage k

Si : $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, 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.

➤ **Calcul de F_i :**

$$F_i = \frac{w_i \times h_i \times (v_t - F_t)}{\sum w_i \times h_i}$$

W_i : Poids propre de l'étage ;

h_i : Hauteur cumulée à la base de la structure ;

v_t : Force sismique totale.

On a $T = 0,66 \text{ sec} < 0,7 \text{ sec} \Rightarrow F_t = 0$ [RPA99 (version2003)/4.2.5]

Tableau V.4: Vérification de l'effort p- Δ

ETAGE	Wi*9,81	pki	VKX*9,81	VKY*9,81	$\Delta kx(cm)$	$\Delta ky(cm)$	HK	θx	θy
S SOL	6399,11892	61742,437	2214,45054	1966,53222	0,1	0,1	289	0,00964761	0,01086388
RDC	5901,56945	55343,3181	2182,08735	1940,64363	0,3	0,3	306	0,02486525	0,02795885
1	5901,56945	49441,7486	2098,20204	1860,28011	0,4	0,5	306	0,03080244	0,04342742
2	5625,62298	43540,1792	1991,43	1756,72575	0,4	0,6	306	0,0285801	0,04859774
3	5625,62298	37914,5562	1868,73633	1639,13328	0,5	0,6	306	0,03315176	0,04535462
4	5625,62298	32288,9332	1718,70219	1502,46036	0,5	0,7	306	0,0306974	0,04916174
5	5375,9575	26663,3102	1544,86899	1352,17116	0,6	0,7	306	0,0338417	0,04510856
6	5375,9575	21287,3527	1346,913	1184,94009	0,6	0,7	306	0,03098931	0,04109622
7	5375,9575	15911,3952	1114,18056	989,47584	0,6	0,7	306	0,02800158	0,03678576
8	5152,57301	10535,4377	842,24736	757,74402	0,6	0,7	306	0,02452691	0,03180583
9	5382,86472	5382,86472	497,52396	454,45806	0,5	0,7	306	0,01767861	0,02709544

Remarque : $\Theta < 0,1$ dans les deux sens.

VI.1-Introduction

L'ossature du bâtiment est constituée d'éléments verticaux (poteaux, voiles) et horizontaux (poutres).

L'assemblage des poteaux et des poutres constitue les portiques.

VI.2-Définition**VI.2.1-Poteaux**

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent des points d'appuis pour transmettre les charges de la superstructure aux fondations, ils sont sollicités à la flexion composée.

VI.2.2- Poutres

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donnée qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

VI.3-Ferraillage des portiques**VI.3.1- Combinaisons d'actions**

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont notées :

- **G** : Charges permanentes;
- **Q** : Charges d'exploitations et
- **E** : Efforts sismiques.

❖ Combinaisons prises en compte :

- BAEL 91 : Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires;

$$1.35G + 1.5Q \longrightarrow \text{E.L.U.}$$

$$G + Q \longrightarrow \text{E.L.S.}$$

- RPA99 (version2003) : Combinaisons accidentelles;

$$\left. \begin{array}{l} 0.8 \times G \pm E \\ G + Q \pm E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Poteaux}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0.8 \times G \pm E \\ G + Q \pm E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Poutres}$$

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel Robot bat.

VI.3.2-Ferraillage des poutres

On distingue deux types des poutres :

- Poutres principales $(30 \times 40) \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires $(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

a. Ferraillage réglementaire : **Recommandation du RPA99 (version 2003):**

- Armatures longitudinales :
 - Armatures minimales : $0.5\% \times B$ en zone II_a.
 - Armatures maximal $\begin{cases} 4\% \times B & \text{en zone courante} \\ 6\% \times B & \text{en zone de recouvrement} \end{cases}$
 - Longueur de recouvrement est de : $40.\emptyset$ en zone II_a.

Avec :

B : Section de la poutre.

➤ Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{t\min} = 0.003 \times S \times b$$

Avec :

b : Largeur de la section

S : L'espacement des armatures transversales.

- L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S = \min \left(\frac{h}{4}; 12 \times \emptyset \right)$$

- En dehors de la zone nodale :

$$S = \frac{h}{2}$$

 Règlement BAEL91 :

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues.}$$

b. Les sollicitations des poutres :

A l'aide du fichier des résultats donné par le logiciel "Robot Bat", on obtient les résultats suivants :

Tableau.VI. 1 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant en [KN.m] et effortstranchants:

Types	Etat limite ultime (E.L.U)		Etat limite de service (E.L.S)		Situation accidentelle		Efforts tranchants T [KN]
	Mt [KN.m]	Ma [KN.m]	Mt [KN.m]	Ma [KN.m]	Mt [KN.m]	Ma [KN.m]	
Poutres principales « PP »	46,531	86,493	33,742	62,744	28,210	91,831	133,181
Poutres secondaires « PS »	50,864	46,205	36,923	33,555	66,373	61,128	74,015

Armatures longitudinales :

Conditions imposées par le RPA99 (version 2003)

- Poutres principales $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6,00 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 30 = 4,50 \text{ cm}^2$

Conditions imposées par le BAEL.91 :

- Poutres principales $A_{min} = 0.23 \times \frac{2,1}{400} \times 30 \times 36 = 1,30 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires $A_{min} = 0.23 \times \frac{2,1}{400} \times 30 \times 27 = 0,98 \text{ cm}^2$

- **Exemple de calcul :** Poutres principales (30x40) cm²

b.1- En travée :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$M_t^u = 46,531 \text{ KN.m}$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{46,531 \times 10^3}{14,2 \times 30 \times (36)^2} = 0,084$$

$\mu = 0,084 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$

$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,109$

$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,956$

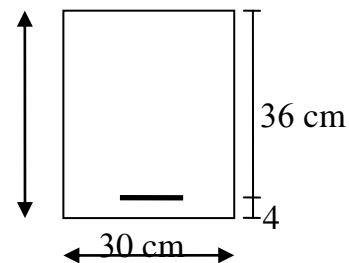


Figure VI.1 ; Schéma d'une section de calcul

- Détermination des armatures:

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{46,531 \times 10^3}{348 \times 0,956 \times 36} = 3,88 \text{ cm}^2$$

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

$$M_t^{ser} = 33,742 \text{ KN.m}$$

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

Avec :

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{46,531}{33,742} = 1,37$$

$$\frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435 > \alpha = 0,159 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{(Aucune vérification pour } \sigma_s) \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

- ❖ Situation accidentelle :

$$M_t^{acc} = 28,210 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{28,210 \times 10^3}{18,48 \times 30 \times (36)^2} = 0,039$$

$$\mu = 0,039 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,049$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,980$$

- Détermination des armatures:

$$A_t^{acc} = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{28,210 \times 10^3}{400 \times 0,980 \times 36} = 2,00 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{acc}; A_{\min(rpa)}) = 3,88 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures:

$$2T14+4T12 \longrightarrow A = 7,6 \text{ cm}^2$$

b.2- En appuis :❖ **Cas fondamentaux :**➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_a^u = -86,493 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{86,493 \times 10^3}{14,2 \times 30 \times (36)^2} = 0,156$$

$$\mu = 0,156 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,213$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,914$$

- Détermination des armatures:

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{86,493 \times 10^3}{348 \times 0,914 \times 36} = 7,55 \text{ cm}^2$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_a^{ser} = -62,744 \text{ KN.m}$$

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

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{86,943}{62,744} = 1,38$$

$$\frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 > \alpha = 0,233 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{(Aucune vérification pour } \sigma_s) \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

❖ Situation accidentelle :

$$M_a^{acc} = -91,831 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{91,831 \times 10^3}{18,78 \times 30 \times (36)^2} = 0,126$$

$$\mu = 0,126 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,169$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,932$$

- Détermination des armatures:

$$A_a^{acc} = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{91,831 \times 10^3}{400 \times 0,932 \times 36} = 6,84 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_{cal}; A_{acc}; A_{\min(BAEL)}) = 7,55 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures:

$$4T12+4T14 \quad A = 10,67 \text{ cm}^2$$

b.3- Vérification de l'effort tranchant :

$$T_u^{\max} = 133,181 \text{ KN}$$

- a) Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appuis :

$$T_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0,9 \cdot d = 0,9 \times 36 = 32,4 \text{ cm}$$

$$T_u = 198200 \text{ N} \leq 0,267 \times 32,4 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 648810 \text{ N}$$

\Rightarrow L'effort tranchant n'influe pas au voisinage des appuis.

- b) Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

On doit vérifier que :

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right)$$

$$A_L = 7,6 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left(133181 - \frac{86493}{0,9 \cdot 36} \right) \cdot 10^{-2} = 0,37 \text{ cm}^2 \text{ Condition } \rightarrow \text{ vérifiée}$$

- c) Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

Nous avons :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{86,493 \times 10^3}{30 \times 36 \times 100} = 0,80 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$\tau_u = 0,8 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$ les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

d) Section et écartement des armatures transversales A_t :

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

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1,4\right) = 1,14 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow 4 \phi 8 \rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ (1 cadre + 1 étrier)

e) L'espace des armatures transversales :

Selon le **BAEL91** :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} \times K}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\begin{cases} K = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \end{cases}$$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,8 \times f_e}{b \cdot (\tau_u - 0,3 f_{t28})} = \frac{2,01 \times 0,8 \times 235}{30 \times (1,14 - 0,3 \times 2,1)} = 24,69 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9 d; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 36) \text{ cm} = 32,4 \text{ cm}.$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 b_0} = \frac{2,01 \times 235}{0,4 \times 30} = 39,36 \text{ cm}$$

Selon le **RPA99** (version 2003) :

- Zone nodale :

$$\delta_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi\right) = \min\left(\frac{40}{4}; 12 \cdot 1,4\right) = 10 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 10 \text{ cm}$$

- Zone courante :

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} \Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$$

Donc :

$$\begin{cases} \delta_t = 15 \text{ cm} & \text{En zone courante} \\ \delta_t = 10 \text{ cm} & \text{En zone nodale} \end{cases}$$

f) Vérification des armatures transversales:

- Zone nodale :

$$A_{t \min} = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2$$

- zone courante :

$$A_{t \min} = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

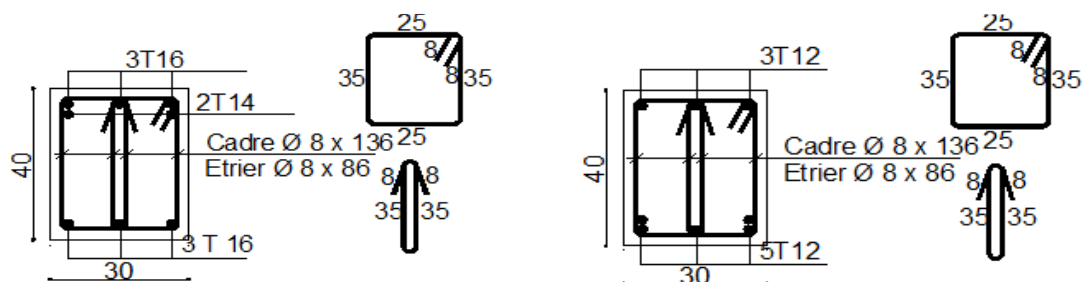
b.4- Longueur de recouvrement : $L_r = 40 \cdot \phi_{L \max}$

Remarque : Etant donné que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferrailage sont les mêmes que ceux déjà montrés ci-avant; on donne directement les valeurs des armatures trouvées et le choix du ferrailage.

Tableau VI.2 : tableau récapitulatif de ferrillages des poutres.

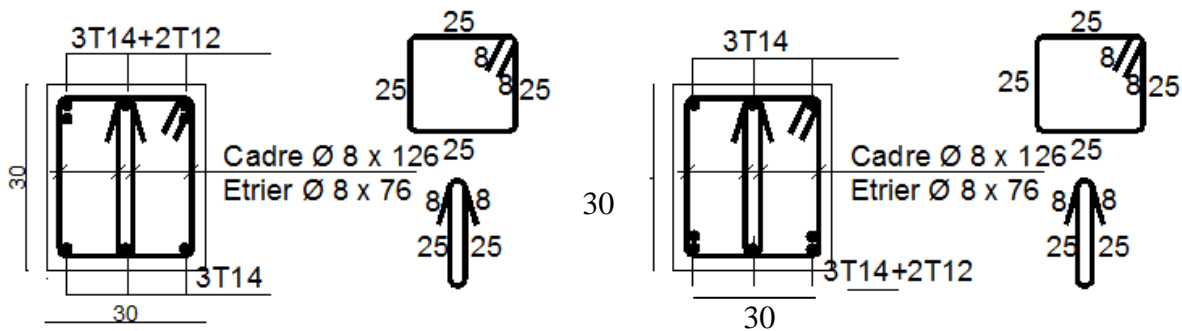
Type des poutres		A _{min} [cm ²]		A _{cal} [cm ²]	Barres choisies	A _{cor} [cm ²]	Longueur de recouvrement [cm]
		B.A.E.L.	R.P.A.				
Poutres principales « pp »	Travées	1, 30	6,00	3,88	5T12	5,65	48
	Appuis	1,30	6,00	7,55	3T16 + 2T14	9,11	64
Poutres secondaire « ps »	Travées	0,98	4,50	6,75	3T14 + 2T12	6,88	56
	Appuis	0,98	4,50	6,33	3T14 + 2T12	6,88	56

VI.3.3 : Dessin de ferrailage de la poutre principale



En appui

En travée

VI.3.4 : Dessin de ferrailage de la poutre secondaire**En appuie****En travée****VI.3.3-Ferrailage des poteaux**

- Définition :

Les poteaux sont des éléments verticaux, constituant les éléments porteurs du système planchers - poutres par point d'appuis isolés.

- Leurs rôles :

- ❖ Supporter les charges verticales (effort de compression dans le poteau) ;
- ❖ Participer à la stabilité transversale par le système poteaux – poutres pour reprendre les efforts horizontaux tels que :
 - Effet du vent ;
 - Effet de la dissymétrie des charges ;
 - Effet de changement de la température;
 - Effet des efforts sismiques
 - Limiter l'encombrement (surfaces réduites des sections de poteaux).

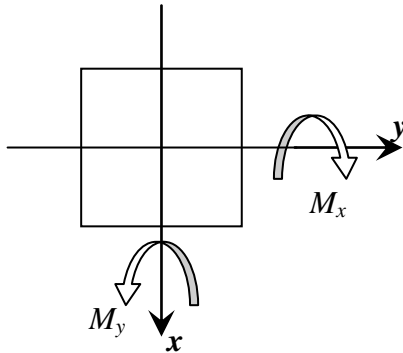
Les poteaux sont sollicités dans deux sens (x et y) (voir fig.VII.1), ils sont calculés en fonction de l'effort normal N et ; le moment fléchissant M selon les cas suivants :

Sens y-y

$$M_{x \max} \rightarrow N_{corr} \rightarrow A1$$

$$N_{\max} \rightarrow M_{xcorr} \rightarrow A2$$

$$N_{\min} \rightarrow M_{xcorr} \rightarrow A3$$



Sens x-x

$$M_{y \max} \rightarrow N_{corr} \rightarrow A4$$

$$N_{\max} \rightarrow M_{ycorr} \rightarrow A5$$

$$N_{\min} \rightarrow M_{ycorr} \rightarrow A6$$

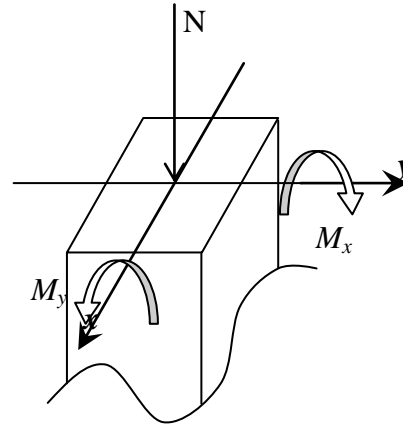


Fig.VI. 2: Direction des moments et effort normal dans un poteau.

Les sollicitations sont calculées à l'aide de logiciel Robot bat sous les combinaisons d'action suivantes :

On prend le cas le plus défavorable (1,35G+1,5Q) pour la situation durable et (G+Q±E) et (0.8G±E) pour la situation accidentelle. [RPA99/V2003]

- Le ferrailage :

Le ferrailage des poteaux sera déterminé en respectant les différentes règles imposées par le RPA99(2003) et le BAEL91.

- Les armatures longitudinales :

Pour les armatures longitudinales, on doit respecter les conditions suivantes :

- ☑ Conditions de RPA99 (version 2003) :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de : 0.8% en zone II a.
- Leur pourcentage maximale sera de :
 - ◆ 4% en zone courante
 - ◆ 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale de recouvrement est de :
 - ◆ 40φ en zone II a

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II a
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur de la zone nodale (zone critique)
- Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre des armatures longitudinales dans la zone nodale sont :

$$L'=2h$$

$$h'=\max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm}\right)$$

Avec :

h: Hauteur de la poutre

b et **a** : Section d'un poteau

h_e: Hauteur libre entre deux étages.

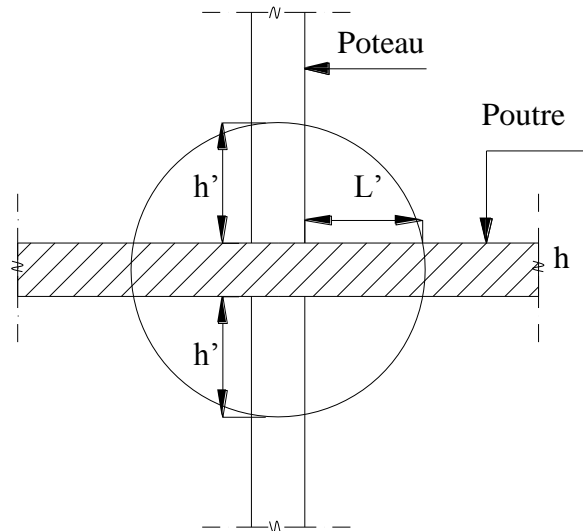


Fig. VI. 3: La zone nodale

Conditions de BAEL91 : [B.A.E.L91/A.8.1,21]

La section A_L des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

- $A_L \geq 4\text{cm}^2$ par mètre de périmètre
 - $0.2\%B \leq A_L \leq 5\%B$
- } Pour une section entièrement comprimée

Avec :

B : Section totale du poteau.

- $A_{\min} = \frac{f_{t28}}{f_e} \times B$ pour une section entièrement tendue.

- Pour les sections rectangulaires, la distance maximale de deux barres voisines doit respecter la condition suivante :

- $c \leq \min(b+10\text{cm}; 40\text{cm})$

B : Petite côté du rectangle.

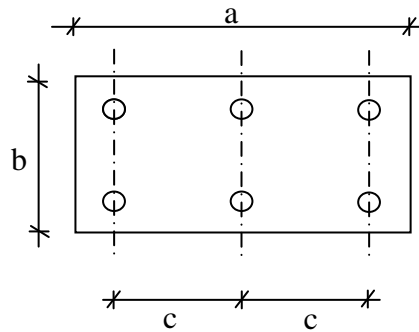


Fig.VI. 4: Espacement entre les armatures longitudinales.

➤ Les armatures transversales :

☑ Conditions de RPA99 (version 2003) :

Les armatures transversales des poteaux A_t sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{\delta_t} \geq \frac{\rho_a \times T_u}{a \times f_e}$$

Avec :

T_u : Effort tranchant;

a : Hauteur totale de la section brute;

f_e : Limite élastique des armatures transversales et

ρ_a : Coefficient dépendant de l'élançement géométrique λ_g .

$$\left\{ \begin{array}{l} \blacklozenge \rho_a = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \text{ avec } \lambda_g = \frac{l_f}{a} \\ \blacklozenge \rho_a = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

- Espacement entre les armatures transversales : δ_t

• Zone nodale :

$$\delta_t \leq \min (10\varnothing_L ; 15\text{cm}) \quad (\text{zone IIa})$$

• Zone courante :

$$\delta_t \leq 15\varnothing_L \quad (\text{zone IIa})$$

- Section minimale des armatures transversales:

$$\frac{A_t}{\delta_t \times b} \text{ en \% est donné comme suit:}$$

Si:

- $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,4\%$
- $-\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0,8\%$
- $-3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow$ Interpolation des valeurs limites précédentes avec:

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

Avec:

a et **b**: Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée

L_f : Longueur de flambement. $0,7 \times$ la hauteur d'étage

☑ Conditions de BAEL91 : [B.A.E.L.91/A.8.1.3]

- Le diamètre des armatures transversales doit être :

$$\varphi_t \leq \frac{1}{3} \varphi_{L_{\max}}$$

- L'espacement des armatures transversales a pour valeur :

$$\delta_t = \min(15\varphi_{L_{\min}}; 40\text{cm}; b + 10\text{cm})$$

Avec :

b : Plus petite dimension de la section transversale du poteau et

$\varphi_{L_{\min}}$: Plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaire à la résistance.

Dans la zone de recouvrement des armatures longitudinales, il faut prévoir trois cadres des armatures transversales.

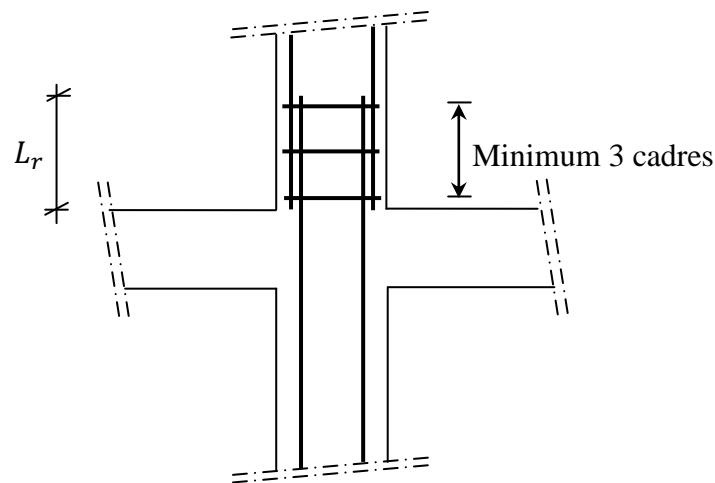


Fig.VI. 5: Les armatures transversales dans la zone de recouvrement

➤ Sollicitations de calcul :

Tableau.VI. 3: Tableau récapitulatif des sollicitations

Combinaisons		Poteau (55×55)	Poteau (50×50)	Poteau (45×45)	Poteau (40×40)	
1.35 G + 1.5 Q	Cas 1	N^{\max} [KN]	1876,114	1309,966	799,567	323,815
		M_{yy}^{corr} [KN.m]	4,159	-2,372	11,609	12,432
		M_{zz}^{corr} [KN.m]	0,298	-0,471	11,755	10,623
G+Q±E 0.8G±E	Cas 1	N^{\max} [KN]	36,298	61,751	57,488	63,983
		M_{yy}^{corr} [KN.m]	1270,133	379,313	125,967	-3,852
	Cas 2	M_{zz}^{\max} [KN.m]	38,818	58,185	59,715	58,505
		N_{cor} [KN]	248,648	620,015	197,251	67,973
	Cas 3	N_{cor} [KN]	1357,836	1070,301	677,616	256,73
		M_{yy}^{\max} [KN.m]	35,95	-16,767	28,015	13,535
		M_{zz}^{corr} [KN.m]	9,883	4,495	14,643	15,631
	Cas 4	N_{min} [KN]	236,367	-71,12	-129,478	-25,668
		M_{yy}^{corr} [KN.m]	6,151	23,339	36,289	1,665
		M_{zz}^{corr} [KN.m]	10,338	-0,844	11,559	2,001

❖ **Calcul des armatures** : (Exemple de calcul : poteau (50×50) cm²)

- Les armatures longitudinales :

$$b = 50\text{cm}h = 50\text{cm}$$

a- Situation durable et transitoire:

Etat limite ultime :

- ◆ 1^{er} cas :

- Sens y-y :

Les sollicitations prises en compte :

$$N = 1309,966 \text{ KN}$$

$$M = 2,372 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2,372}{1309,966} = 0,0018 \text{ m} = 0,18 \text{ cm}$$

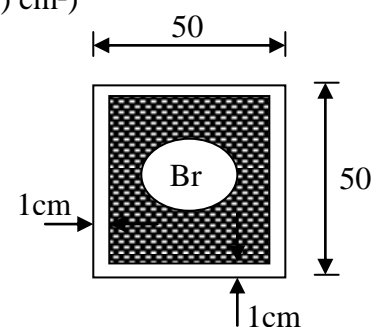


Fig VI.6 : Section réduite du béton

L'excentricité est inférieure à la moitié de la distance du noyau central : $e = \frac{h}{12} = 4,17 \text{ cm}$

On a une compression excentrée.

❖ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$A'_1 = \frac{N - 100 \cdot B \cdot \sigma_b}{100 \cdot \sigma_2}$$

$$A'_1 = \frac{1309,966 \times 10^3 - 100 \times 50 \times 50 \times 14,2}{100 \times 348} = -64,37 \leq 0 \Rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2$$

❖ Etat limite ultime stabilité de forme (E.L.U.S.F.) :

$$e = \frac{M}{N} = 0,18 \text{ cm}$$

$$\lambda = 3,46 \cdot \frac{l_f}{h} = 3,46 \cdot \frac{214,2}{50} = 14,82 \leq \max \left[50; 67 \cdot \frac{0,18}{50} \right] = 50$$

La condition est vérifiée \Rightarrow le calcul se ramène au calcul de la même section en F.C. sollicitée à :

$$\begin{cases} N_1 = \alpha_1 \cdot N \\ M'_1 = N_1 \cdot e_1 \\ e_1 = e + e_a \end{cases}$$

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}; \frac{306}{250} \right) = 2 \text{ cm}$$

$$e = 0,18 \text{ cm}$$

$$\alpha_1 = 1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1,04$$

$$e_1 = 0,18 + 2 = 2,18 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} N_1 = 1362,36 \text{ KN} \\ M'_1 = 29,69 \text{ KN.m} \\ e_1 = 2,18 \text{ cm} \leq e_0 = \frac{h}{2} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section; alors:

- Vérification si la section est partiellement comprimée :

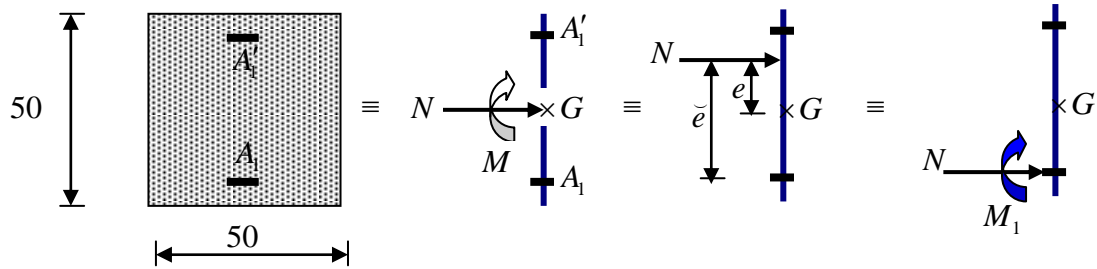


Fig VI.7 : Schéma statique

$$(1) = (0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h$$

$$= (0,337 \cdot 50 - 0,81 \cdot 5) \cdot 14,2 \cdot 50 \cdot 50 \cdot 10^{-3} = 454,40 \text{ KN.m}$$

$$(2) = N_1 \cdot (d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = N \cdot \tilde{e}$$

$$\tilde{e} = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c_1 \right) = 2,18 + \left(\frac{50}{2} - 5 \right) = 22,18 \text{ cm}$$

$$M_1 = 1309,966 \cdot 22,18 \cdot 10^{-2} = 290,55 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 1362,36 \cdot (45 - 5) \cdot 10^{-2} - 290,55 = 254,394 \text{ KN.m}$$

(2) < (1) \Rightarrow S.P.C \Rightarrow le calcul se ramène en FS de la même section sollicitée par le moment

$$M_1 = 290,55 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{290550}{14,2 \cdot 50 \cdot 45^2} = 0,202$$

$$\mu = 0,202 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,285$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,886$$

- Détermination des armatures:

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{290550}{348 \cdot 0,886 \cdot 45} = 29,94 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC1} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 29,94 - \frac{1309966}{100 \cdot 348} = -7,70 < 0 \Rightarrow A_{FC} = 0$$

➤ Sens z-z :

Les sollicitations prises en compte :

$$N = 1309,966 \text{ KN}$$

$$M = 0,471 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0,471}{1309,966} = 0,00036 \text{ m} = 0,036 \text{ cm}$$

$$\lambda = 3,46 \cdot \frac{L_f}{h} = 3,46 \times \frac{214,2}{50} = 14,82 \leq 50$$

La condition est vérifiée \Rightarrow le calcul se ramène au calcul de la même section en F.C.

sollicitée à :

$$\begin{cases} N_1 = \alpha_1 \cdot N \\ M'_1 = N_1 \cdot e_1 \\ e_1 = e + e_a \end{cases}$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm}; \frac{306}{250}) = 2 \text{ cm}$$

$$e = 0,036 \text{ cm}$$

$$\alpha_1 = 1 + 0,2 \times (\frac{\lambda}{35})^2 = 1,04$$

$$e_1 = 0,036 + 2 = 2,036 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} N_1 = 1362,36 \text{ KN} \\ M'_1 = 27,74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$e_1 = 2,036 \text{ cm} \leq e_0 = \frac{h}{2} = 25 \text{ cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section; alors:

- Vérification si la section est partiellement comprimée :

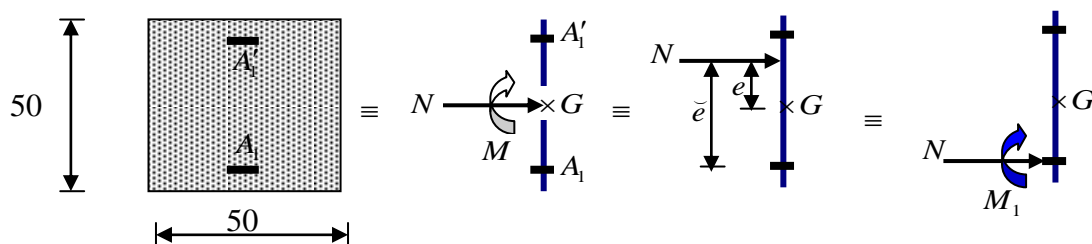


Fig VI.8 : Schéma statique

$$(1) = (0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h$$

$$= (0,337 \cdot 50 - 0,81 \cdot 5) \cdot 14,2 \cdot 50 \cdot 50 \cdot 10^{-3} = 454,40 \text{ KN.m}$$

$$(2) = N_1 \cdot (d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = N \cdot \tilde{e}$$

$$\tilde{e} = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c_1\right) = 2,036 \left(\frac{50}{2} - 5\right) = 22,936 \text{ cm}$$

$$M_1 = 1309,966 \cdot 22,036 \cdot 10^{-2} = 288,66 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 1362,36 \cdot (45 - 5) \cdot 10^{-2} - 288,66 = 256,284 \text{ KN.m}$$

(2) < (1) \Rightarrow S.P.C \Rightarrow le calcul se ramène en FS de la même section sollicitée par le moment

$$M_1 = 288,66 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{288660}{14,2 \cdot 50 \cdot 45^2} = 0,201$$

$$\mu = 0,201 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow \Delta' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,284$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,886$$

- Détermination des armatures:

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{288660}{348 \cdot 0,886 \cdot 45} = 20,80 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC1} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 20,80 - \frac{1309966}{100 \cdot 348} = -16,84 < 0 \Rightarrow A_{FC} = 0$$

b- Situation accidentelle:

◆ 1^{er} cas :

➤ Sens y-y :

Les sollicitations prises en compte :

$$N = 379,313 \text{ KN}$$

$$M = 61,751 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{61,751}{379,313} = 0,16 \text{ m} = 16 \text{ cm}$$

L'excentricité est inférieure à la moitié de la distance du noyau central : $e = \frac{h}{12} = 4,17 \text{ cm}$

On a une compression excentrée.

❖ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$A'_1 = \frac{N - 100 \cdot B \cdot \sigma_b}{100 \cdot \sigma_2}$$

$$A'_1 = \frac{379,313 \times 10^3 - 100 \times 50 \times 50 \times 18,48}{100 \times 400} = -106,02 \leq 0 \Rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2$$

❖ Etat limite ultime stabilité de forme (E.L.U.S.F.) :

$$e = \frac{M}{N} = 16 \text{ cm}$$

$$\lambda = 3,46 \cdot \frac{l_f}{h} = 3,46 \cdot \frac{214,2}{50} = 14,82 \leq \max \left[50 ; 67 \cdot \frac{16}{50} \right] = 50$$

La condition est vérifiée \Rightarrow le calcul se ramène au calcul de la même section en F.C.

sollicitée à :

$$\begin{cases} N_1 = \alpha_1 \cdot N \\ M'_1 = N_1 \cdot e_1 \\ e_1 = e + e_a \end{cases}$$

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{306}{250} \right) = 2 \text{ cm}$$

$$e = 16 \text{ cm}$$

$$\alpha_1 = 1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1,04$$

$$e_1 = 16 + 2 = 18 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} N_1 = 394,486 \text{ KN} \\ M'_1 = 7100,748 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$e_1 = 18 \text{ cm} \leq e_0 = \frac{h}{2} = 25 \text{ cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section; alors:

• Vérification si la section est partiellement comprimée :

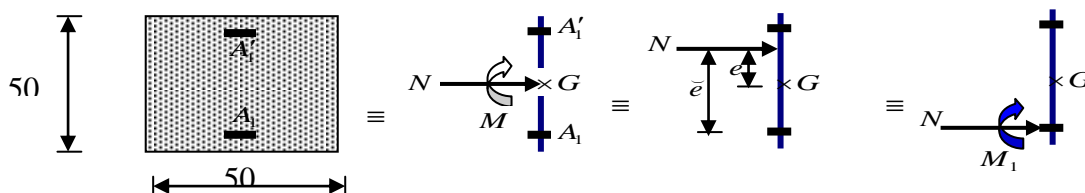


Fig VI.9 : Schéma statique

$$(1) = (0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h$$

$$= (0,337 \cdot 50 - 0,81 \cdot 5) \cdot 18,48 \cdot 50 \cdot 50 \cdot 10^{-3} = 591,36 \text{KN.m}$$

$$(2) = N_1 \cdot (d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = N \cdot \tilde{e}$$

$$\tilde{e} = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c_1\right) = 18 + \left(\frac{50}{2} - 5\right) = 38 \text{cm}$$

$$M_1 = 379 \cdot 313,18 \cdot 10^{-2} = 68,27 \text{KN.m}$$

$$(2) = 394,486 \cdot (45 - 5) \cdot 10^{-2} - 68,27 = -71,52 \text{KN.m}$$

(2) < (1) \Rightarrow S.P.C \Rightarrow le calcul se ramène en FS de la même section sollicitée par le moment

$$M_1 = 6827,63 \text{KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{68270}{18,48 \cdot 50 \cdot 45^2} = 0,036$$

$$\mu = 0,036 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,046$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,982$$

- Détermination des armatures:

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{68270}{400 \cdot 0,982 \cdot 45} = 3,86 \text{cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC1} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 3,86 - \frac{379313}{100 \cdot 400} = -5,62 < 0 \Rightarrow A_{FC} = 0$$

2^{eme} cas :

➤ Sens y-y :

Les sollicitations prises en compte :

$$M = 58,185 \text{KN.m}$$

$$N = 620,015 \text{KN}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{58,18}{620,015} \cdot 5 = 0,094 \text{m} = 9,4 \text{cm}$$

L'excentricité est inférieure à la moitié de la distance du noyau central : $e = \frac{h}{12} = 4,17 \text{ cm}$

On a une compression excentrée.

❖ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$A'_1 = \frac{N - 100 \cdot B \cdot \sigma_b}{100 \cdot \sigma_2}$$

$$A'_1 = \frac{620,015 \times 10^3 - 100 \times 50 \times 50 \times 18,48}{100 \times 400} = -99,99 \leq 0 \Rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2$$

❖ Etat limite ultime stabilité de forme (E.L.U.S.F.) :

$$e = \frac{M}{N} = 9,4 \text{ cm}$$

$$\lambda = 3,46 \cdot \frac{l_f}{h} = 3,46 \cdot \frac{214,2}{50} = 14,82 \leq \max \left[50; 67 \cdot \frac{9,4}{50} \right] = 50$$

La condition est vérifiée \Rightarrow le calcul se ramène au calcul de la même section en F.C.

sollicitée à :

$$\begin{cases} N_1 = \alpha_1 \cdot N \\ M'_1 = N_1 \cdot e_1 \\ e_1 = e + e_a \end{cases}$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm}; \frac{306}{250}) = 2 \text{ cm}$$

$$e = 9,4 \text{ cm}$$

$$\alpha_1 = 1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1,04$$

$$e_1 = 9,4 + 2 = 11,4 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} N_1 = 644,816 \text{ KN} \\ M'_1 = 7350,89 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$e_1 = 11,4 \text{ cm} \leq e_0 = \frac{h}{2} = 25 \text{ cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section; alors:

• Vérification si la section est partiellement comprimée :

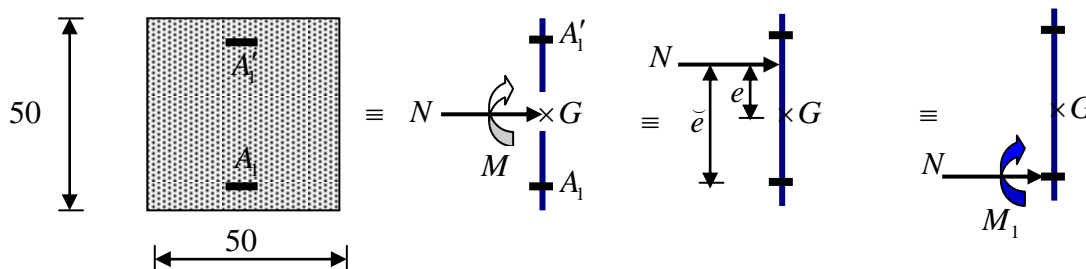


Fig VI.10 : Schéma statique

$$(1) = (0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h$$

$$= (0,337 \cdot 50 - 0,81 \cdot 5) \cdot 18,48 \cdot 50 \cdot 50 \cdot 10^{-3} = 591,36 \text{KN.m}$$

$$(2) = N_1 \cdot (d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = N \cdot \tilde{e}$$

$$\tilde{e} = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c_1\right) = 11,4 + \left(\frac{50}{2} - 5\right) = 31,4 \text{cm}$$

$$M_1 = 620,015 \cdot 31,4 \cdot 10^{-2} = 194,68 \text{KN.m}$$

$$(2) = 644,816 \cdot (45 - 5) \cdot 10^{-2} - 194,68 = 63,25 \text{KN.m}$$

<(1) \Rightarrow S.P.C \Rightarrow le calcul se ramène en FS de la même section sollicitée par le moment $M_1 = 228,74 \text{KN.m}$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{194680}{18,48 \cdot 50 \cdot 45^2} = 0,104$$

$$\mu = 0,104 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow \Delta' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,138$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,945$$

- Détermination des armatures:

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{194680}{400 \cdot 0,945 \cdot 45} = 11,45 \text{cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC1} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 11,45 - \frac{620015}{100 \cdot 400} = -4,05 < 0 \Rightarrow A_{FC} = 0$$

♦ 3^{eme} cas :

➤ Sens y-y :

Les sollicitations prises en compte :

$$N = 1070,301 \text{KN}$$

$$M = 16,767 \text{KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{16,767}{1070,301} = 0,016 \text{m} = 1,6 \text{cm}$$

L'excentricité est inférieure à la moitié de la distance du noyau central : $e = \frac{h}{12} = 4,17 \text{ cm}$

On a une compression excentrée.

❖ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$A'_1 = \frac{N - 100 \cdot B \cdot \sigma_b}{100 \cdot \sigma_2}$$

$$A'_1 = \frac{1070,301 \times 10^3 - 100 \times 50 \times 50 \times 18,48}{100 \times 400} = -88,74 \leq 0 \Rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2$$

❖ Etat limite ultime stabilité de forme (E.L.U.S.F.) :

$$e = \frac{M}{N} = 1,6 \text{ cm}$$

$$\lambda = 3,46 \cdot \frac{l_f}{h} = 3,46 \cdot \frac{214,2}{50} = 14,82 \leq \max \left[50; 67 \cdot \frac{6,01}{50} \right] = 50$$

La condition est vérifiée \Rightarrow le calcul se ramène au calcul de la même section en F.C.

sollicitée à :

$$\begin{cases} N_1 = \alpha_1 \cdot N \\ M'_1 = N_1 \cdot e_1 \\ e_1 = e + e_a \end{cases}$$

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}; \frac{306}{250} \right) = 2 \text{ cm}$$

$$e = 1,6 \text{ cm}$$

$$\alpha_1 = 1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1,04$$

$$e_1 = 1,6 + 2 = 3,6 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} N_1 = 1113,11 \text{ KN} \\ M'_1 = 4007,20 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$e_1 = 3,6 \text{ cm} \leq e_0 = \frac{h}{2} = 25 \text{ cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la Section; alors:

• Vérification si la section est partiellement comprimée :

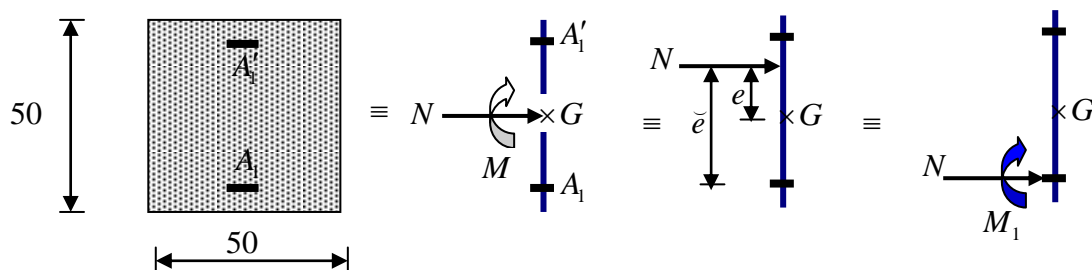


Fig VI.11 : Schéma statique

$$(1) = (0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h$$

$$= (0,337 \cdot 50 - 0,81 \cdot 5) \cdot 18,48 \cdot 50 \cdot 50 \cdot 10^{-3} = 591,36 \text{KN.m}$$

$$(2) = N_1 \cdot (d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = N \cdot \tilde{e}$$

$$\tilde{e} = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c_1\right) = 3,6 + \left(\frac{50}{2} - 5\right) = 23,6 \text{cm}$$

$$M_1 = 1070,301 \cdot 23,6 \cdot 10^{-2} = 252,6 \text{KN.m}$$

$$(2) = 1113,11 \cdot (45 - 5) \cdot 10^{-2} - 252,6 = 192,644 \text{KN.m}$$

- (2) < (1) \Rightarrow S.P.C \Rightarrow le calcul se ramène en FS de la même section sollicitée par le moment $M_1 = 252,6 \text{KN.m}$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{252600}{18,48 \cdot 50 \cdot 45^2} = 0,135$$

$$\mu = 0,135 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow \text{A}' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,182$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,927$$

- Détermination des armatures:

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{252600}{400 \cdot 0,927 \cdot 45} = 15,14 \text{cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC1} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 15,14 - \frac{1070301}{100 \cdot 400} = -11,62 < 0 \Rightarrow A_{FC} = 0$$

➤ Sens z-z :

Les sollicitations prises en compte :

$$N = 1070,301 \text{ KN}$$

$$M = 4,495 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{4,495}{1070,301} = 0,0042 \text{ m} = 0,42 \text{ cm}$$

$$\lambda = 3,46 \cdot \frac{L_f}{h} = 3,46 \times \frac{214,2}{50} = 14,82 \leq 50$$

La condition est vérifiée \Rightarrow le calcul se ramène au calcul de la même section en F.C.

sollicitée à :

$$\begin{cases} N_1 = \alpha_1 \cdot N \\ M_1' = N_1 \cdot e_1 \\ e_1 = e + e_a \end{cases}$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm}; \frac{306}{250}) = 2 \text{ cm}$$

$$e = 3,1 \text{ cm}$$

$$\alpha_1 = 1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1,04$$

$$e_1 = 0,42 + 2 = 2,42 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} N_1 = 1113,11 \text{ KN} \\ M_1' = 2693,73 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$e_1 = 2,42 \text{ cm} \leq e_0 = \frac{h}{2} = 25 \text{ cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section; alors:

- **Vérification si la section est partiellement comprimée :**

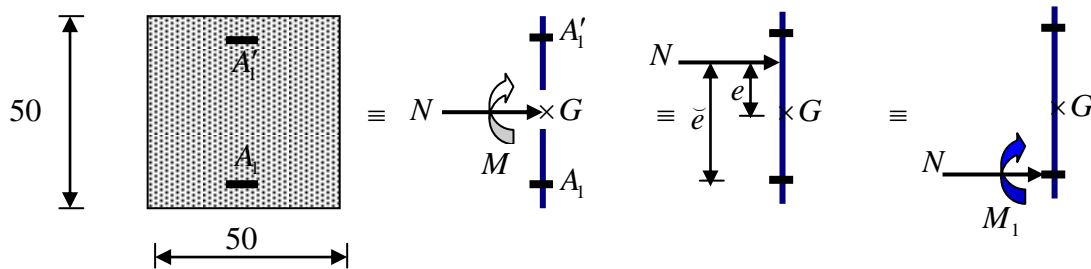


Fig VI.12 : Schéma statique

$$(1) = (0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h$$

$$= (0,337 \cdot 50 - 0,81 \cdot 5) \cdot 18,48 \cdot 50 \cdot 50 \cdot 10^{-3} = 591,36 \text{ KN.m}$$

$$(2) = N_1 \cdot (d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = N \cdot \tilde{e}$$

$$\tilde{e} = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c_1\right) = 2,42 + \left(\frac{50}{2} - 5\right) = 22,42 \text{ cm}$$

$$M_1 = 1070,301 \cdot 22,42 \cdot 10^{-2} = 239,96 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 1113,11 \cdot (45 - 5) \cdot 10^{-2} - 239,96 = 205,284 \text{ KN.m}$$

(2) < (1) \Rightarrow S.P.C \Rightarrow le calcul se ramène en FS de la même section sollicitée par le moment

$$M_1 = 239,96 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{239960}{18,48 \cdot 50 \cdot 45^2} = 0,128$$

$$\mu = 0,128 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow \Delta' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,172$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,931$$

- Détermination des armatures:

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{239960}{400 \cdot 0,931 \cdot 45} = 14,32 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC1} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 14,32 - \frac{1070301}{100 \cdot 400} = -12,44 < 0 \Rightarrow A_{FC} = 0$$

a) Armatures minimales :

Condition imposée par le RPA99/V2003 :

$$A_{\min} = 0,8\% \cdot (b \cdot h) = 0,008 \cdot 50 \cdot 50 = 20 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$4\text{T}16 + 4\text{T}20 \longrightarrow A = 20,61 \text{ cm}^2$$

b) Vérification de l'effort tranchant :

D'après le fichier de résultats "Robot bat" :

$$T_{\max} = 113520 \text{ N}$$

$$\tau = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{113520}{50 \cdot 45 \cdot 100} = 0,51 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$- \tau_u = 0,51 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

- **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{L_{\max}}}{3} = \frac{1,6}{3} = 0,53cm$$

Donc on prendra $\phi_t = 8mm$ avec une nuance d'acier FeE235

- **Espacement des armatures transversales :**

- Suivant les règles BAEL 91:

$$\delta_t \leq \min(15\phi_L^{\min}; 40cm; b + 10cm) = 21cm$$

$$\Rightarrow \delta_t = 15cm$$

- D'après les règles RPA 99 (version 2003): (zone II)

- Zone nodale :

$$\delta_t \leq \min(10\phi_L^{\min}; 15cm) = 14cm$$

$$\delta_t = 10cm$$

- Zone courante :

$$\delta_t \leq 15\phi_L^{\min} = 21cm$$

$$\delta_t = 15cm$$

- Armatures transversales minimales :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{214,2}{50} = 4,28 < 5 \Rightarrow A_{\min} = 0,3\% \cdot b \cdot \delta_t = 0,003 \cdot 50 \cdot 10 = 1,5cm^2$$

Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres ;

$$L' = 2 \cdot 50 = 100cm$$

$$h' = \max\left(\frac{306}{6}; 50; 50; 60\right) = 60cm$$

Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40 \cdot \phi_{L_{\max}}$$

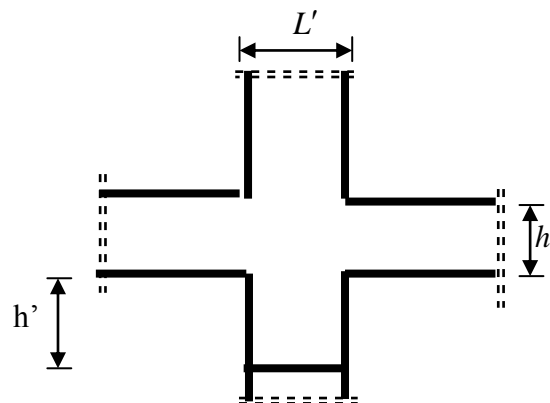


Fig VI.13 : Zone nodale

Remarque :

Le calcul des armatures des autres types de poteaux s'effectuera de la même façon que précédemment; et le ferrailage est résumé dans le tableau suivant :

Tableau.VI.4:Tableau récapitulatif des ferrillages des poteaux

Type	Section [cm ²]	A _{cal} [cm ²]	A _{min RPA} [cm ²]	Choix	A _{adopté}	Longueur de Recouvrement [cm ²]
1	55×55	0	24,1	4T20+4T16+4T14	26,55	80
2	50×50	0	20	4T20+6T14	21,79	80
3	45×45	0	16,2	4T20+4T14	18,48	80
4	40×40	0	12,8	4T16+4T14	14,19	64

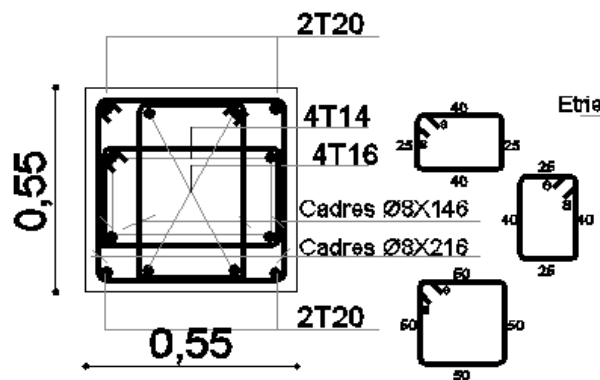


Fig VI.14 : Schéma du ferrailage du poteau 55x55

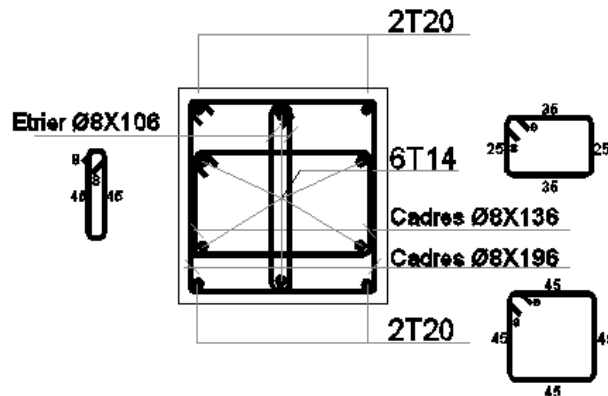


Fig VI.15 : Schéma du ferrailage du poteau 50x50

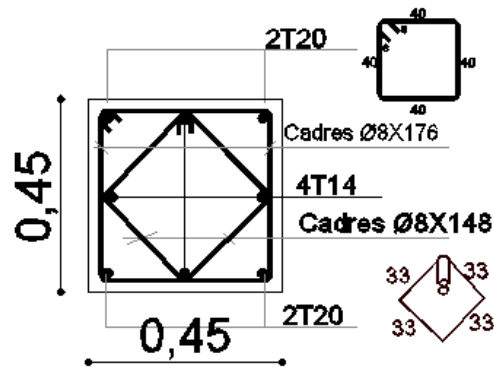


Fig VI.16 : Schéma du ferrailage du pot 45x45

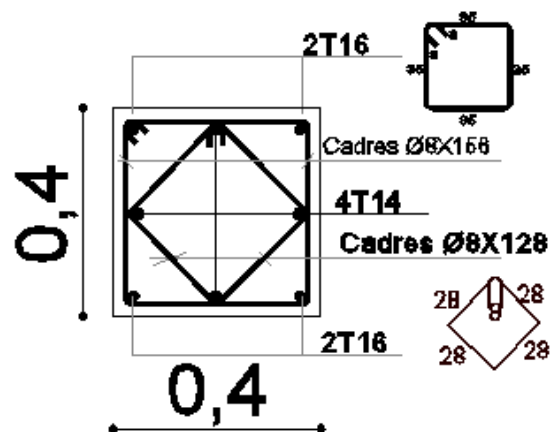


Fig VI.17 : Schéma du ferrailage du pot 40x40

VII.1-Introduction :

Les voiles sont des éléments en béton armé dont la longueur est au moins (04) fois supérieure à la largeur.

Le rôle principal des voiles est de reprendre les efforts horizontaux (séisme, poussée des terres, ...) grâce à leurs rigidités importantes.

Dans notre structure, on distingue deux types de voiles :

- Voile de contreventement.
- Voile périphérique du sous-sol.

VII.2- Ferrailage des voiles :

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant et l'effort normal sont déterminés selon les combinaisons comprenant la charge permanente d'exploitation ainsi que les charges sismiques.

Selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) sont les suivants :

$$\left. \begin{array}{l} - 1.35G + 1.5Q \\ - G \pm Q \pm E \\ - 0.8G \pm E \end{array} \right\} \text{ [RPA99/2003/V.5.2]}$$

VII.2.1- les armatures verticales :

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** et décrites ci-dessous :

- ✓ 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.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles.
- ✓ 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 (st 15cm).
- ✓ Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales dans chaque direction est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile égale à 0.15%.
 - En zone courante, égale à 0.10%.

- Espacement des barres verticales :
 - ✓ $S = \min (1,5e ; 30\text{cm}) \longrightarrow$ en zone courante.
 - ✓ A chaque extrémité du voile (l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{L}{10}$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm).
 - ✓ Le diamètre des barres verticales du voile est : $\Phi \leq \frac{L}{10} e$.
 - ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être liées avec au moins 4 épingles au mètre carré, dans chaque nappe,
 - ✓ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - pour les barres situées dans les zones où le changement du signe des efforts sous l'action des différentes combinaisons est possible.
 - 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action des différentes combinaisons possibles de charges.

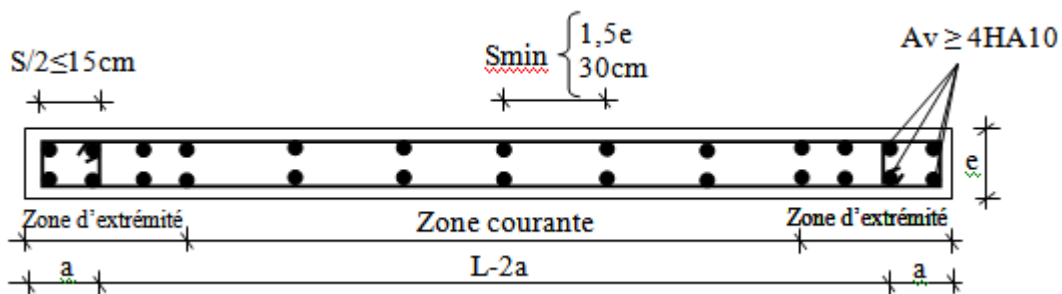


Fig.VII. 1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

VII.2.2- Les armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont des armatures de répartition.

- Calcul des armatures horizontales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times k}{0,9 \times \frac{fe}{\gamma_s}}$$

Avec $k=1$; $\gamma_s=1$.

❖ **Calcul du ferrailage vertical :**

On utilise la méthode des contraintes pour le calcul du ferrailage.

On prend les efforts internes développés dans la partie la plus sollicitée du voile au niveau du RDC soit le voile **V5** de longueur **L= 3,65m**.

-Détermination des sollicitations :

$$M = 1692,42 \text{KN.m} \quad ; \quad I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0.2 \times 3.65^3}{12} = 0.810 \text{m}^4$$

$$N = 465,165 \text{ KN} \quad ; \quad \Omega = e \times L = 0.2 \times 3.65 = 0.73 \text{m}^2$$

$$v = \frac{h}{2} = \frac{3.65}{2} = 1.825$$

Avec:

I: Inertie du voile.

Ω : Surface en plan du voile.

v : La position de l'axe neutre.

a.1 Armatur verticales:

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} \times v$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} \times v$$

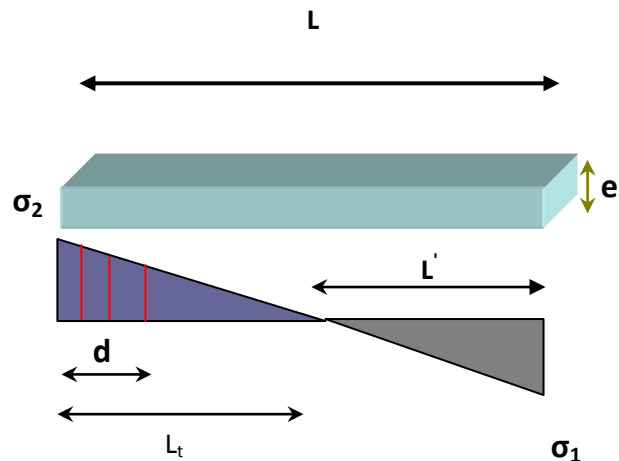
$$\sigma_1 = 4976,08 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = -2650,26 \text{ KN/m}^2$$

• Calcul de L'

$$L_T = L \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 2.38 \text{m.}$$

$$L' = L - L_T = 3,65 - 2.38 = 1.27 \text{ m}$$



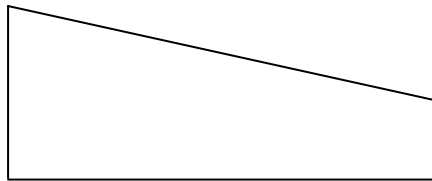
$$d \leq \min\left(\frac{3.06}{2}, \frac{2 \times 1,27}{3}\right) = 0.85\text{m} \quad \text{soit : } d = 0.85 \text{ m}$$

Calcul de σ_2'

$$\text{tg} = \sigma_2 / L_t = -2650,26 / 2,38 = -1113,55$$

$$\text{tg} = \sigma_2' / (L_t - d) \Rightarrow \sigma_2' = \text{tg} \alpha (L_t - d) = -1703,73 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = -2650,26 \text{ KN/m}^2$$



$$\sigma_2' = -1703,73 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2' = \frac{N_1}{\Omega'} + \frac{M_1}{I'} \times v_1' = -1703,73 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_1}{\Omega} + \frac{M_1}{I} \times v_1 = -2650,26 \text{ KN/m}^2$$

$$I' = (0,2 \times 0,85^3) / 12 = 0,0102 \text{ m}^4$$

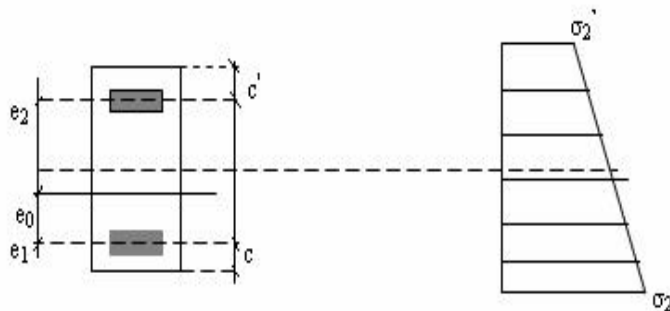
$$v_1' = 0,85 / 2 = 0,425 \text{ m}$$

$$\Omega' = 0,2 \times 0,85 = 0,17 \text{ m}$$

Donc: $N_1 = (\Omega' / 2) \times (\sigma_2 + \sigma_2') \Rightarrow N_1 = -370,089 \text{ KN}$

$M_1 = (I' / 2v_1') \times (\sigma_2' - \sigma_2) \Rightarrow M_1 = 2,05 \text{ KN}$.

$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = -0,0055 \text{ m} < L_v / 6$ et N est un effort de traction \Rightarrow S.E.T (section entièrement tendue).



Soit: $c_1 = c_2 = 2 \text{ cm}$

$$e_1 = d/2 - e_0 - c = 0,3745\text{m}$$

$$e_2 = d/2 + e_0 - c' = 0,3855\text{m}$$

$$A'_S = N1 e_1 / (e_1 + e_2) f_e = 4,69\text{cm}^2$$

$$A_S = N1 e_2 / (e_1 + e_2) f_e = 4,56\text{cm}^2$$

$$A_S = A'_S + A_S = 9,25\text{cm}^2$$

$$A_S = 9,25 / 2 \times 2,38 = 1,43 \text{ /ml/face}$$

✓ **Armatures minimales de RPA 99:**

➤ Dans la zone tendue D'après le RPA 99

$$A_{\text{minRPA}} = 0,2\% \times e \times L_t$$

e : épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue

$$A_{\text{RPA}} = 0,0020 \times 20 \times 238 = 9,52\text{cm}^2$$

$$A_{\text{RPA}} = 9,52 / 2,2,38 = 2,0 \text{ cm}^2/\text{ml/face}$$

➤ Dans la zone courante après le RPA 99

$$A_{\text{min}} = 0,10\% \times b \times (1 - 2a) = 0,10\% \times 20 \times (365 - 2 \times 36,5) = 5,84\text{cm}^2$$

$$A_{\text{min/ml/face}} = 5,84 / (2 \times (3,65 - 2 \times 0,365)) = 1,00 \text{ cm}^2/\text{ml/face}.$$

$$\text{Donc : } A_{\text{SV}} = \max (A_S, A_{\text{RPA}}) = 9,52 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage sera fait pour la moitié du voile à cause de la symétrie :

En zone courante : soit 18T10. (A_S = 14,13 cm²)

En zone tendu : soit. 06T12 (A_S = 06,79 cm²)

L'espacement des barres doit satisfaire ce qui suit (RPA99/version 2003) :

$$S_t \leq 1,5e \text{ soit: } S_t = 30\text{cm}$$

$$S_t \leq 30\text{cm} \text{ soit: } S_t = 30\text{cm}$$

On prendra alors pour les zones courantes S_t = 15cm et pour les zones tendu S_t = 10cm.

- Ferraillage horizontal:

La vérification de la résistance au cisaillement se fait en majorant la contrainte de cisaillement de 40%.

La contrainte de cisaillement est limitée comme suit :

$$T_u = 1,4 T / b_0 d \leq 0,2 f_{c28} = 5 \text{MPa}$$

$$d = 0,9h = 3,28 \text{m}$$

$$d \tau_u = \frac{1,4 \times 701,460 \times 10^3}{20 \times 328 \times 100} = 1,49 \text{MPa} < 5 \text{MPa. (Pas de reprise de bétonnage)}$$

La section des armatures est déterminée par le B.A.E.L comme suit :

$$A_t / b_0 S_t \geq (\tau - 0,3 f_{tj} k) / 0,8 \cdot f_e$$

$k = 0$ pas de reprise de bétonnage

$$\alpha = 90^\circ, S_t \leq (1,5e, 30 \text{cm}) \text{ donc: } S_t = 20 \text{cm}$$

$$A_t \geq \tau b_0 S_t / 0,8 f_e$$

$$A_t \geq \frac{0,20 \times 0,20 \times 1,49}{0,8 \times 400} = 1,86 \text{cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_t \geq 1,86 \text{cm}^2$$

- Choix des armatures

$$2T12 (A_s = 2,26 \text{cm}^2)$$

- pour les armatures parallèles aux parements du voile

Pour vérifier les conditions d'espacement pour les armatures horizontales, on adopte le ferraillage minimum suivant :

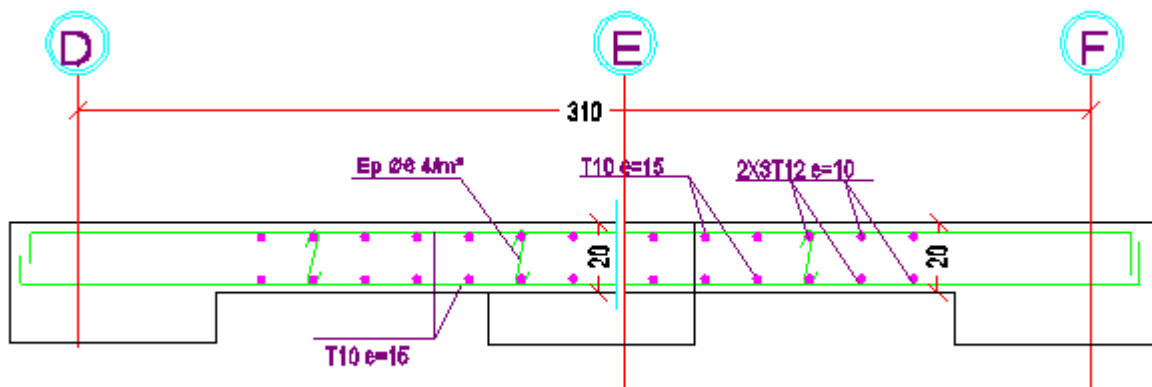
T12 espacés de 20 cm à chaque nappe pour les armatures parallèles aux parements du voile

Remarque : Les sollicitations et le ferraillage des voiles d'épaisseur 20 cm sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VII.1 : Tableau récapitulatif des sollicitations N en (KN), M en (KN.m) et les armatures en (cm^2/ml)

Effort épaisseur	N	M	A_s (cm^2/ml)	A_{RPA} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	A_{Max} (cm^2/ml)	Armature courante cm^2	Armatures d'about cm^2
$E_p=20$ cm	465,165	1692,42	9,25	9,52	6,7	9,52	25,13	37,70

VII.3 : Dessin de ferrailage des voiles



VII.3- Etude des voiles périphérique :

Selon le RPA99 (version 2003) **article 10.1.2**, Les ossatures au-dessous du niveau de base, formées de poteaux courts doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau de base.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- Epaisseur ≥ 15 cm
- Les armatures sont constituées de deux nappes.

- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10% dans les deux sens (horizontal et vertical)-les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

• **Détermination des sollicitations :**

a) **calcul de l'effort N :**

$$P_{pr} = \gamma_b \times V_b$$

$$\gamma_b = 2500 \text{ Kg/m}^3$$

$$V_b = 1 \times h \times e = 1 \times 3,65 \times 0,2 = 0,73 \text{ m}^3$$

$$P_{pr} = 2500 \times 0,73 = 1825 \text{ Kg.}$$

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$N = 1,35 \times 1825 = 2463,75 \text{ daN}$$

➤ **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$N = P_{pr} = 18,25 \text{ KN}$$

b) **Calcul de la poussée des terres :**

$$q = K_p \cdot \gamma \cdot h$$

Avec :

K_p : Coefficient de poussée ;

K_q : Coefficient du aux surcharge ;

h : Hauteur du voile ;

γ : Masse volumique des terres et

K_p : utiliser les tables de Caquot et Kérisel

Avec : $\delta = \frac{2}{3} \varphi$; $\varphi = 35^\circ$ (δ : frottement mur /sol)

$$\gamma = 1800 \text{ Kg/m}^3$$

$$K_p = 0,25$$

• **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_0 = 0$$

$$\sigma_{266} = 0,25 \times 18 \times 3,65 = 16,42 \text{ KN / m}^2$$

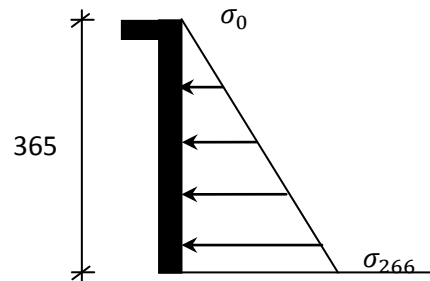
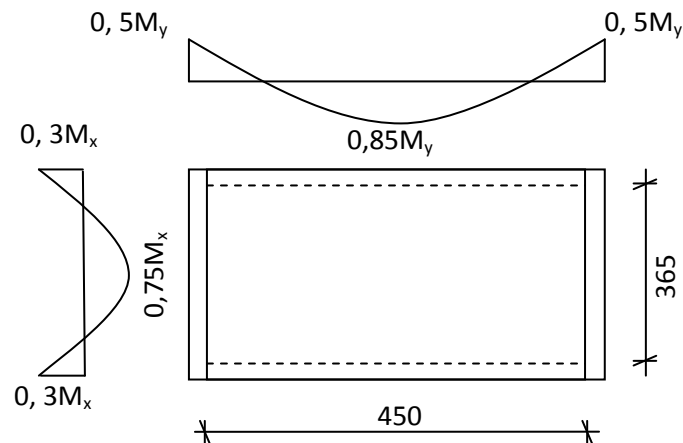


Fig.VII.3 : Contrainte du voile

On va considérer le voile d'une dalle qui s'appuie sur 4 cotés avec une charge uniformément répartie q .

$$q = \frac{16,42 + 0}{2} = 8,21 \text{ KN/m}^2$$



Panneau de dalle appuie sur 4 cotés

❖ Combinaisons fondamentales :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$q_u = 1,35 \times 821 = 1108,4 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\overline{q_u} = q_u \times 1,00 = 1108,4 \text{ daN/m}_L.$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$q_s = 821 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur

$$\overline{q_{ser}} = q_{ser} \times 1,00 = 821 \text{ daN/m}_L.$$

• Calcul des sollicitations :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u & \text{Suivant la direction } L_y \end{cases}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$\begin{cases} M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times q_{ser} \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x \\ M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} & \text{Suivant la direction } L_y \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{365}{450} = 0,81$$

$\rho = 0,81 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle porte suivant deux sens.

• Calcul des moments :

$$M_x = \mu_x \times q \times L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

➤ Etat limite ultime :

$$\rho = 0,81 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^u = 0,0533 \\ \mu_y^u = 0,6411 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^u = 0,0533 \times 1108,4 \times 3,65^2 = 787,06 daN.m \\ M_y^u = 0,6411 \times 787,06 = 504,58 daN.m \end{cases}$$

➤ Etat limite de service:

$$\rho = 0,44 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^{ser} = 0,0602 \\ \mu_y^{ser} = 0,745 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^{ser} = 0,0602 \times 821 \times 3,65^2 = 658,45 daN.m \\ M_y^{ser} = 0,745 \times 658,45 = 490,54 daN.m \end{cases}$$

Tableau. VII.2 : Tableau récapitulatif des sollicitations :

combinaison	SENS X-X		SENS Y-Y	
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
M_a (daN.m)	-236,118	-197,54	-252,29	-245,27
M_t (daN.m)	590,30	493,83	428,9	406,96

➤ Calcul des ferrailages :

• Enrobage :

Fissuration préjudiciable \longrightarrow $a = 2cm$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases}$$

$$\phi_{max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{20}{10} = 2cm$$

On prend : $\phi = 1cm$

Donc :

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{1}{2} = 2,5cm \\ C_y = a + 1 + \frac{1}{2} = 3,5cm \end{cases}$$

$$\begin{cases} d_x = h_0 - c_x = 17,5cm \\ d_y = h_0 - c_y = 16,5cm \end{cases}$$

Le ferrailage en appui et en travée est le même, on va prendre le moment maximal (moment en travée)

❖ **Sens x-x :**

➤ Etat limite ultime (E. L.U.) :

$$M_{tx}^u = 590,30 daN.m$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{5903}{14,20 \times 100 \times (17,5)^2} = 0,014$$

$$\mu = 0,014 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s = 10 > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa}$$

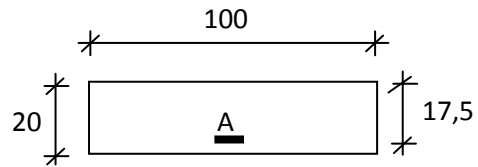


Fig. VII.4: Section de calcul en travée (x-x)

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0176$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,992$$

- Détermination des armatures:

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{5903}{348 \times 0,992 \times 17,5} = 0,84 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE400) ;

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{\min}) = 1,6 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Espacement maximal des armatures:

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

- Choix des armatures:

$$5T12/m_L \longrightarrow A = 5,65\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$(T10 \longrightarrow e = 20\text{cm}).$$

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

$$M_{ix}^{ser} = 493,83 \text{ daN.m}$$

$$D = \frac{15.A}{B} = \frac{15 \times 5,65}{100} = 0,84$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,58 \times 17,5 = 29,4$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,58 + \sqrt{0,58^2 + 20,3} = 4,64 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - Y_1)^2 = \frac{100 \times 4,64^3}{3} + 15 \times 5,65 \times (17,5 - 4,64)^2 = 14708,76 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{4938,3}{14708,76} = 0,335$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 0,335 \times 4,64 = 1,55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y_1) = 15 \times 0,335 \times (17,5 - 4,64) = 64,62 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min (2/3.f_e ; 150\eta) = \min (2/3.400 ; 150 \times 1,6) = 240 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s \end{cases} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues}$$

❖ Sens v-v :

- Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_{ty}^u = 428,9 \text{ daN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{4289}{14,2 \times 100 \times (16,5)^2} = 0,011$$

$$\mu = 0,011 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$$

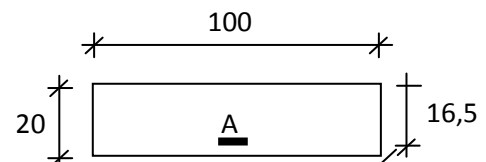


Fig. VII.5: Section de calcul en travée (y-y)

$$1000 \varepsilon_s = 10 > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,014$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,994$$

- Détermination des armatures:

$$A_{ty}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{4289}{348 \times 0,994 \times 16,5} = 0,75 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE400) ;

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 1,6 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Espacement maximal des armatures:

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

- Choix des armatures:

$$5T12/m_L \longrightarrow A = 5,65 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$(T10 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

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

$$M_{ty}^{\text{ser}} = 406,96 \text{ daN.m}$$

$$D = \frac{15.A}{B} = \frac{15 \times 5,65}{100} = 0,84$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,58 \times 17,5 = 20,3$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,58 + \sqrt{0,58^2 + 20,3} = 4,64 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - Y_1)^2 = \frac{100 \times 4,64^3}{3} + 15 \times 5,65 \times (17,5 - 4,64)^2 = 14708,76 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{4069,6}{14708,76} = 0,276$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 0,276 \times 4,64 = 1,28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y_1) = 15 \times 0,276 \times (17,5 - 4,64) = 53,24 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min(2/3 \cdot f_e; 150\eta) = \min(2/3 \cdot 400; 150 \times 1,6) = 240 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s \end{cases} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues}$$

Donc le ferrailage sera deux nappes, T10 espacés de 20cm pour le ferrailage vertical.
Pour le ferrailage horizontal on adopte deux nappes de T10 espacés de 20 cm.

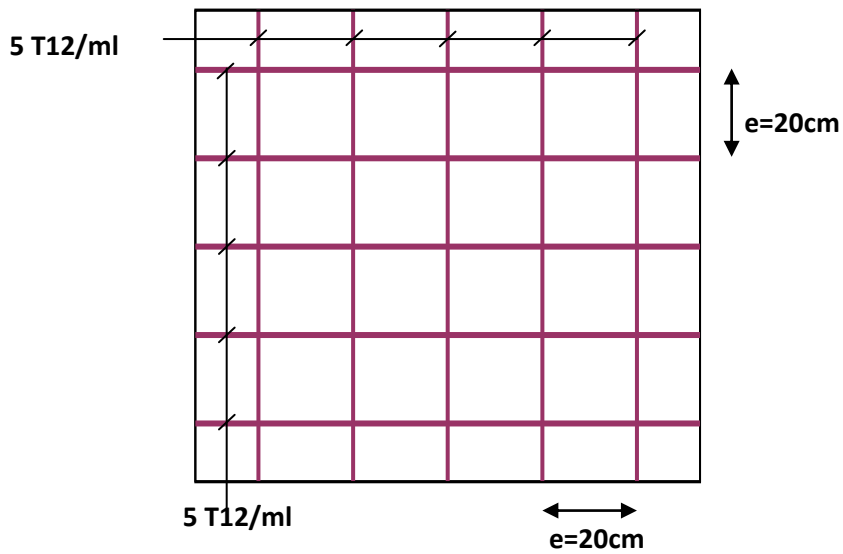


Fig. VII.6 : Ferrailage du voile périphérique

VIII.1- Introduction :

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol les charges provenant de la superstructure à savoir : le poids propre ou charges permanentes, les surcharges d'exploitations et enfin les surcharges climatiques et sismiques.

Le choix de type de fondation dépend de plusieurs paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

IX.1.2- Calcul des semelles :**- 1 Pré dimensionnement :**

$$N_{global} = 2286,057 \text{ KN}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{sol} = 2,5 \text{ bars}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \frac{N}{A \cdot B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A \cdot B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right.$$

$$A = \left(\frac{a}{b} \right) \cdot B$$

Avec : $a = 55 \text{ cm}$; $b = 55 \text{ cm}$

$$A = \left(\frac{55}{55} \right) \cdot B$$

$$B \geq \sqrt{\frac{55}{55} \cdot \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{55}{55} \cdot \frac{2286,057}{2,5}} = 302,39 \text{ cm}$$

On prend : $B = 350 \text{ cm} \Rightarrow A = 350 \text{ cm}$

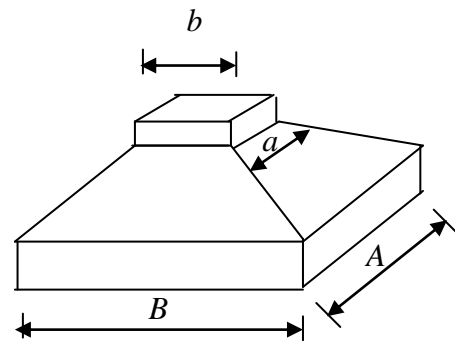


Fig. VIII.1 : Semelle isolée

Conclusion :

D'après le pré dimensionnement des semelles isolées, on conclue que ces dernières se chevauchent suivant les deux directions. Les semelles filantes se chevauchent aussi. Donc le choix d'un radier général est préférable.

VIII.2-Etude du radier :**VIII.2.1.Généralité :**

Le radier est considéré comme une dalle pleine renversée reposant sur des nervures, qui à leur tour reposent sur les poteaux, ainsi ; ils sont soumis à la réaction du sol.

Dans le calcul suivant, on choisit le panneau le plus défavorable.

Remarque :

Il sera calculé à la flexion simple sur les combinaisons d'action suivantes :

L'état limite ultime de résistance :

- Situation durable et transitoire :

$$ELU \rightarrow 1.35G + 1.5Q$$

- Situation accidentelle :

$$ACC1 \rightarrow G + Q + E$$

$$ACC2 \rightarrow G + Q - E$$

$$ACC5 \rightarrow 0.8G + E$$

$$ACC6 \rightarrow 0.8G - E$$

[RPA99(V2003)/10.1.4.1]

- L'état limite de service:

$$ELS \rightarrow G + Q$$

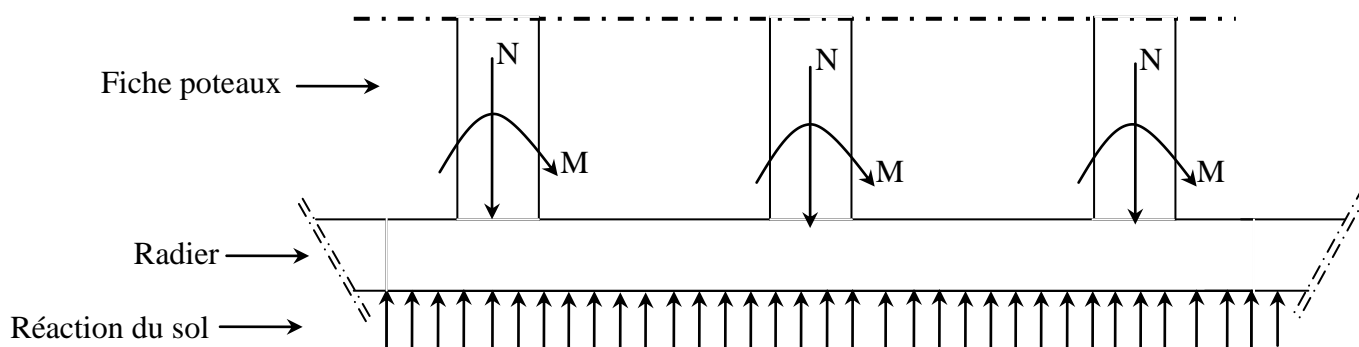


Fig. VIII. 2: Schéma du radier général

IX.2.2.Pré dimensionnement du radier :

Pour des raisons pratique « coffrage » le radier va déborder de 100 cm de chaque côté.

➤ **Hauteur du radier**

Le pré-dimensionnement de ce dernier consiste à déterminer sa hauteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux par l'effet de sous-pression, cette hauteur doit satisfaire les quatre conditions suivantes :

- 1- Condition forfaitaire ; 3,05
- 2- Condition de rigidité ;
- 3- Condition de non cisaillement ;
- 4-Condition de non poinçonnement

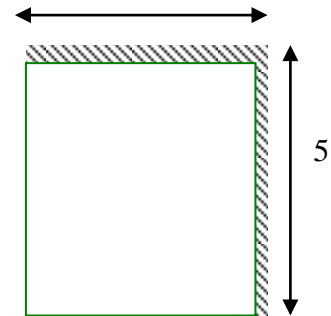


Fig. VIII. 3: Dimensions du panneau de dalle le plus sollicité

1) **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

Avec :

L : la plus grande portée du panneau de dalle entre axes des poteaux.

$$L=5m \Rightarrow 0,625m \leq h \leq 1.m$$

2) **Condition de rigidité :**

Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que :

$$L \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

Avec :

Le : longueur élastique donnée par :

$$L_e = 4 \sqrt{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

K : Coefficient de radier du sol

Pour un sol de densité moyenne, $K=50MN/m^3$ [HENRY THONIER]

Pour la conception et le calcul des structures du bâtiment voir tableau RPA page 305.

E : module d'Young du béton ($E=3.10^4$ Mpa) ;

I : inertie du radier ($I = \frac{b \times h^3}{12}$) ;

b : largeur du radier.

Dans notre cas :

$$L=5m.$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 50}{3,00 \times 10^4} \left(\frac{2 \times 5}{\pi}\right)^4} \Rightarrow h \geq 0,72 \text{ m}$$

3) Condition de non cisaillement : [BAEL91/A5.2,2]

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \overline{\tau}_u = 0,07 f_{c28} / \gamma_b = 1,17 \text{ Mpa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{T^{\max}}{b \times 0,9h} \leq \overline{\tau}_u \quad [\text{BAEL91/A5.1,1}]$$

τ_u : Contrainte tangentielle ;

$\overline{\tau}_u$: Contrainte tangentielle admissible ;

T^{\max} : Effort tranchant max.

$$T^{\max} = \max(T_x^{\max}; T_y^{\max})$$

On a $\frac{L_x}{L_y} = \frac{3,05}{5} = 0,61 \Rightarrow$ Le panneau travaille suivant deux directions.

Donc :

Pour les panneaux de dalle de forme régulière.

$$T_u^x = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{3L_y} \quad T_u^y = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2 \times L_y + L_x}$$

Calcul de q_u :

La surface du radier est de :

$$S = 416,0415 \text{ m}^2$$

Le poids de superstructure :

$$G = 75723,35 \text{ KN}$$

$$q^u = 1,35 \frac{G}{S} + 1,5Q$$

$$q^u = 1,35 \frac{75723,35}{416,0415} + 1,5 \times 5 = 189,51 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$T_x = 338,33 \text{ KN} \quad ; \quad T_y = 101,05 \text{ KN}.$$

$$T^{\max} = 338,33 \text{ KN.}$$

$$h \geq \frac{338,33}{0,9 \times 1 \times 1,17 \times 10^3} = 0,32 \text{ m} \Rightarrow h \geq 32 \text{ cm}$$

4) Condition de non poinçonnement:

$$N_u \leq 0.045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_c 28}{\gamma_b} \dots\dots\dots(1)$$

avec :

U_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier ;

h : Epaisseur du radier ;

N_u : Charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculée à l'E.L.U.R.

Pour notre structure,

$$N_{u \max} = 2582.25 \text{ KN}$$

Appliquée pour un poteau de section carré (55x55) cm²

$$U_c = 4(a')$$

Avec :

$$a' = a + h$$

Donc :

$$U_c = 4(a+h) = 4(0,55+h) = 2,2+4h$$

L'inégalité (1) devient :

$$1,65h + 3h^2 - N_u \geq 0$$

$$\Rightarrow h > 0,58 \text{ m}$$

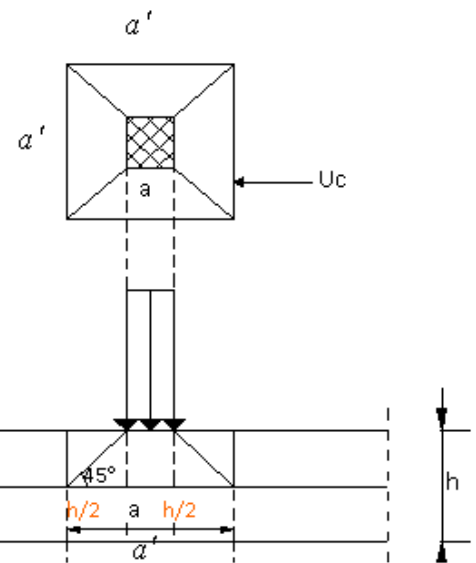


Fig. VIII.4: Dimensionnement du feuillet moyen

Remarque :

Pour satisfaire les quatre conditions citées précédemment on prend la hauteur du radier égale à $h = 130 \text{ cm}$

La hauteur des nervures : h_n

$$h_n \geq \frac{L}{10} = \frac{500}{10} = 90 \text{ cm}$$

On prendra $h_n = 90 \text{ cm}$.

❖ **Epaisseur de la dalle :**

$$e \geq \frac{L}{20} = \frac{500}{20} = 25 \text{ cm}$$

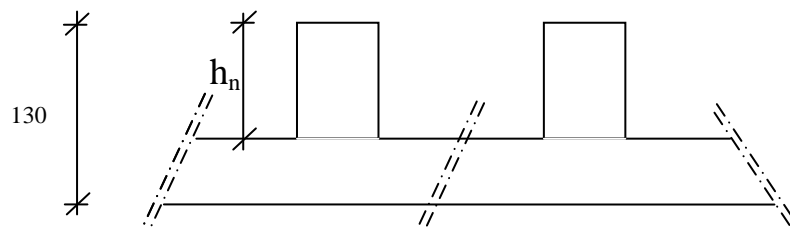


Fig. VIII. 5: Dimension du radier.

On prendra $e = 40\text{cm}$

5) Pré dimensionnement des poutres :

On distingue deux types de poutres apparentes :

- Poutres principales
- Poutres secondaires

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$0,3h \leq b_0 \leq 0,4h$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L - b_0}{2}; \frac{L}{10}\right)$$

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0$$

Tableau IX. 1: Dimensions des poutres.

	Poutres principales	Poutres secondaires
h (cm)	130	130
h ₀ (cm)	40	40
b ₀ (cm)	45	45
b ₁ (cm)	50	50
b (cm)	145	145

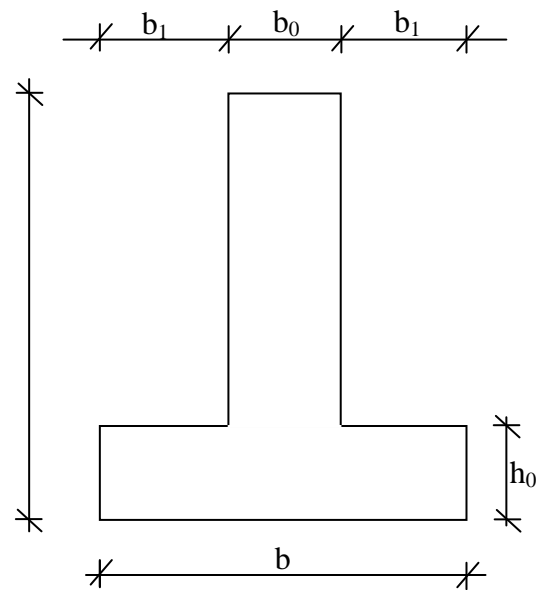


Fig. VIII. 1: Dimensions de la poutre

IX. 2.2. Détermination des sollicitations :

a) Caractéristiques du radier :

$$h = 130\text{ cm} ; e = 40\text{cm} ; h_n = 90\text{cm}$$

$$\text{Surface du radier } S = 416.0415\text{ m}^2$$

$$I_{xx} = 62577.9695\text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 63599.7119\text{ m}^4$$

$$V_x = 10.9478\text{ m}$$

$$V_y = 10.5046\text{ m}$$

Avec :

V_x, V_y : abscisse et ordonnée du centre de gravité du radier

I_{xx}, I_{yy} : inerties du radier ;

b) Calcul du poids du radier:Pr

$$\text{Poids du radier sans poutres : } P_1 = S \cdot e \cdot \gamma_b ;$$

$$\text{Poids des poutres principales : } P_p = L(h - h_0) \cdot b_0 \cdot \gamma_b ;$$

$$\text{Poids des poutres secondaires : } P_s = L'(h - h_0) b_0 \cdot \gamma_b$$

Avec :

e : épaisseur du radier sans poutres ;

γ_b : Masse volumique du béton ;

L : Somme des longueurs de toutes les poutres principales

L' : Somme des longueurs de toutes les poutres secondaires ;

$$P_1 = 416,0415 \times 0,4 \times 25 \Rightarrow P_1 = 4160,415 \text{ KN.}$$

$$P_p = 127,55 \times 0,9 \times 0,45 \times 25 \Rightarrow P_p = 1291,448 \text{ KN.}$$

$$P_s = 92,71 \times 0,9 \times 0,45 \times 25 \Rightarrow P_s = 938,69 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow \text{Pr} = P_1 + P_p + P_s = 6390,553 \text{ KN.}$$

c) Surcharges d'exploitation : QR

$$Qr = 2,5 \times S$$

$$Qr = 2,5 \times 416,0415 \Rightarrow Qr = 1040,10375 \text{ KN.}$$

d) Combinaisons d'actions :❖ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$\text{I- Situations durable et transitoire : } \underbrace{(1,35G + 1,5Q)}_{N_u^1} + \underbrace{(1,35 \text{Pr} + 1,5Qr)}_{N_u^2}$$

$$N_u = N_u^1 + N_u^2$$

Avec :

$$N_u^1 = 75723,35 \text{ KN}$$

$$N_u = 75723,35 + 8279,25 \Rightarrow N_u = 84002,6 \text{ KN.}$$

N_u^1 : Résultante de toutes les réactions verticales appliquées sur le radier qui sont données par le logiciel Robot Bat sous la combinaison ELUR.

$$M_x = -178,52 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 89,90 \text{ KN.m}$$

Avec :

M_x et M_y : résultante de tous les moments par rapport au centre de gravité du radier dans la direction considérée, c'est-à-dire :

$$M_{x/G} = \sum (Mx + F_y \cdot (x_i - x_g))$$

$$M_{y/G} = \sum (My + F_x \cdot (y_i - y_g))$$

Mx , My et F_z sont donnés par le logiciel Robot Bat;

x , y : abscisses du point d'application de F_z .

II- Situation accidentelle: $[(G + Q \pm E) + (Pr + Qr)]$ et $[(0,8G \pm E) + 0,8Pr]$

$$N_a = 74331.25 \text{ KN.}$$

$$Mx = -120.64 \text{ KN.m}$$

$$My = -166.36 \text{ kN.m.}$$

❖ **Etat limite service (E.L.S.) :** $(G + Q) + (Pr + Qr)$

$$N_s = 56488.47 \text{ KN.}$$

$$Mx = -130.321 \text{ KN.m}$$

$$My = 549 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes sous radier :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \quad \sigma_{1,2} : \text{Contraintes du sol sous la structure (sous le radier)}$$

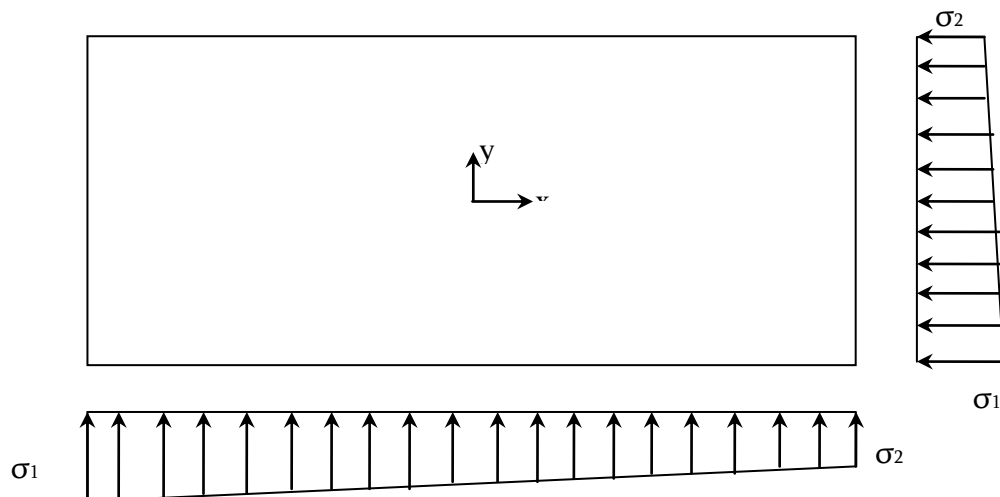


Fig. VIII. 7: Schéma des contraintes du sol

1) Situation durable et transitoire :**❖ Etat limite ultime (E L U) :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_r} \pm \frac{M_u}{I_r} \cdot V$$

$$N_u = 85422,84 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2,5 \text{ bars}$$

Suivant l'article de **RPA99/V2003** :

$$\bar{\sigma}_{adm} = \bar{\sigma}_{sol}^u = 2 \cdot \bar{\sigma}_{sol} = 5 \text{ bars}$$

▪ Sens X-X :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{84002,6}{416,0415} \pm \frac{-178,52}{62577,9695} \cdot 10,9478 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 2,02 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 2,02 \text{ bars} > 0 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2,02 \text{ bars}$$

▪ Sens Y-Y :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{84002,6}{416,0415} \pm \frac{89,90}{63599,7119} \cdot 10,5046 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 2,03 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 2,03 \text{ bars} > 0 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2,03 \text{ bars}$$

❖ Etat limite service (E L S) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_r} \pm \frac{M_s}{I_r} \cdot V$$

$$N_s = 56488,47 \text{ KN}$$

▪ Sens X-X :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{56488,47}{416,0415} \pm \frac{-130,32}{62577,9695} \cdot 10,9478 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,36bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1,36bars > 0 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,36bars$$

▪ **Sens Y-Y :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{56488,47}{416,0415} \pm \frac{549}{63599,7119} \cdot 10,5046 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,36bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1,36bars > 0 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,36bars$$

❖ **Situation accidentelle :**

▪ **Sens X-X :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{74331,25}{416,0415} \pm \frac{-120,64}{62577,9695} \cdot 10,9478 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,77bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1,77bars > 0 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,77bars$$

▪ **Sens Y-Y :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{74331,25}{416,0415} \pm \frac{-166,36}{63599,7119} \cdot 10,5046 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,79bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1,79bars > 0 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,79bars$$

f) Vérification vis-à-vis de l'effort de soulèvement :

On doit vérifier que sous pression hydrostatique le bâtiment ne se soulève pas :

$$P \geq 1,5 \cdot S \cdot \gamma \cdot Z$$

Avec :

-P : Poids du bâtiment;

-S : Surface d'assise du bâtiment;

-Z : L'ancrage et

- γ : Poids volumique de l'eau ($1t/m^3$).

Pour la structure étudiée : $P = 82464,962\text{KN} = 8246,4962\text{ t}$

$$1,5 \cdot S \cdot \gamma \cdot Z = 1,5 \times 416,0415 \times 1 \times 4,00 = 2496,249\text{t}$$

$$P = 4568,208\text{t} > 2496,249\text{t} \rightarrow \text{CV}$$

$P > 1,5 \times S \times \gamma \times Z \Rightarrow$ la structure est stable.

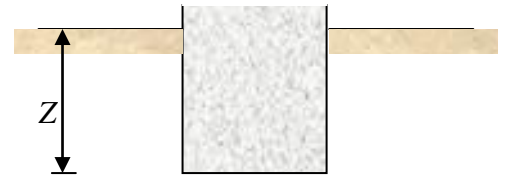


Fig. VIII.8: Encrage de la structure

IX. 3- Ferrailage du radier :**IX.3.1. Ferrailage de la dalle :**

- Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur en flexion simple.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.

a) Détermination des efforts :

Charge pour une bande de 1m

$$q = \sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) \cdot 1\text{m}$$

Le panneau le plus sollicité : $L_x = 3,05\text{m}$
 $L_y = 5\text{m}$

$$\zeta = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,05}{5} = 0,61\text{m} \Rightarrow \text{La dalle porte suivant les deux directions.}$$

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 \rightarrow \text{Suivant la direction } l_x$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \rightarrow \text{Suivant la direction } l_y$$

❖ Etat limite ultime (E L U) :

$$q_u = \sigma_m \cdot 1\text{m} = 203\text{ KN/ml}$$

❖ Etat limite de service (E L S) :

$$q_s = \sigma_m \cdot 1\text{m} = 136\text{ KN/ml}$$

❖ Situation accidentelle :

$$q_{acc} = \sigma_m \cdot 1\text{m} = 177\text{ KN/ml}$$

Tableau. IX .2: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales appuis et travées :

Moment \ Sens	SENS X-X		SENS Y-Y	
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
Combinaison				
M_a [KN.m]	65.64	51.31	45.07	40.04
M_t [KN.m]	128.59	98,34	75.63	62.06

➤ **Calcul des armatures :**

✓ **Enrobage :**

Fissuration préjudiciable $\longrightarrow a = 2\text{cm}$

$$C_x = a + \frac{\phi}{2}$$

$$C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2}$$

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{40}{10} = 4\text{cm}$$

On prend : $\phi = 2\text{cm}$

Donc :

$$C_x = a + \frac{2}{2} = 3\text{cm}$$

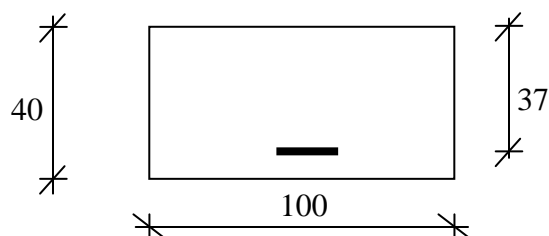
$$C_y = a + 2 + \frac{2}{2} = 5\text{cm}$$

$$d_x = h_0 - c_x = 37\text{cm}$$

$$d_y = h_0 - c_y = 35\text{cm}$$

✓ **Sections de calcul :**

a) Sens xx



En appui



En travée

Fig.VIII. 10:Section de calcul dans le sens xx.

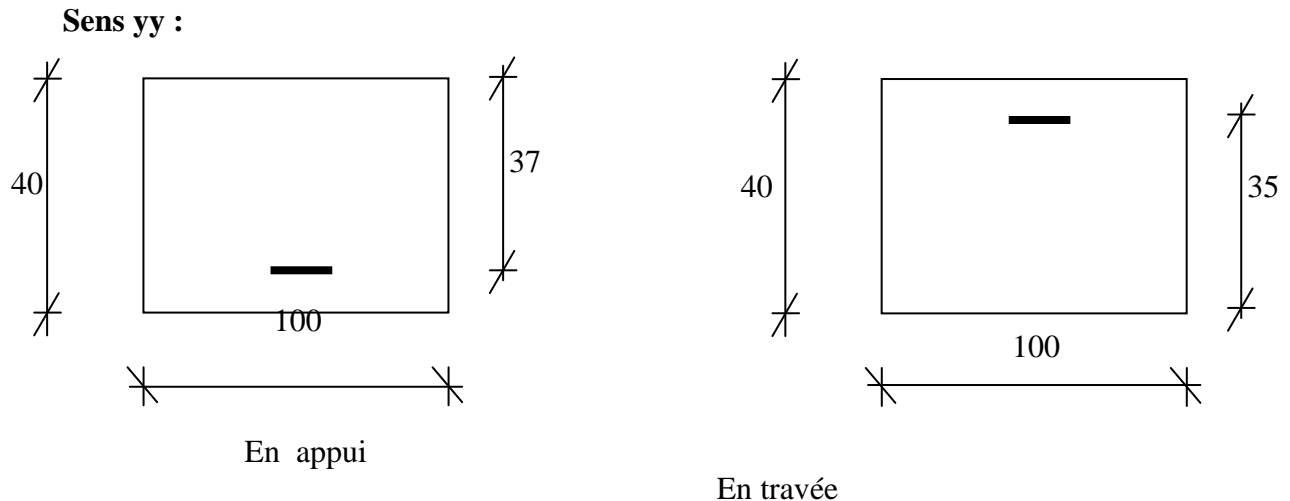


Fig.VIII. 11: Section de calcul dans le sens yy.

a) Sens x-x :

▪ En travée :

❖ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{tx}^u = 128,59 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{128590}{14,20 \times 100 \times 35^2} = 0,074$$

$$\mu = 0,074 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \neq \text{et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 0,096 \quad \beta = 0,962$$

$$A = \frac{128590}{348 \times 0,962 \times 35} = 10,97 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = 10,97 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 35 \times \frac{2,1}{400} = 4,23 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min} = 4,47 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max (10,97; 4,23) \Rightarrow A = 10,97 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

✓ Choix des armatures:

$$6\text{T16/ml} \longrightarrow A = 12,06 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$(\text{T16} \longrightarrow e = 15 \text{ cm}).$$

❖ Etat limite service (E.L.S.) :

$$M_{tx}^s = 98,34 \text{ KN.m}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \cdot f_e; 115 \sqrt{n \cdot f_{t28}} \right) = 240 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$D = 15 \times A/b = 15 \times 12,06/100 = 1,81 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 1,81 \times 35 = 126,7 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = -1,81 + \sqrt{126,7 + (1,81)^2} = 9,59 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (9,59)^3}{3} + 15 \cdot 12,06 \cdot (35 - 9,59)^2 = 146200,5 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{98340}{146200,5} = 0,67$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0,67 \times 9,59 = 6,43 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 K \times (d - y_1) = 15 \times 0,67 \times (35 - 9,59) = 255,37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 255,37 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU ne conviennent pas et} \\ \text{doivent être recalculées à l'ELS}$$

➤ **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{98340}{240 \cdot 100 \cdot (35)^2} = 0,0033$$

$$\mu_1 = 0,0033 \xrightarrow{\text{tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,906 \\ k_1 = 38,19 \end{array} \right.$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :** $\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{240}{38,19} = 6,28 \text{ MPa} <$

$$\bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \approx A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{98340}{240 \cdot 0,906 \cdot 35} = 12,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures:

$$7\text{T}16/\text{ml} \longrightarrow A = 14,07 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}16 \longrightarrow e = 14 \text{ cm}).$$

▪ **En appuis :**

❖ **Etat limite ultime (E L U) :**

$$M_{ax}^u = 65,64 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{65640}{14,20 \times 100 \times (37)^2} = 0,034$$

$$\mu = 0,034 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \neq \text{et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,043$$

$$\beta = 0,983$$

$$A = \frac{65640}{348 \times 0,983 \times 37} = 5,19 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures:

$$5\text{T}14/\text{ml} \longrightarrow A = 7,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}14 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

❖ Etat limite de service (E L S) :

$$M_{ax}^s = 51,31 \text{ KN.m}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e; 150 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 240 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 7,70}{100} = 1,16 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30 \cdot A \cdot d}{b} = \frac{30 \cdot 7,70 \cdot 37}{100} = 85,47 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,16 + \sqrt{(1,16)^2 + 85,47} = 8,16 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (8,16)^3}{3} + 15 \cdot 7,70 \cdot (37 - 8,16)^2 = 114177,9 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{51310}{114177,9} = 0,45$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,45 \cdot 8,16 = 3,67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \cdot 0,45 \cdot (37 - 8,16) = 194,67 \text{ MPa}$$

-Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU seront maintenue}$$

b) Sens y-y :

▪ En travée :

❖ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_{ty}^u = 75,63 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{75630}{14,20 \times 100 \times 35^2} = 0,043$$

$$\mu = 0,043 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \neq \text{et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 0,055 \quad \beta = 0,978$$

$$A = \frac{75630}{348 \times 0,978 \times 35} = 6,35 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = 6,35 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 35 \times \frac{2,1}{400} = 4,23 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min} = 4,23 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max(4,23; 6,35) \Rightarrow A = 6,35 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

✓ **Choix des armatures:**

$$5\text{T}14/\text{ml} \longrightarrow A = 7,70 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$(\text{T}14 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

❖ **Etat limite service (E.L.S.) :**

$$M_{ty}^s = 62,06 \text{ KN.m}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e; 115 \cdot \sqrt{n \cdot f_{t28}}\right) = 240 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$D = 15 \times A/b = 15 \times 7,70/100 = 1,16 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 1,16 \times 35 = 81,2 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = -1,16 + \sqrt{81,2 + (1,16)^2} = 7,93 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (7,93)^3}{3} + 15 \cdot 7,7 \cdot (35 - 7,93)^2 = 101259,23 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{62060}{101259,23} = 0,61$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0,61 \times 7,93 = 4,84 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 K \times (d - y_1) = 15 \times 0,61 \times (35 - 7,93) = 247,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 247,69 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU ne conviennent pas et} \\ \text{doivent être recalculées à l'ELS}$$

➤ **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{62060}{240 \cdot 100 \cdot (35)^2} = 0,0021$$

$$\mu_1 = 0,0021 \xrightarrow{\text{tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,923 \\ k_1 = 49,93 \end{array} \right.$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :** $\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{240}{49,93} = 4,86 \text{ MPa} <$

$$\bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \neq A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{62060}{240 \cdot 0,923 \cdot 35} = 8,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures:

$$6\text{T}16/\text{ml} \longrightarrow A = 10,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}16 \longrightarrow e = 15 \text{ cm}).$$

▪ **En appuis :**

❖ **Etat limite ultime (E L U) :**

$$M_{ay}^u = 45,07 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{45070}{14,20 \times 100 \times (37)^2} = 0,023$$

$$\mu = 0,023 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \neq \text{et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s < 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,029$$

$$\beta = 0,988$$

$$A = \frac{45070}{348 \times 0,988 \times 37} = 3,54 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures:

$$4\text{T}12/\text{ml} \longrightarrow A = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}12 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

❖ Etat limite de service (E L S) :

$$M^s = 40,04 \text{ KN.m}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 4,52}{100} = 0,68 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30 \cdot A \cdot d}{b} = \frac{30 \cdot 4,52 \cdot 37}{100} = 50,172 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,68 + \sqrt{(0,68)^2 + 50,172} = 6,44 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (6,44)^3}{3} + 15 \cdot 4,52 \cdot (37 - 6,44)^2 = 72222,34 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{40040}{72222,34} = 0,55$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,55 \cdot 6,44 = 3,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \cdot 0,55 \cdot (37 - 6,44) = 252,12 \text{ MPa}$$

-Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU ne conviennent pas et} \\ \text{doivent être recalculé à l'ELS}$$

➤ Détermination des armatures à l'Etat limite de service :

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{40040}{240 \cdot 100 \cdot (37)^2} = 0,0012$$

$$\mu_1 = 0,0012 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,941 \\ k_1 = 69,75 \end{cases}$$

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

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma}_s}{k_1} = \frac{240}{69,75} = 3,44 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \neq \emptyset$$

$$A_s = \frac{M_s}{\overline{\sigma}_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{40040}{240 \cdot 0,941 \cdot 37} = 4,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

-Choix des armatures:

$$5\text{T}12/\text{ml} \longrightarrow A = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}12 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

VIII.3.2.-Ferraillage du débordement :

Le débordement est de 100 cm de chaque coté

❖ **Etat limite ultime (E L U) :**

$$\sigma_m = 192 \text{ KN/m}^2$$

-Pour une bande de 1m de largeur

$$q_u = 192 \cdot 1 = 192 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = -q_u \cdot \frac{l^2}{2} = -96 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{96000}{14,20 \times 100 \times (37)^2} = 0,049$$

$$\mu = 0,049 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \neq \emptyset \text{ et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,063$$

$$\beta = 0,975$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{96000}{348 \times 0,975 \times 37} = 7,65 \text{ cm}^2$$

$$A = 7,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 37 \cdot \frac{2,1}{400} = 4,47 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 7,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures:

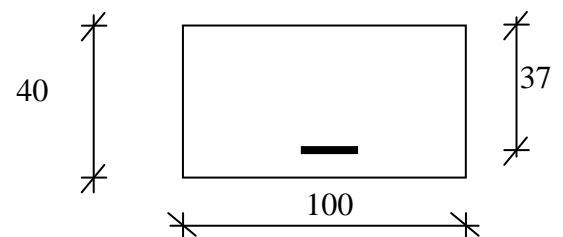


Fig. VIII.12: Section de calcul.

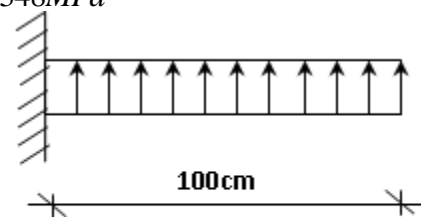


Fig VIII.13 : Schéma statique du débord.

$$4T16 \ A = 8,04 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$(T16 \longrightarrow e = 20\text{cm})$$

❖ **Etat limite de service (E L S) :**

$$q_s = 131 \text{KN/ml}$$

$$M_s = -q_s \cdot \frac{l^2}{2} = -65,5 \text{KN.m}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{MPa} \\ \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e; \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = 240 \text{MPa} \end{cases}$$

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 8,04}{100} = 1,21 \text{cm}$$

$$E = \frac{30 \cdot A \cdot d}{b} = \frac{30 \cdot 8,04 \cdot 37}{100} = 89,244 \text{cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,21 + \sqrt{(1,21)^2 + 89,244} = 8,31 \text{cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (8,31)^3}{3} + 15 \cdot 8,04 \cdot (37 - 8,31)^2 = 118369,34 \text{cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{65500}{118369,34} = 0,54$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,54 \cdot 8,31 = 4,49 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \cdot 0,54 \cdot (37 - 8,31) = 232,39 \text{MPa}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 240 \text{MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en ELU sont maintenues}$$

VIII.4-Ferraillage des poutres nervures:

Charge équivalente :

Pour faciliter le calcul des poutres, on remplace les charges triangulaires et trapézoïdales par des charges équivalentes uniformes (par unité de longueur). Ces dernières sont obtenues en égalisant les sollicitations maximales (M,T) provoquées par le chargement réel et celles données par une charge désignée par (q équivalente)

❖ **Accidentelle :****Poutres principales :**

$$q_1 = \left[\bar{q}_1 \frac{Ly + (Ly - Lx)}{2} \right] \frac{2}{ly}$$

$$q_1 = \left[172 \cdot \frac{5 + (5 - 3.05)}{2} \right] \frac{2}{5}$$

$$q_1 = 239,08 \text{KN/ml}$$

Poutres secondaires :

$$q_1 = \left[\bar{q}_1 \frac{Lx}{2} \right] \frac{2}{lx}$$

$$q_1 = \left[172 \frac{3.05}{2} \right] \frac{2}{3.05}$$

$$q_1 = 172 \text{KN/ml}$$

❖ **Etat limite ultime (E L U) :****Poutres principales :**

$$q_1 = 229,54 \text{KN/ml}$$

Poutres secondaires :

$$q_1 = 150,47 \text{KN/ml}$$

❖ **Etat limite service (E L S) :****Poutres principales :**

$$q_1 = 156,5 \text{KN/ml}$$

Poutres secondaires :

$$q_1 = 106,75 \text{KN/ml}$$

1/ Poutres principales :

Avec :

\bar{q}_1 : Charges provenant du radier ;

q_1 : Charges équivalentes ;

M_i : sollicitations réelles apportées par les poteaux (voir annexe II).

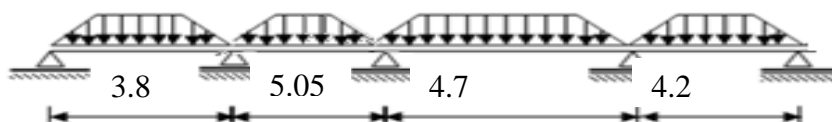


Fig. VIII.14: Distribution des charges sur les

2/ Poutres secondaires :

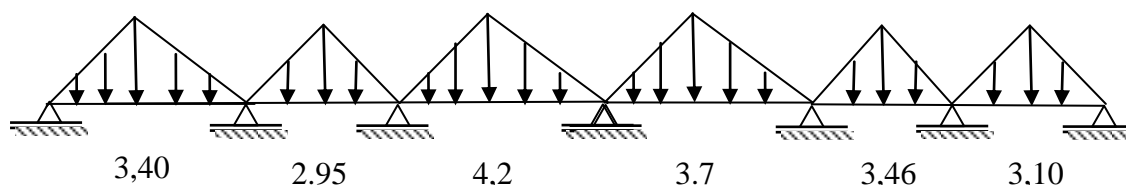


Fig. VIII.15: Distribution des charges sur les poutres secondaires

Remarque :

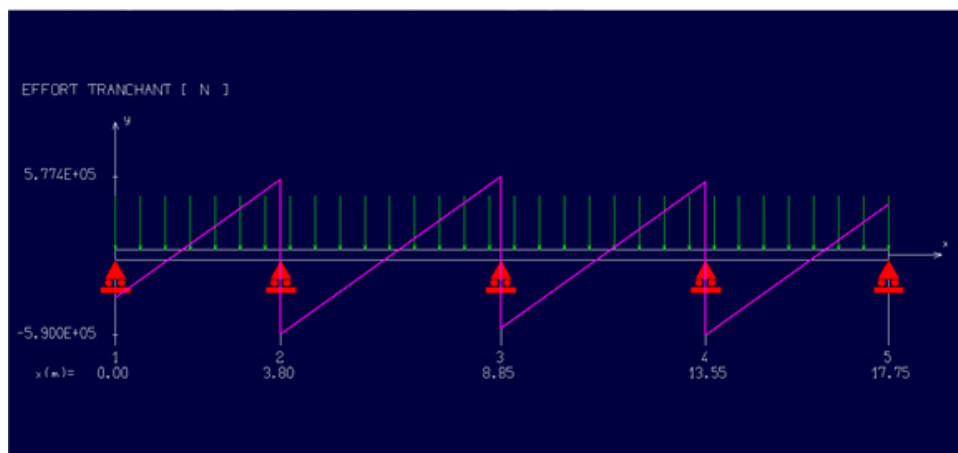
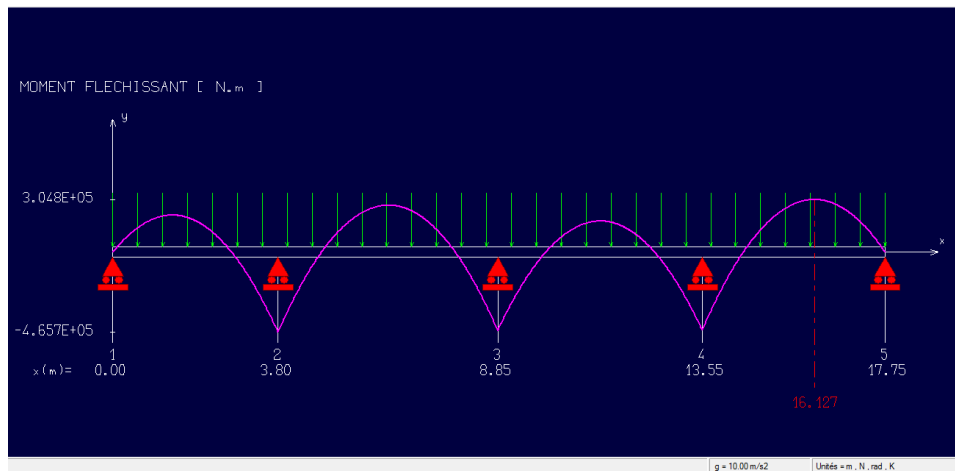
Les sollicitations sont calculées par le logiciel RDM6 suivant le chargement des poutres mentionnées auparavant.

Les résultats des moments sont récapitulés dans le tableau suivant :

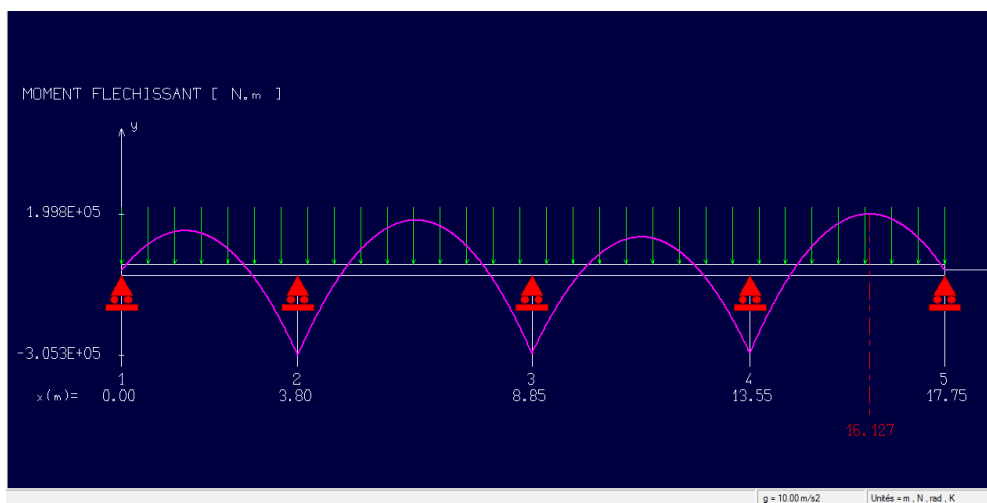
Tableau. VIII.3: Tableau récapitulatif des sollicitations et des armatures :

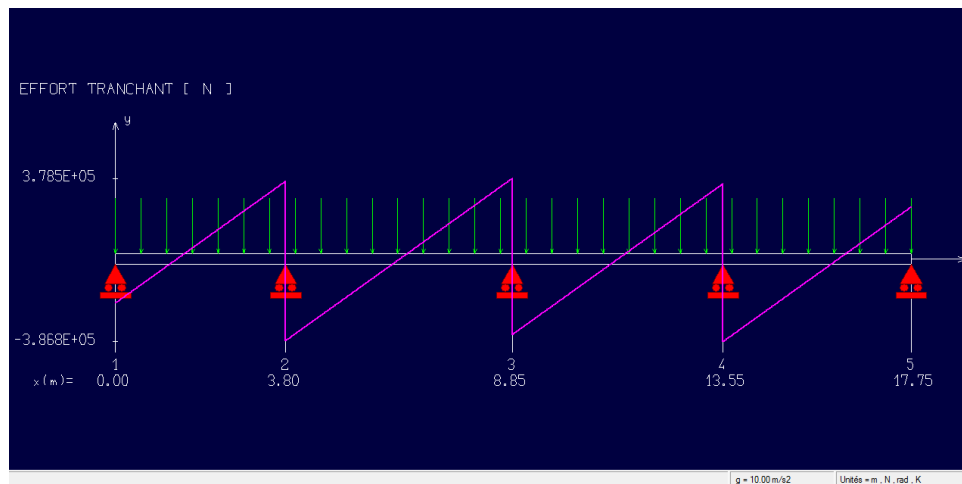
	Poutre principale		Poutre secondaire	
	Travée	appui	Travée	appui
Moment à l'ELUR (KN.m)	304,80	465,70	147,30	218,70
Moment à l'ELS (KN.m)	199,80	305,30	104,50	155,20
Moment à accidentelle (KN.m)	140,48	139,81	118,83	207,95
Effort tranchant (KN)	590,00		233,00	
A^u calculée (cm ²)	7,96	10,97	3,41	5,08
A^{ACC} calculée (cm ²)	3,74	3,72	3,16	5,58
A_{min}	6,79	6,79	6,79	6,79
A_{max}	7,96	10,97	6,79	6,79
Choix des armatures	6T14 $A= 9,24\text{cm}^2$	8T14 $A= 12,32\text{cm}^2$	4T16 $A= 8,04\text{cm}^2$	4T16 $A= 8,04\text{cm}^2$

Nervures principales ELUR :



Nervures principales ELS :





Vérification de l'effort tranchant :

Poutre au sens principale:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{590000}{145 \cdot 125 \cdot 100} = 0,33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,15 \cdot f_{c28} / 1,5; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0,33 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

Choix :

$$\longrightarrow 4\phi 8 \quad A = 2,01 \text{ cm}^2$$

Poutre aux sens secondaires:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{233000}{145 \cdot 125 \cdot 100} = 0,13 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1 \cdot f_{c28}; 3) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0,13 < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

Section des armatures transversales :

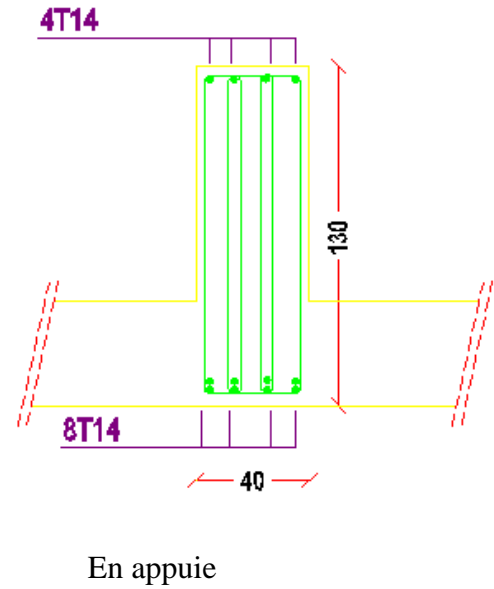
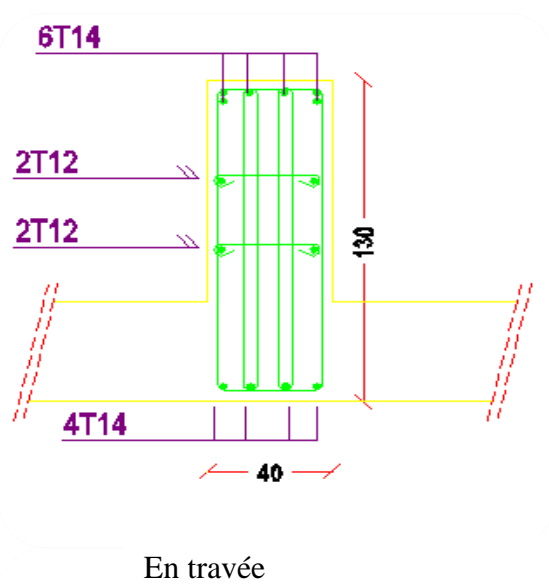
Après le calcul, on a trouvé :

25 cm pour la zone courante.

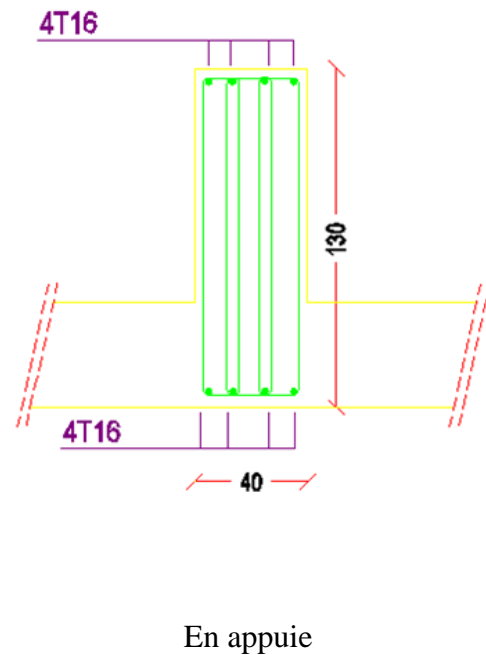
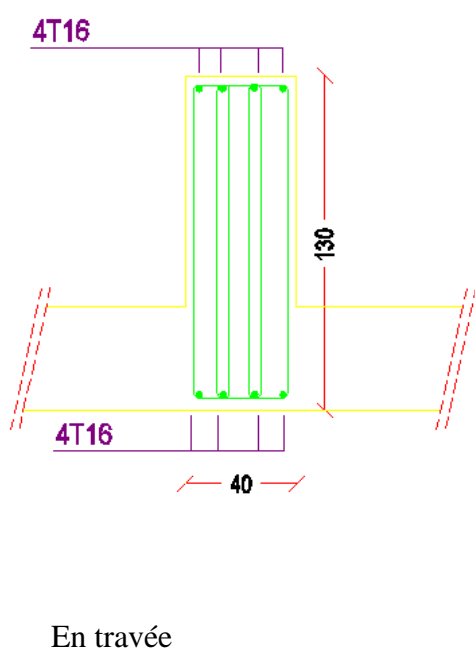
$A_t = 4\phi 8$ espacées de :

15 cm pour la zone nodale.

VIII.16 : Dessin de ferrailage de la poutre principale :



VIII.17 : Dessin de ferrailage de la poutre secondaire :



Références Bibliographiques

1. V. DAVIDOVICI, « Formulaire de béton armé, tome 1 et 2 », Edition du Moniteur, 1995.
- 2 J.P. MOUGIN, « Cour de béton armé, BAEL91, calcul des éléments simples et de structure de bâtiment », Edition EYROLLES, 1992.
3. H. Thonier, « Conception et calcul des structures en bâtiment, tomme III », Presses des ponts et chaussées, Paris.
4. M. BELAZOUGUI, « Le béton armé aux états limites », OPU, 2000.
7. D.T.R.BC 2-41, « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A. 93 », Edition du Centre national de la recherche appliquée en génie parasismique, 1993.
5. D.T.R. BC 2-48 « Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 / Version 2003 », Edition du Centre national de la recherche appliquée en génie parasismique, 12003.
7. PERCHAT, « Béton armé, Règles BAEL, Pièces soumises à des sollicitations normales », Edition techniques de l'ingénieur,
8. DTR B.C. 2.2 « Charges permanente et charges d'exploitation », Edition du Centre national de la recherche appliquée en génie parasismique, 1988.
- 9 Lamirault, « Henri Renaud. Béton armé - Guide de calcul Jacques
- 10 Henri Renaud « Ouvrages en béton armé Technologie du bâtiment - Gros œuvre - Edition 2003 Auteur(s) :