

République Algérienne Démocratique et Populaire

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

CENTRE UNIVERSITAIRE DE TISSEMSILT
INSTITUT DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE
DÉPARTEMENT DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE

Visa du chef de département des
sciences et de la technologie

Signature :

Date :

Etude d'un bâtiment (R+5) a usage d'habitation selon les règles parassismique algerienne

Mémoire de fin d'étude pour l'obtention du diplôme de master académique en
Filière : génie civil
Spécialité : Structure

Encadreur : Asma bouzriba

Signature :

Date :

Réalisé par : Oukaci lamia

Chaouche kheira

Signature :

Date :

Membre du jury

Bouarba bachir (président)

Ouazir mansour (examineur)

Asma bouzriba (encadreur)

TISSEMSILT – 2017/2018

SOMMAIRE

Introduction générale :

Chapitre I : Généralité

I.1 Description de l'ouvrage.....	3
I.2 Données du site.....	3
I.3 Caractéristiques de la structure.....	3
I.3.1 Caractéristiques géométriques.....	3
I.4 Conception de la structure.....	3
I.4.1 Le contreventement.....	3
I.4.2 Plancher.....	3
I.4.3 Maçonnerie.....	4
I.4.4 Revêtement.....	4
I.4.5 Escalier.....	4
I.4.6 Voiles:.....	5
I.4.7 Fondation.....	5
I.4.8 L'acrotère.....	5
I.5 Caractéristique des matériaux.....	5
I.5.1 Béton.....	5
I.5.1.1 Caractéristiques physiques et mécaniques du béton.....	6
I.5.2 Les Armatures.....	9
I.5.2.1 Caractéristiques mécaniques.....	10
I.5.2.2 Contrainte de calcul d'acier.....	10
I.5.2.3 Diagramme contraintes –déformations.....	11
I.5.2.4 Diagramme de déformation d'une section en béton armé.....	11
I.6 Hypothèse de calcul.....	12

CHAPITRE II : Pré dimensionnement et évaluation des charges

II.1 Introduction :.....	13
II.2 pré dimensionnement du plancher :.....	13
II.2.1 Planchers a corps-cieux :.....	13
II.2.1 Les poutrelles (les nervures):.....	14
II.3 Evaluation des charges et surcharges :.....	15
II.3.1 Plancher terrasse (inaccessible).....	16
II.3.2 plancher étage courant :(habitation).....	16
II.4 Pré dimensionnement des éléments structuraux :.....	18

II.4.1 Les poutres :.....	18
II.4.2 Pré dimensionnement des poteaux :	20
II.4.3 Descente de charge :	21
II.4.3 Pré dimensionnement du voile :.....	27
CHAPITER III :Etude des élément secondaires	
III.1Etuded'escalier.....	29
III.1.1introduction.....	29
III.1.2 Dimension de l'escalier.....	29
III.1.3 Evaluation des charges.....	31
III.1.4 Combinaisons de charge.....	32
II.1.5 Détermination des efforts internes à l'ELU.....	32
II.1.6 Détermination des efforts internes à l'ELS.....	34
III.1.7 Ferrailage d'escalier à ELUR.....	35
III.1.7.1 Calcul des armatures longitudinales.....	35
III.1.7.2Verification de la Contrainte de cisaillement.....	38
III.1.7.3 Vérification de la contraint de compression.....	39
III.1.7.4Vérification les armatures longitudinale.....	39
III.1.8 étude de la poutre palière.....	42
III.1.8.1 Pré-dimensionnement.....	42
III.1.8.2 Calcul à la flexion simple.....	43
III.1.8.3 Calcul de la poutre palière à la torsion.....	49
III.2 Etude du balcon.....	53
III.2.1 Introduction.....	53
III.2.2 Pré dimensionnement du balcon.....	53
III.2.3 Evaluation des charges.....	53
III.2.4 combinaison de charge.....	54
III.2.5 calcul des sollicitations maximales.....	54
III.2.6 Calcul du Ferrailage.....	55
III.2.7 Verifications.....	55
III.3Etude de l'acrotère.....	58
III.3.1 Introduction.....	58
III.3.2 Rôle de l'acrotère.....	58
III.3.3 Pré dimensionnement de l'Acrotère.....	58
III.3.4 Evaluation des charges et Surcharges.....	58

III.3.5 Les Sollicitations.....	59
III.3.6 Calcul du ferrailage à l' E. L. U.....	60
CHAPITER IV	
IV.1 Introduction :.....	65
IV.2 Méthode de calcul des poutrelles :.....	66
IV.2.a. méthode forfaitaire : art/B.6.2.21 BAEL 91,.....	66
IV.2.b. méthode de Caquot : art/B.6.2.221 BAEL 91.....	68
IV.3 Les différents types de poutrelles :	69
IV.3.1 Calcul des efforts dans les poutrelles :.....	70
IV.3.2 Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :.....	70
IV.4 plancher étage courant	70
IV.4.1Calcul des sollicitations maximales	70
IV.4.2 exemple de calcul : (type 1)	70
IV.4.2.1 Les sollicitations maximales à retenir pour le ferrailage sont :.....	72
IV.4.2.2 Ferrailage transversal art.A.7.2.2 / BAEL91.....	75
IV.4.2.3 Vérification de liaison de table de compression à la nervure.....	76
IV.4.2.4 Vérification à l'état limite de service E.L.S :.....	76
IV.4.2.5 Ferrailage de la dalle de compression.....	79
IV.5 plancher terrasse.....	80
IV.5.1Calcul des sollicitations maximales	80
IV.5.2 exemple de calcul : (type 1)	80
IV.5.2.1 Les sollicitations maximales à retenir pour le ferrailage sont :.....	82
IV.5.2.2 Ferrailage transversal art.A.7.2.2 / BAEL91.....	84
IV.5.2.3 Vérification de liaison de table de compression à la nervure.....	86
IV.5.2.4 Vérification à l'etat limite de service	86
IV.5.2.5 Ferrailage de la dalle de compression.....	88
Chapitre V :étude sismique	
V.1 Introduction..	89
V.2 Définition :	89
V.3 Risque sismique :.....	89
V.4. Objectif de l'étude dynamique:.....	89
V.5 Modélisation de la structure :	90
V.5.1 Modélisation de rigidité :	90
V.5.2 Modélisation de masse :	91

V.6 Combinaison d'action :	91
V.7 Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques :	91
V.7.1 méthode statique équivalente:	92
V.7.2 méthode d'analyse modale spectrale:	93
V.7.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes:	93
V.7.4 Choix de la méthode de calcul :	93
V.8 Présentation du logiciel ETABS :	94
V.9 Poids totale de la structure [W]:	94
V.10 Détermination de la force sismique totale [V] selon la méthode statique équivalente :	97
V.11 spectre de réponse:	100
V.12 Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale.	101
V.12.1 Vérification des résultats vis-à-vis de l'RPA99-2003 :	102
V.12.2 Vérification au renversement :	104
V.12.3 Vérification de l'effort normal réduit :	104
V.12.4 Justification Vis A Vis Des déformations	105
V.12.5 Justification Vis A Vis De L'effet P- Δ .	106
V.12.6 Calcul de centre de masse :	109

Chapitre VI : ferrailage des éléments résistants

VI.1. Introduction	110
VI.2 Étude des poteaux	110
VI.2.1 Les recommandations du RPA 99/2003 RPA (art 7.4.2.1)	110
VI.2.2 Calcul du ferrailage :	112
VI.2.3 Vérification du poteau à l'effort tranchant:	115
VI.2.4 Calcul des armatures transversales :	115
VI.2.4.1 Vérification de la section minimale d'armatures transversales :	116
VI.3. Étude des poutres	118
VI.3.1. Introduction :	118
VI.3.2. Calcul de la section des armatures	118
VI.3.3 Vérification de l'effort tranchant :	119
VI.3.4.-Exemple de calcul (Poutre principale RDC) :	121
VI.3.4.1. Ferrailage longitudinal :	121
VI.3.4.2- Calcul les armatures transversales :	124
VI.3.4.3 Vérification à l'E.L.S.	126

VI.3.4.4.Vérification de la flèche :	127
VI.4. Etude des voiles	129
VI.4.1 Introduction	129
VI.4.2 Les recommandations du RPA99	129
VI.4.3. Calcul des voiles par la méthode des contraintes :	130
VI.4.4 Exemple de calcul :	131
VI.4.4.1.Détermination des contraintes :	132
VI.4.4.2. Calcul des armatures verticales ($0,8G \pm E$) :	132
VI.4.4.3 Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b :	135
VI.4.4.4 Calcul des armatures horizontales :	136
VI.4.4.5 les armatures de coutures :	137
VI.4.4.6 Disposition des armatures transversales:	137
Chapitre VII : etude d'infrastructure	
VII.1 Introduction	139
VII.2 Dimensionnement du voile périphérique :	139
VII.2.1 Caractéristiques du sol	139
VII.3 Poussée supplémentaire due à la surcharge :	139
VII.3.1 Calcul des pousses :	139
VII.4 Ferrailage du voile périphérique	140
VII.4.1 Condition de non fragilité:	141
VII.5 Les vérifications:	142
VII.5.b Vérification des contraintes à L'E.L.S:	142
VII.2 Calcul des fondations:	145
VII.2.1 Introduction	145
VII.2.2 Différents types des fondations	145
VII.2.3 Choix de type de fondation :	145
VII.2.4 Différents types de fondations superficielle :	145
VII.2.5 Combinaison d'action :	146
VII.2.6.a Vérification des semelles isolées :	147
VII.2.6.b Vérification des Semelles filantes :	147
VII.2.7 Etude du Radier général:	150
VII.2.7.1 Introduction:	150
VII.2.7.2 Pré dimensionnement du radier :	150
VII.2.7.3 Dimensionnement des poutres de libage :	152

VII.2.7.4 Vérification des contraintes :.....	152
VII.2.7.5 La longueur élastique :.....	153
VII.2.7.6 Evaluation des charges pour le calcul du radier:.....	153
VII.2.7.7 Ferrailage du radier:.....	154
VII.2.7.7.1 Ferrailage des dalles:.....	154
VII.2.7.8 Vérification des contraintes à ELS :.....	156
VII.2.7.7.9 Ferrailage des poutres de libages :.....	162
VII.2.7.7.9.1 Armature de peau :.....	166
VII.2.7.7.10 Contrainte de cisaillement :.....	166

GENERALITES

I.1 Description de l'ouvrage:

Dans notre projet de fin De cycle, nous sommes en cours de faire l'étude d'un bâtiment R+5 en béton armé, à usage d'habitation, composé d'un rez-de-chaussée et Cinque étages courant.

I.2 Données du site:

Cette construction est implanté dans la wilaya de **Tissemsilt**, qui est classée selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99 /version 2003) comme une zone de moyenne sismicité (Zone II) et au groupe d'usage A.

I.3 Caractéristiques de la structure:

I.3.1 Caractéristiques géométriques:

a. Dimensions en élévation:

- ❖ Hauteur totale du bâtiment : 19.44m.
- ❖ Hauteur du RDC : 3.24m.
- ❖ Hauteur d'étage courant : 3.24m.

b. Dimensions en plan :

- ❖ Largeur en plan 19.46m
- ❖ La longueur en plan 27.40m.

I.4 Conception de la structure:

I.4.1 Le contreventement:

La structure du bâtiment a un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques, voiles.

I.4.2 Plancher:

Le plancher de l'étage courant est réalisé en corps creux, plus une isolation thermique (multicouches) et une pente moyenne dans le plancher terrasse pour l'écoulement des eaux pluviales.

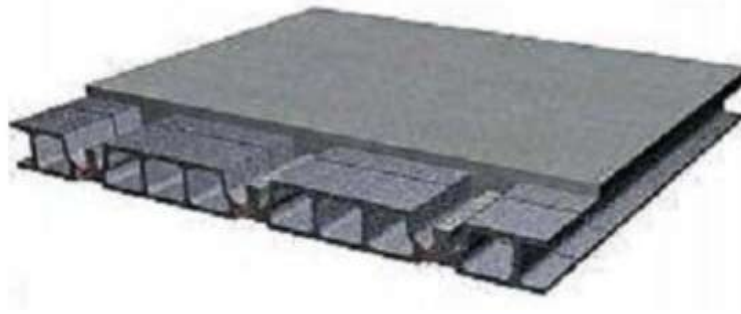


Fig I.1: Plancher à corps creux

I.4.3 Maçonnerie:

a. Murs extérieurs:

Le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composées d'une double cloison en briques creuses a 8 trous 15 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

b. Murs intérieurs:

Ils sont réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur pour la séparation.



Fig I.2: Brique creuse

I.4.4 Revêtement:

Le revêtement du notre bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- L'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs

I.4.5 Escalier:

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

I.4.6 Voiles:

Ils sont réalisés en béton armé avec une épaisseur de 15 cm.

I.4.7 Fondation:

Le rapport de sol relatif au terrain, indique que les sols en place sont de composition alluvionnaire, présentés par des marnes sableuse, des sables, des grés et des calcaire rencontrés dans un contexte très hétérogène.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1.2 bars.

La profondeur d'ancrage de 1m dans le sol naturelle, en tenant compte en plus de double sous sol projeté

I.4.8 L'acrotère:

L'acrotère est couronnement placé à la périphérie d'une terrasse, il assure la sécurité en formant un écran pour toute chute.

I.5 Caractéristique des matériaux:

Le béton et l'acier seront choisis conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton arme (CBA 93) règlements en vigueur en Algérie.

Dans notre étude, nous avons utilisé, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99, Le règlement BAEL 91.

I.5.1 Béton:

Le béton est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement par un mélange intime de matériaux inertes appelés « granulats » (sable, graviers, pierres cassées, ...), du ciment et de l'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

a) Ciment :

Le béton utilisé est dosé à 350 Kg/m³ du ciment « CEM II ».

b) Granulats :

Deux types de granulats rentrent dans la composition du béton à savoir : le sable et le Gravier

- Sable de dimension ($0 \leq D_s \leq 8$) mm
- Graviers de dimension ($8 \leq D_g \leq 25$) mm

c) Eau de gâchage:

L'eau utilisée est propre dépourvue de tout produit pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques des aciers tels que la résistance.

Le dosage de différents constituants du béton dépend du type de matériau recherché, déterminé par ses utilisations.

En effet, ses propriétés physiques et mécaniques dépendent de sa composition et de ses facteurs extérieurs, tel que la température.

- 350 kg/m² de ciment.
- 400 kg de sable de diamètre 0 à 5mm.
- 800 kg de gravier de diamètre 7 à 25mm.
- 175 litres d'eau de gâchage.

I.5.1.1 Caractéristiques physiques et mécaniques du béton:

✓ **Masse Volumique:**

La masse volumique du béton utilisé dans cet ouvrage est de 2500 Kg/m³.

✓ **Résistance caractéristique à la compression: (CBA.93 [ART 2.1.1.1])**

Dans le cas courant un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais mécaniques au laboratoire.

Ces essais consistent en l'écrasement au moyen d'une presse, des éprouvettes constituées par des cylindres droits de béton ayant une section de 200 cm ($\varnothing = 15.95$ cm) et une hauteur de 32 cm.

-Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ Mpa :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

-Pour des résistances $f_{c28} > 40$ Mpa :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

Pour notre bâtiment on a adopté une résistance mécanique du béton à 28 jours qui est égale à 25Mpa

✓ **Résistance à la traction : (CBA.93 [ART 2.1.1.1])**

Elle est représenté par f_{t28} elle peut être déterminé par plusieurs essai telle –que la traction direct et traction par flexion

La résistance à la traction est définie conventionnellement par la relation suivante :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad (\text{MPa})$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{MPa}$$

✓ **Module de déformation longitudinale au béton :**

Il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou d'une courte durée.

➤ **Déformations instantanées « E_{ij} » : (CBA 93[ART 2.1.1.2])**

$E_{ij} = 32164.2$ [MPa] , déduite de la formule $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$ [MPa] pour le calcul sous charges de courte durée (< 24h).

➤ **Déformation différées « E_{vj} » : (CBA 93 [ART 2.1.2.2])**

$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$ [MPa], dans notre cas $E_{vj} = 1.08 \times 10^4$ [MPa], pour le calcul sous charges de longue durée d'où l'effet du retrait (diminution de volume d'une pièce due à l'évaporation de l'eau restée libre te de longue durée.) est très influant.

✓ **Coefficient de poisson : (CBA 93 [ART 2.1.2.3] P8)**

Le coefficient de poisson est définit comme le rapport entre la déformation transversal et la déformation longitudinal.

$\nu = 0.2$ pour l'état limite service(E.L.S) (béton fissuré).

$\nu = 0$ pour l'état limite ultime de résistance(E.L.U.R) (béton non fissuré).

✓ **Retrait :** Le béton subit des variations dimensionnelles spontanées tout le long de son durcissement, la diminution des dimensions initiales est dite Retrait.

✓ **Fluage:** Le fluage est un phénomène de déformation, sous charge indéfiniment appliquée.

✓ **La contrainte de calcul du béton**

1. Etat Limite Ultime de Résistance (E.L.U.R) : (CBA 93 [ART 3.3.2] P24)

Si $0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$ La courbe est sous forme d'une parabole.

$$\sigma_{bc} = (0.85 \times f_{c28}) / (\theta \gamma_b)$$

Si $2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰}$: La courbe est sous forme d'une droite constante

$t > 24$ heures	$1 \leq t \leq 24$ heures	$t < 01$ heures
$\theta = 1$	$\theta = 0.9$	$\theta = 0.85$

Avec

$\gamma_b = 1,5$ Sollicitation durables $\implies \sigma_{bc} = 14,16\text{Mpa}$

$\gamma_b = 1,15$ Sollicitation accidentelles $\implies \sigma_{bc} = 18,49\text{Mpa}$

La courbe est sous forme d'une droite constante

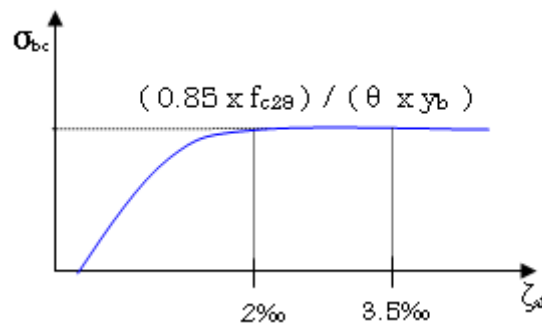


Fig I.3: Diagramme de contraintes-déformation du béton

La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2400 kg/m³ (cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration. dans notre cas, On prendra une masse volumique de 2500 Kg/m³.

2. Etat limite de service(ELS) : (CBA 93 [ART 5.1.4])

La contrainte limite de service est :

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

3. La contrainte limite de cisaillement : (CBA 93 [ART 5.1.2.1.1] P39)

La contrainte limite de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times .d}$$

V_u : L'effort tranchant ultime agissant sur la section cisailée.

b_0 : Largeur de la section

d : hauteur utile de la poutre

On vérifie par la suite que :

➤ **Fissuration est peu nuisible :**

$$\tau_u \leq \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right) = 3,33 Mpa$$

➤ **Fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable :**

$$\tau_u \leq \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right)$$

I.5.2 Les Armatures:

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E = 200\,000$ Mpa.

I.5.2.1 Caractéristiques mécaniques:

Valeur de la limite d'élasticité garantie f_e

Type	Nuance	f_e MPa	Emploi
Ronds Lisses	F_e E 22	215	Emploi courant
Ronds Lisses	F_e E 24	235	Epingle des pièces préfabriquées
Barre HA	F_e TE 40	400	Emploi courant
Type 3	F_e TE 50	500	
Fils tréfiles HA	F_e TE 40	400	Emploi sous forme de
Type 3	F_e TE	500	Barres droites ou de treillis
Fils tréfiles HA	TL 50 $\varnothing >6$ mm	500	Treillis soudés uniquement
Type 4	TL 52 $\varnothing \leq 6$ mm	520	Emploi courant

Les aciers qu'on a utilisés sont :

- Ronds lisses FeE235 pour les armatures transversales.
- Aciers à haute adhérence « H.A » pour les armatures longitudinales.
- Treilles soudés (150×150 mm²) avec $\phi \leq 6$ mm.

I.5.2.2 Contrainte de calcul d'acier:

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont données de façon empirique à partir des essais de traction, en déterminant la relation entre σ et la déformation relative ε .

❖ **Etat Limite Ultime (E .L .U)**

La contrainte de l'acier : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

f_e : (limite d'élasticité de l'acier)=400 Mpa

γ_s : (coefficient de sécurité) = 1,15 situation durable (généralement)

γ_s : (coefficient de sécurité) = 1 (situation accidentelle)

E_s :(module d'élasticité de l'acier)= 2×10^5 Mpa

❖ **Etat Limite Service (E.L.S):**

Les contraintes admissibles de l'acier sont données comme suit :

Fissuration peu nuisible	Fissuration préjudiciable	Fissuration très préjudiciable
Il n'y a aucune vérification à effectuer en ce qui concerne σ_s .	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ avec $\bar{\sigma}_s = \min ((2 \times f_e) / 3 \times (110 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}}))$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{bc}$ avec $\bar{\sigma}_{bc} = \min (f_e / 2 \times (90 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}}))$

Avec :

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

η : Coefficient de fissuration :

$\eta=1$ pour rond lisse

$\eta=1.6$ pour les armatures à hautes adhérence.

I.5.2.3 Diagramme contraintes -déformations:

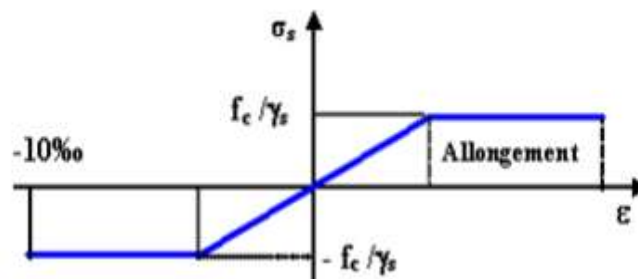


Fig I.4: Diagramme de contraintes-déformation de l'acier.

I.5.2.4 Diagramme de déformation d'une section en béton armé:

On distingue les trois domaines 1, 2 et 3 et les trois pivots A, B et C représentatifs de la déformation par l'un des quels doivent passer les diagrammes de déformation (Figure I.5). Les calculs sont effectués à l'aide de la méthode des trois pivots écrite dans le code CBA93 (Art,A.4.3.3).

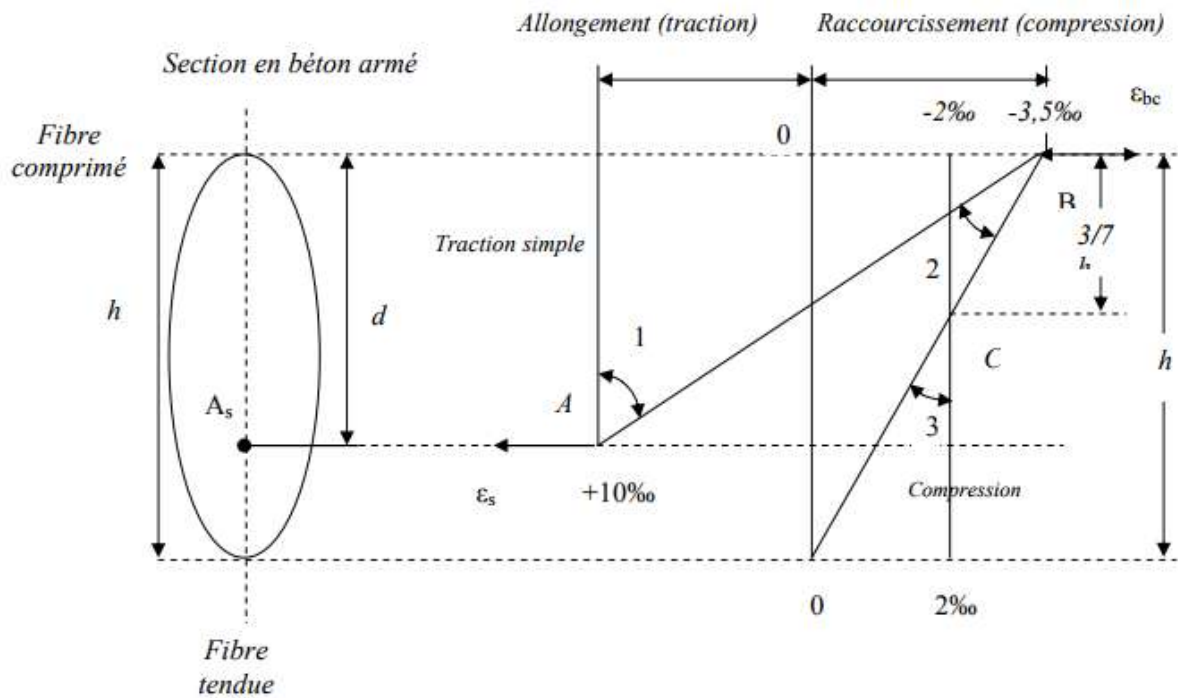


Fig I.3: Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots

Pivot (A) région1 : Allongement de l'acier le plus tendu : $\varepsilon_s = 10 \times 10^{-3}$. Pièces soumises à la traction simple ou à la flexion simple ou composée.

Pivot (B) région2 : Raccourcissement de la fibre de béton la plus comprimée : $\varepsilon_{bc} = 3,5 \times 10^{-3}$. Pièces soumises à la flexion simple ou composée.

Pivot (C) région3 : Raccourcissement de la fibre de béton à la distance $3h/7$ de la fibre la plus comprimée $\varepsilon_{bc} = 2 \times 10^{-3}$. Pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple.

I.6 Hypothèse de calcul :

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.
- La résistance à la traction du béton : $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.
- Limite élastique de l'acier : $f_e = 400 \text{ Mpa}$.

PREDIMENSIONNEMENT ET EVALUATION DES CHARGES

II.1 Introduction :

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure : poutres, poteaux..., passe impérativement par un dimensionnement préliminaire selon les règles du BAEL91 et le RPA 99 version 2003.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage.

II.2 pré dimensionnement du plancher :

C'est l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destinés à reprendre les charges d'exploitation, les charges permanentes (cloisons, chapes, revêtement...), et les transmettre sur des éléments porteurs verticaux (poteaux, murs, voiles, poutres...).

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance.

Dans ce projet, on a opté pour un plancher à Corps Creux.

II.2.1 Planchers a corps-creux :

On appelle plancher nervuré l'ensemble constitué de nervures (ou poutrelles) supportant des dalles de faible portée.

Les nervures sont en béton armé, coulées sur place ou préfabriquées, et reposant sur des poutres principales ou des voiles.

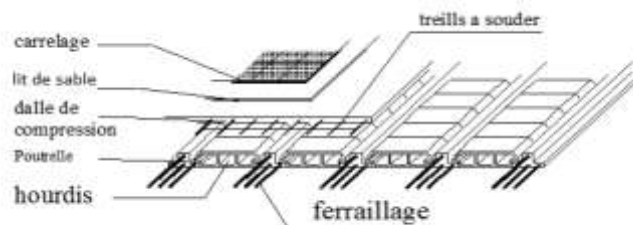


Fig II.1: Dalle en corps creux.

On a opté pour des planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

- ❖ La facilité de réalisation.
- ❖ Les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes (max 4.6 m).
- ❖ Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.

D'après BAEL l'épaisseur de plancher est conditionnée par :

1. La condition de la flèche :

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22.5} \quad \leftrightarrow \quad h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

L: La portée entre nus d'appuis des poutres secondaire.

$$h_t \geq \frac{375}{22.5} \text{ donc } h_t \geq 16\text{cm}$$

On prend : $ht= 20$ cm tel que :

- ✓ 16 cm : la hauteur de corps creux.
- ✓ 4cm : la hauteur de la dalle de compression h_0 .

2. Résistance au feu :

- ✓ $e = 07\text{cm}$: pour une (01) heure de coup de feu.
- ✓ $e = 11\text{cm}$: pour deux (02) heures de coup de feu.
- ✓ $e=15$ cm : pour quatre (03) heures de coup de feu.

e : épaisseur de corps creux.

3. Isolation phonique :

- ✓ La protection contre les bruits aériens exige une épaisseur minimale de 16 cm ($e \geq 16$ cm)

II.2.1 Les poutrelles (les nervures):

La section transversale des nervures est assimilée à une section en (T) de caractéristiques géométriques suivantes :

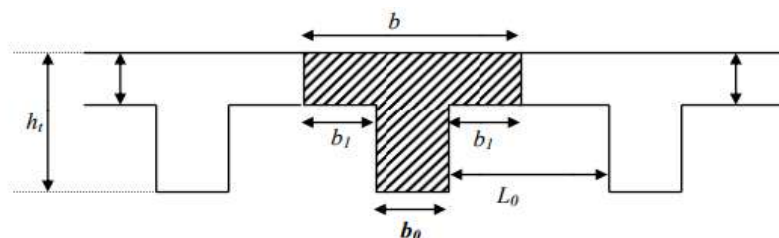


Fig II.2: Plancher corps creux

b_0 : largeur de la nervure.

h : hauteur de la section.

b : largeur de la table de compression.

❖ **D'après BAEL :**

$$\frac{h}{3} \leq b_0 \leq \frac{h}{2} \rightarrow \frac{20}{3} \leq b_0 \leq \frac{20}{2} \rightarrow 6.33 \leq b_0 \leq 10$$

On prend : $b_0=10\text{cm}$

$$b=b_0+2 \times b_1$$

Le corps Creux utilisé pour ce plancher : $l_{our} = 55 \text{ cm}$.

$$b_1 = \min \begin{cases} \frac{l_{our}}{2} \text{ cm} \\ \frac{Lx}{10} \text{ cm} \end{cases}$$

L : la portée maximale de la travée

D'où :

$$b_1 = \min \begin{cases} \frac{450}{10} = 45 \text{ cm} \\ \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm} \end{cases} \quad b_1 = 27.5 \text{ cm}$$

Donc la largeur total de la table de compression pour une nervure :

$$b = 2 \times b_1 + b_0$$

$$b = 2 \times 27.5 + 10$$

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

II.3 Evaluation des charges et surcharges :

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges qui sont évaluées selon D.T.R.B.C.22, elle désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultants de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ainsi que les fondations ; afin de pouvoir procéder à leur dimensionnement.

II.3.1 Plancher terrasse (inaccessible)

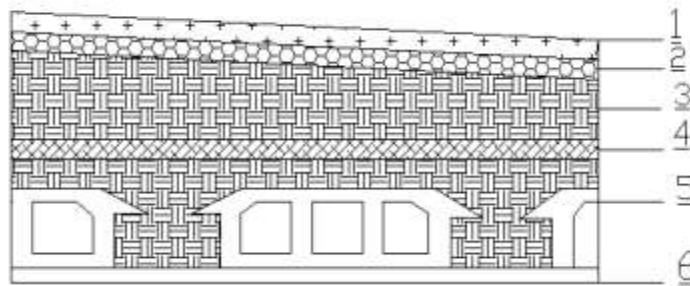


Fig II.3: Plancher terrasse

Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m ³)	Charge permanente surfacique KN/m ²	
1	Protection en gravillon	5	17	$0.05 \times 17 = 0.85$
2	Etanchéité multicouche	2	6	$0.02 \times 6 = 0.12$
3	Béton de pente	10	22	$0.1 \times 22 = 2.2$
4	Isolation thermique	4	3	$0.04 \times 3 = 0.12$
5	Cops creux + dalle de Compression	24		2.85
6	Enduit de plâtre	2	10	$0.02 \times 10 = 0.2$
Totale				$G = 6.34 \text{ K N/m}^2$

Tableau II.1 charge à la terrasse due aux plancher à corps creux

$G = 6.34 \text{ KN/m}^2$

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

II.3.2 plancher étage courant :(habitation)

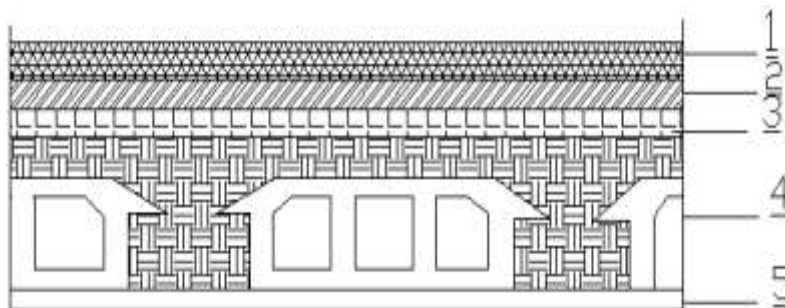


Fig II.4 : plancher étage courant.

Elément		Epaisseur	Masse volumique (KN/m ³)	Charge permanente KN/m ²
1	Cloisons	10	9	$0.1 \times 9 = 0.9$
2	Revêtement de carrelage	2	20	$0.02 \times 20 = 0.4$
3	Mortier de pose	2	20	$0.02 \times 20 = 0.4$
4	Lit de sable	2	18	$0.02 \times 18 = 0.36$
5	Corps creux + dalle de Compression	20		2.85
6	Enduite de plâtre	2	10	$0.02 \times 10 = 0.20$
Totale				$G = 5.11 \text{ KN/m}^2$

Tableau II.2: Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant

$$G = 5.11 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

II.3.3 maçonnerie

✚ Murs extérieurs

Elément		Epaisseur	Masse volumique (KN/m ³)	Charge permanente KN/m ²
1	Brique creuse	10	9	$0.1 \times 9 = 0.9$
2	Brique creuse	15	9	$0.15 \times 9 = 1.35$
3	Enduite de ciment	2	18	$0.02 \times 18 = 0.36$
4	Enduite de plâtre	2	10	$0.02 \times 10 = 0.2$
Totale				$G = 2.81 \text{ KN/m}^2$

Tableau II.3: Charge permanente du mur extérieur

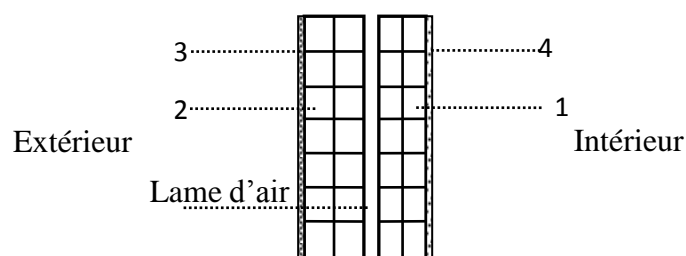



Fig II.5 : remplissage extérieur.

 cloisons intérieures :

Enduit extérieur (1,5cm)	$0.015 \times 10 = 0.15 \text{KN/m}^2$
Brique creuses (10cm)	$0.10 \times 9 = 0.9 \text{KN/m}^2$
Enduit intérieur (1,5 cm)	$0.15 \times 18 = 2.7 \text{KN/m}^2$

Tableau II.4: Charge permanente du mur intérieur

$$G = 3.75 \text{KN/m}^2$$

II.4 Pré dimensionnement des éléments structuraux :

II.4.1 Les poutres :

Une poutre est un élément horizontal en béton armé, qui transmet les charges aux poteaux, elle est largement utilisée dans les ouvrages de Génie Civil.

Les poutres seront pré dimensionnées selon les règlements BAEL 91 tout en respectant les recommandations du Règlement Parasismique Algérienne RPA 99.

1. D'après le BAEL 91 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{array} \right.$$

Avec :

L max : la distance maximale entre nu de la poutre

h : hauteur de la poutre

b : la largeur de la poutre

2. D'après le RPA 99 pour la zone IIa :

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

a) Pré dimensionnement des poutres principales :

✓ D'après le BAEL 91 :

$$L \text{ max} = 460 \text{cm} \quad = > \quad \frac{460}{15} \leq h \leq \frac{460}{10} \quad = > \quad 30.67 \text{cm} < h < 46 \text{cm}$$

On prend : $h = 40\text{cm}$

La largeur b comprise entre $0.3 h$ et $0.7 h$, donc :

$$0.3(40) < b < 0.7(40) \quad \Rightarrow \quad 12\text{cm} < b < 28 \text{ cm}$$

Pour des raisons architecturales, on prend : $b= 30$.

✓ **Vérification RPA 99 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad b=30 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.} \\ h \geq 30 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h=40 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.} \\ \frac{h}{b} < 4 \quad \Rightarrow \quad 1.33 < 4 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend la section des poutres transversales (poutre principales)

$$(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2.$$

b) Pré dimensionnement des poutres secondaires :

✓ **D'après le BAEL 91 :**

$$L \text{ max} = 4.15 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \frac{415}{15} \leq h \leq \frac{415}{10} \quad \Rightarrow \quad 27.67 \text{ cm} \leq h \leq 41.5\text{cm}$$

On prend : $h = 35 \text{ cm}$

La largeur b est comprise entre $0.3 h$ et $0.7 h$, donc :

$$0.3(35) \leq b \leq 0.7(35) \quad \Rightarrow \quad 10.5 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm.}$$

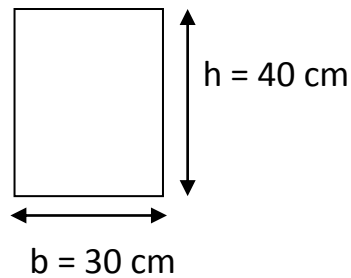
Pour des raisons architecturales, on prend : $b= 30\text{cm}$.

✓ **Vérification RPA 99**

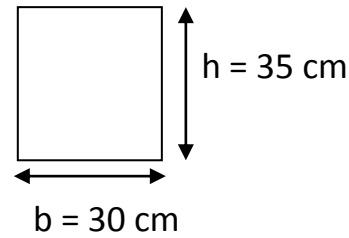
$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad b=30\text{cm} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.} \\ h \geq 30\text{cm} \quad \Rightarrow \quad h= 30\text{cm} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \quad \Rightarrow \quad 1 < 4 \dots\dots\dots\text{..Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées en prend la section de poutre secondaire

$$(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$$



Poutre Principale



Poutre Secondaire

II.4.2 Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple. Le choix se fait selon le poteau le plus sollicité de la structure ; ce qui correspond à un poteau qui va reprendre la surface du plancher la plus importante.

On utilise un calcul basé sur la descente de charge pour le poteau le plus sollicité tous en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation. On détermine l'effort N_u qui doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq \overline{N_u}$$

N_u : L'effort normal ultime

$\overline{N_u}$: Capacité de résistance ultime

Ils sont dimensionnés par :

- ✓ la condition de non flambement
- ✓ les conditions de RPA

Le poteau qu'on va étudier est le poteau le plus sollicité, c'est-à-dire le poteau qui recevra l'effort de compression maximal qu'on va déterminer à partir de la descente de charge.

On fixera au préalable des Poteaux RDC et étage courant comme suite:

Niveau	Dimension de poteau (cm ²)
RDC	40x40
Etage courant	35x35

II.4.3 Descente de charge :

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu’au niveau le plus bas avant sa transmission au sol,

- **La loi de dégression :**

Pour les charges d’exploitations la loi de dégression des charges selon (DTR BC 2-2 Page16) est comme suit :

Soit Q_0 la charge d’exploitation sur le toit ou la terrasse courant le bâtiment, Q_1, Q_2, Q_3, Q_n les charges d’exploitations respectives des planchers des étages 1, 2,3,.....n, numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d’appuis les charges d’exploitations suivantes :

- ✚ Sous toit ou terrasse Q_0
- ✚ Sous dernier étage Q_0+Q_1
- ✚ Sous étage :
- ✚ Immédiatement inférieure (étage 2)... $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$
- ✚ (étage 3)... $Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$
- ✚ (étage 4)... $Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+ Q_3+ Q_3)$
- ✚
- ✚ (étage n)... $Q_0+ \frac{3+n}{2n}(Q_1+Q_2+ Q_3+....+Q_n)$
- ✚ Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$

Niveau des planchers	Charges d'exploitations	Σ des charges d'exploitations	Σ des charges d'exploitations (kN/m ²)
T	Q_0	$\Sigma_{0+3}=Q_0$	1
P4	Q_1	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	2,50
P3	Q_2	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3,85
P2	Q_3	$\Sigma_3=Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)$	5,05
P1	Q_4	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6,10
PRDC	Q_5	$\Sigma_5=Q_0+0,80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7,00

Tableau II.5: Dégression des charges d'exploitations

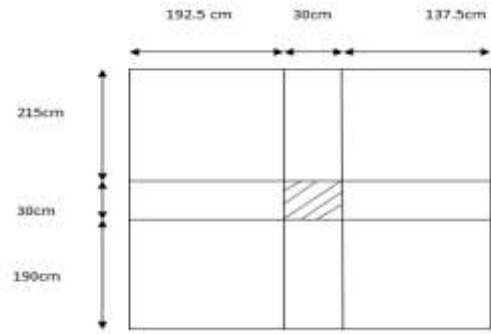
• Le poteau le plus sollicité (C, 5)

1. Surface reprise par le poteau à chaque étage :

Soit S La surface supportée par le poteau (C,5) :

$$S_Q = (460/2 + 410/2) \times \left(\frac{415}{2} + \frac{305}{2} \right) = 15.66 \text{m}^2$$

$$S_g = (1.9 + 2.15) \times (1.375 + 1.925) = 13.37 \text{m}^2$$



2. la longueur de la poutre principale et secondaire

$$\begin{cases} l_{pp} = 1.9 + 2.15 = 4.05 \text{m} \\ l_{ps} = 1.925 + 1.375 = 3.3 \text{m} \end{cases}$$

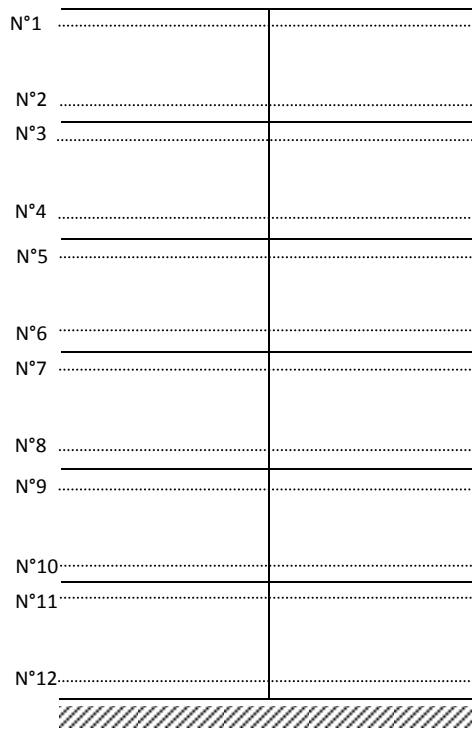
3. Poids des planchers :

Plancher terrasse inaccessible : $G_T \times S_g = 6.34 \times 13.37 = 84.76 \text{KN}$

Plancher étage courant (habitation) : $G_{\text{étage}} \times S_g = 5.11 \times 13.37 = 68.32 \text{KN}$

4. Poids des poutres

$$\begin{cases} G_{pp} = l_{pp} \times b \times h \times \gamma_b = 4.05 \times 0.3 \times 0.4 \times 25 = 12.15 \text{KN} \\ G_{ps} = l_{ps} \times b \times h \times \gamma_b = 3.3 \times 0.3 \times 0.35 \times 25 = 8.67 \text{KN} \end{cases}$$



N SECTION	Elément	G_i (KN)	$\sum G_i$ (KN)	$\sum Q_i$ (KN)
N1	-Plancher terrasse: $G_T * S_g = 6.34 * 13.37$ -Poutre secondaire: $G_{ps} = l_{ps} * b * h * \gamma_b = 3.3 * 0.3 * 0.35 * 25$ -Poutre principale : $G_{pp} = l_{pp} * b * h * \gamma_b = 4.05 * 0.3 * 0.4 * 25$	84.76 8.67 12.15	105.58	15.66*1=15.66
N2	- Venant : N 1 Poids propre du poteau : $G_{pot} = (3.24 - 0.4) * 0.35 * 0.35 * 25$	105.29 8.69	113.98	15.66
N3	- Venant : N2. - Plancher étage - Poutre secondaire -Poutre principale $l_{pp} * b * h * \gamma_b = 4.05 * 0.3 * 0.4 * 25$	113.98 68.32 8.67 12.15	203.12	15.66+15.66*2.5=54.81
N4	- Venant : N 3 Poids propre du poteau	203.12 8.69	211.81	54.81
N5	- Venant : N 4 Plancher étage - Poutre secondaire -Poutre principale	211.81 68.32 8.67 12.15	300.95	54.81+15.66*3.85=115.101
N6	- Venant : N 5 Poids propre du poteau	300.95 8.69	309.62	115.101
N7	- Venant : N 6 Plancher étage - Poutre secondaire -Poutre principale	309.62 68.32 8.67 12.15	398.76	115.101+15.66*5.05=194.184

N8	- Venant : N 7 Poids propre du poteau	398.76 8.69	407.45	194.184
N9	- Venant : N 8 Plancher étage - Poutre secondaire -Poutre principale	407.45 68.32 8.67 12.15	496.59	194.184+15.66 *6.10=289.71
N10	- Venant : N 9 Poids propre du poteau	496.59 8.69	505.28	289.71
N11	- Venant : N 10 Plancher étage - Poutre secondaire -Poutre principale	505.28 68.32 8.67 12.15	594.42	289.71+15.66* 7.00=399.33
N12	- Venant : N 9 Poids propre du poteau: $G_{pot} = (3.24 - 0.4) * 0.40 * 0.40 * 25$	594.42 11.36	605.78	399.33

Tableau II.6: Evaluation des charges du poteau le plus sollicité.

Les résultats doivent être majorés de 10% suivant les règles **BAEL91**.

Pour le **RDC**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 605.78 + 1.5 \times 399.33$$

$$= \mathbf{1416.79 \text{ KN}}$$

$$N_s = G + Q$$

$$= 605.78 + 399.33$$

$$= \mathbf{1005.11 \text{ KN}}$$

$$N_u = 1416.79 \times 1.1 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{N_u = 1558.47 \text{ KN}}$$

$$N_{ser} = 1005.11 \times 1.1 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{N_{ser} = 1105.62 \text{ KN}}$$

➤ vérification de la section du poteau :

a. Vérification au flambement :

D'après le (CBA 93), on doit vérifier que:

$$Nu \leq \overline{Nu} = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

- N_u : Effort normal ultime (compression)
- α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{cases}$$
- λ : Elancement d'EULER $\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$.
- l_f : Longueur de flambement. $l_f = 0,7 \times l_0$ avec : $l_0 = 3,24$
- i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.
- I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{hb^3}{12} \right)$.
- B : Surface de la section du béton ($B = a \times b$).
- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,50$).....situation durable.
- γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$).....situation durable.
- f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 400 \text{MPa}$).
- f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25 \text{MPa}$).
- A_s : Section d'acier comprimée. On prend $A_s = 0,8\% \times Br$. Selon le "Le RPA 99 version 2003"Zone IIa

donc:

$$Br \geq \frac{Nu}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{0,8 \times f_e}{100 \times \gamma_s} \right)}$$

- Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie : $Br = (a-0,02)(b-0,02)$

Il faut vérifier que : $Br \geq Br_{\text{rcal}} = \frac{Nu}{\alpha \left(\frac{fc28}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{0.8 \times fe}{100 \times \gamma_s} \right)}$

Etage	Nu(KN)	i(m)	λ	$\lambda \leq 50$	α	(Br et Br _{rcal})		Br ≥ Br _{rcal}
						Br(m ²)	Br _{rcal} (m ²)	
5	195.0993	0.10	22.68	Vérifiée	0.78	0.11	0.0051	Vérifiée
4	404.9744	0.10	22.68	Vérifiée	0.78	0.11	0.0105	Vérifiée
3	649.7024	0.10	22.68	Vérifiée	0.78	0.11	0.0168	Vérifiée
2	925.4669	0.10	22.68	Vérifiée	0.78	0.11	0.0240	Vérifiée
1	1228.4	0.10	22.68	Vérifiée	0.78	0.11	0.0318	Vérifiée
RDC	1558.47	0.11	19.64	Vérifiée	0.80	0.14	0.0394	Vérifiée

Tableau II.7: Résultats de la vérification au flambement.

b. Vérification selon RPA :

D'après l'article 7.4.1, pour une zone sismique IIa, on doit avoir au minimum :

RDC :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a; b) = 40\text{cm} \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \text{Min}(a; b) = 40\text{cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{324}{20} = 16.2\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow 0,25 < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Étages courantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a; b) = 35\text{cm} \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \text{Min}(a; b) = 35\text{cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{324}{20} = 16.2\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow 0,25 < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Toutes les exigences réglementaires sont satisfaites, on adopte les dimensions suivantes :

Niveau	Dimension de poteau (cm ²)
RDC	40x40
Etage courant	35x35

II.4.3 Pré dimensionnement du voile :

Les voiles d'une part sont des éléments qui résistent aux charges horizontales, dues au vent et au séisme .et d'autre part reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

Les voiles considérer comme des éléments satisfaisant la condition suivantes de RPA99V2003:

$$L \geq 4a$$

Telle que :

L : longueur du voile.

a : épaisseurs minimale du voile (a min =15cm).

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

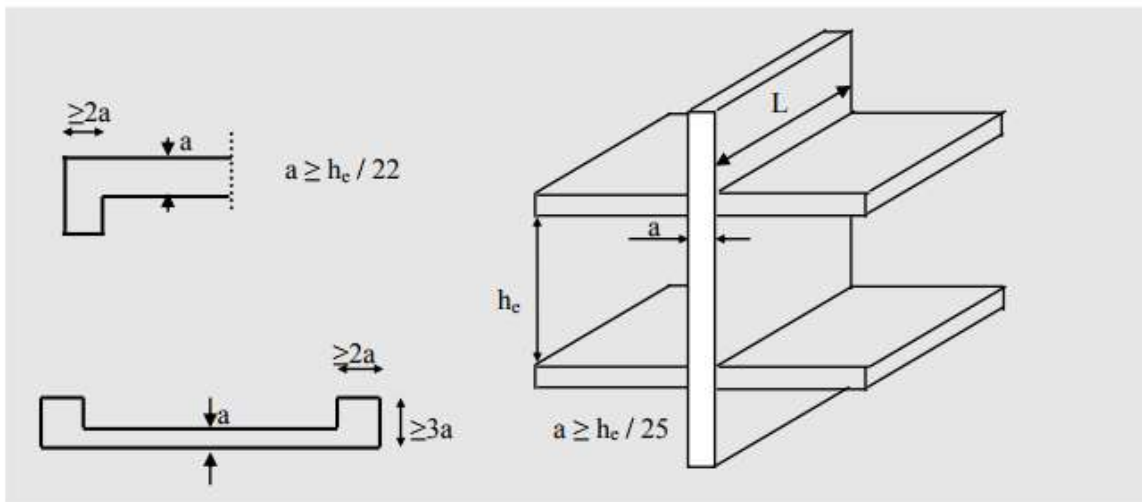


Fig.II.6 Pré dimensionnement des voiles

$$a \geq (h_e/25 ; h_e/22).$$

$$h_e = 324 - 40 = 284 \text{ cm}$$

$$h_c(\text{RDC})=h_c(\text{étage})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_e}{25} = \frac{284}{25} = 11,36 \text{ cm} \\ \frac{h_e}{22} = \frac{284}{22} = 12,90 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$a \geq (11,36 \text{ cm}; 12,90 \text{ cm}; 15 \text{ cm}).$$

Donc l'épaisseur des voiles des contreventements et des voiles périphériques: **a = 20 cm**

III.1 Etude d'escalier:

III.1.1 introduction :

L'escalier est une construction architecturale non structurale ; constituée d'une suite régulière de marches Permettant de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

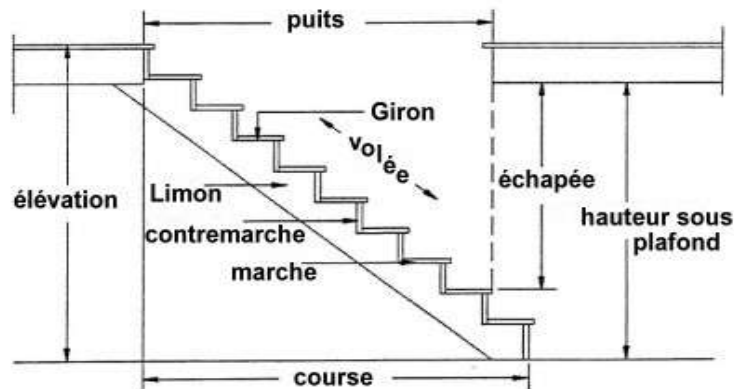


Fig III.1: Schéma d'un escalier.

III.1.2 Dimension de l'escalier :

Les escaliers de notre projet sont à deux volée droite avec un palier de repos.

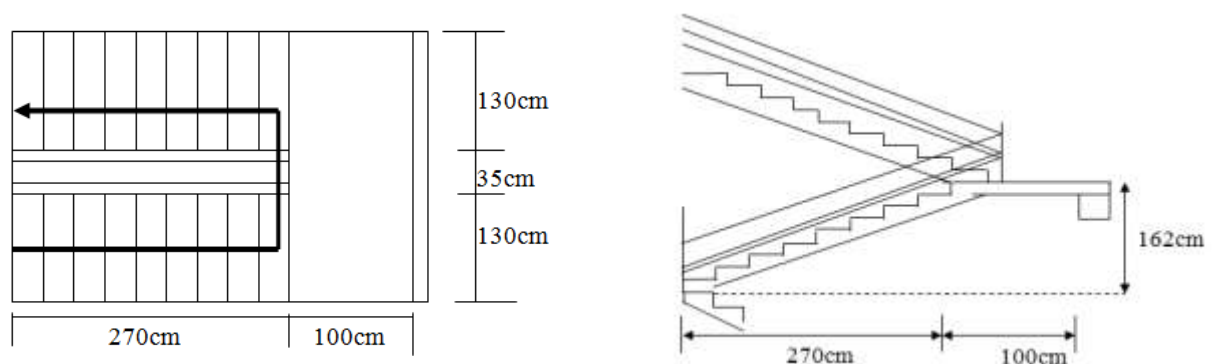


Fig III.2: Schéma de l'escalier à 2 volées.

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort on doit vérifier la présence des conditions suivantes :

La hauteur h des contres marches h : $15 \leq h \leq 20$

La largeur g se situe entre 25cm et 32cm : $25 \leq g \leq 32$

La formule empirique de blondel $56\text{cm} \leq 2 \times h + g \leq 66$

Ou : $g = \frac{L0}{n-1}$ et $h = \frac{H0}{n}$

Avec $\begin{cases} n: \text{nombre de contre marche} \\ n - 1: \text{nombre de marche} \end{cases}$

Pour déterminer g et h on utilise la relation de blondel :

On prend : h = 17 cm

$$2 \times (17) + g \leq 66 \text{ cm}$$

$$g = 66 - 34 \leq 32 \text{ cm}$$

On prend : g = 30 cm

le nombre de contre marche est: $n = \frac{H}{h} = \frac{324}{17}$.

D'où : n = 20

On devise les escaliers en deux volées

Pour chaque volée :

➤ Nombre de contre marche :

$$n = \frac{H}{17} = \frac{162}{17} \Rightarrow n = 10$$

➤ Nombre de marche :

$$(n - 1) = (10 - 1) \Rightarrow n = 9$$

Longueur de foulées :

$$L = (n - 1) \times 0.3 = (10 - 1) \times 0.3 \Rightarrow L = 2.7\text{m}$$

L'épaisseur de pailasse :

Condition de flèche :

$$\frac{L_p}{30} \leq e_p \leq \frac{L_p}{20}$$

L_p : longueur de pailasse

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{270} \Leftrightarrow \text{tg} \alpha = \frac{162}{270} \Rightarrow \alpha = 30.96^\circ$$

$$\sin \alpha = \frac{H}{L} \Rightarrow L_p = \frac{H}{\sin 30.96} \rightarrow L_p = \frac{162}{\sin 30.96}$$

$$L_p = 3.15\text{m}$$

$$\text{Donc : } \frac{315}{30} \leq e_p \leq \frac{315}{20} \Rightarrow 10.5\text{cm} \leq e_p \leq 15.75\text{cm}$$

$$e_p = 15\text{cm}$$

L'épaisseur du Palier:

$$L/20 \leq e \leq L/15$$

L : la longueur de la foulée :

$$2.7/20 \leq e \leq 2.7/15 \Leftrightarrow 0.135 \leq e \leq 0.18 \Leftrightarrow e=15\text{cm}$$

III.1.3 Evaluation des charges:

❖ **Le palier :**

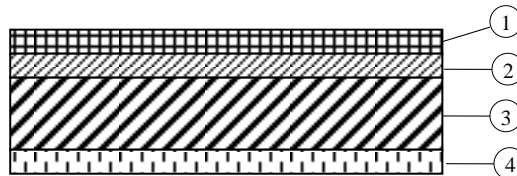


Figure III.3: les couches de palier.

Element	Epaisseur	Masse volumique (KN/m ³)	Charge permanente (KN /m ²)
1 Carrelage	2	20	0.02×20=0.4
2 Mortier de pose	2	20	0.02×20=0.4
3 Couche de sable	2	18	0.02x18=0.36
3 Poids propre de palier	15	25	0.15×25= 3.75
4 Enduite de ciment	2	18	0.02×18=0.36
Totale			G = 5.27 KN/m ²

Tableau III.1: Charge du palier

$$G = 5.27\text{KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN / m}^2$$

❖ **Pailleasse:**

Elément	Epaisseur	Masse volumique (KN/m ³)	Charge permanent (KN/m ²)
Poids propre de pailleasse	15	25	0.15×25/cosα=4.37
Carrelage	2	20	0.02×20=0.4
Mortier de pose	2	20	0.02×20=0.4
Couche de sable	2	18	0.02×18=0.36

Poids propre de marche	8.5	25	$0.085 \times 30 = 2.55$
Enduit ciment	2	18	$0.02 \times 18 / \cos \alpha = 0.42$
Totale			$G = 8.5 \text{KN/m}^2$

Tableau III.2: Charge du Paillasse

$$G = 8.5 \text{KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN / m}^2$$

III.1.4 Combinaisons de charge :

Les combinaisons de charge pour une bonde 1m sont :

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	E.L.U(KN/m ²)	E.L.S(KN/m ²)
			$1,35G + 1,5Q$	$G + Q$
Paillasse	8.5	2,50	15.23	11
palier	5.27	2,50	10,86	7.77

II.1.5 Détermination des efforts internes à l'ELU:

Le Schéma statique de notre escalier est donné par la figure ci-dessous:

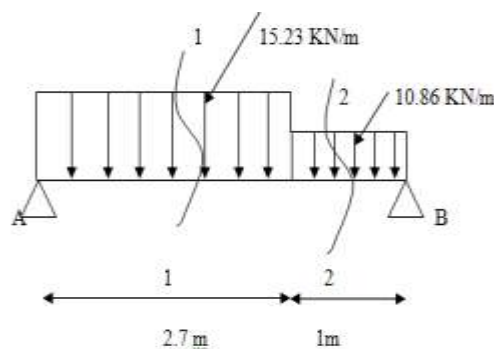


Fig III.4: Schéma statique d'escalier.

$$\sum F/y = 0 = R_{A/Y} + R_{B/Y} = 51.98 \text{kn}$$

$$\sum M/A = -3.7 R_{B/Y} + 10.86 \times 1 \times 3.20 + 15.23 \times 2.7 \times 1.35 = 0$$

$$R_{B/Y} = 24.39 \text{KN / ml}$$

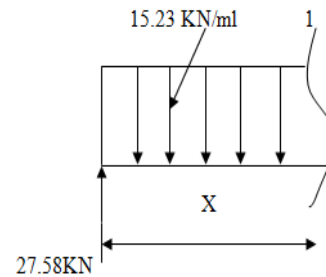
$$\sum M/B = 3.7 R_{A/Y} - 15.23 \times 2.7 \times 2.35 - 10.86 \times 1 \times 0.5 = 0$$

$$R_{AY} = 27.58 \text{ KN/ml}$$

Section (1-1) : $0 \leq x \leq 2.7$

$$-T + 27.58 - 15.23 x = 0$$

$$T = 27.58 - 15.23 x : \begin{cases} T(x = 0) = 27.58 \text{ KN} \\ T(x = 2.7) = -13.54 \text{ KN} \end{cases}$$



$$-M + 27.58X - 15.23 \times \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M = 27.58X - 15.23 \times \frac{x^2}{2} \quad \begin{cases} M(x = 0) = 0 \text{ KN} \\ M(x = 2.7) = 18.96 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M \text{ max} \Rightarrow T = 0 \Rightarrow 27.58 - 15.23X = 0$$

$$x = \frac{27.58}{15.23} = 1.8 \text{ m}$$

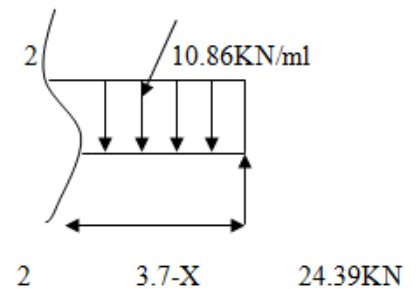
$$M \text{ max} = M(x=1.8\text{m}) = 24.97 \text{ KN.m}$$

Section (2-2) : $2.7 \leq x \leq 3.7$

$$T = -24.39 + 10.86 (3.7-x) \quad \begin{cases} T(x = 3.7) = -24.39 \text{ kn} \\ T(x = 2.7) = -13.54 \text{ kn} \end{cases}$$

$$M = 24.39 (3.7-x) - 10.86 \times \frac{(3.7-x)^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(x = 3.7) = 0 \text{ kn.m} \\ M(x = 2.7) = 18.96 \text{ kn.m} \end{cases}$$



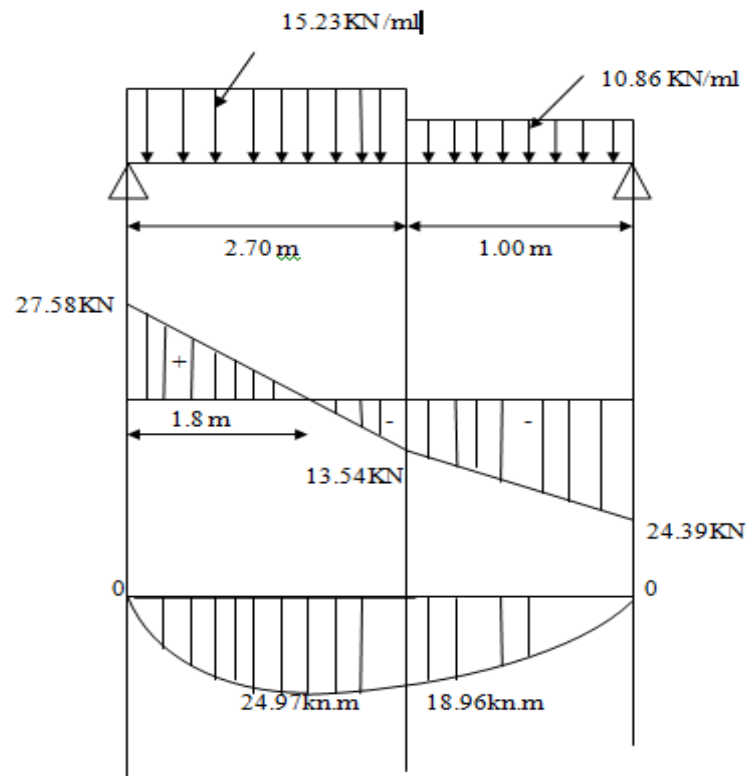


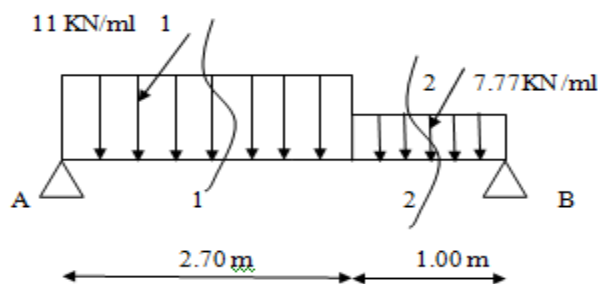
Fig III.5 diagrammes des efforts internes à l'ELU.

Moment en appui : $0.3 \times M_{\max} = 0.3 \times 24.97 = 7.49 \text{ kN.m}$.

Moment en travée : $0.85 \times M_{\max} = 0.85 \times 24.97 = 21.22 \text{ kN.m}$.

T max = 27.58 kN.

II.1.6 Détermination des efforts internes à l'ELS:



$$\sum F/y = 0 = R_{A/Y} + R_{B/Y} = 37.40 \text{ kn}$$

$$\sum M/A = 3.7 R_{B/Y} - 11 \times 2.7 \times 1.35 - 7.77 \times 1 \times 3.2 = 0$$

$$R_{B/Y} = 17.56 \text{ KN / ml}$$

$$\sum M_{/B} = -3.7 R_{A/Y} + 7.77 * 1 * 0.5 + 11 * 2.7 * 2.35 = 0$$

$$R_{A/Y} = 19.91 \text{ KN / ml}$$

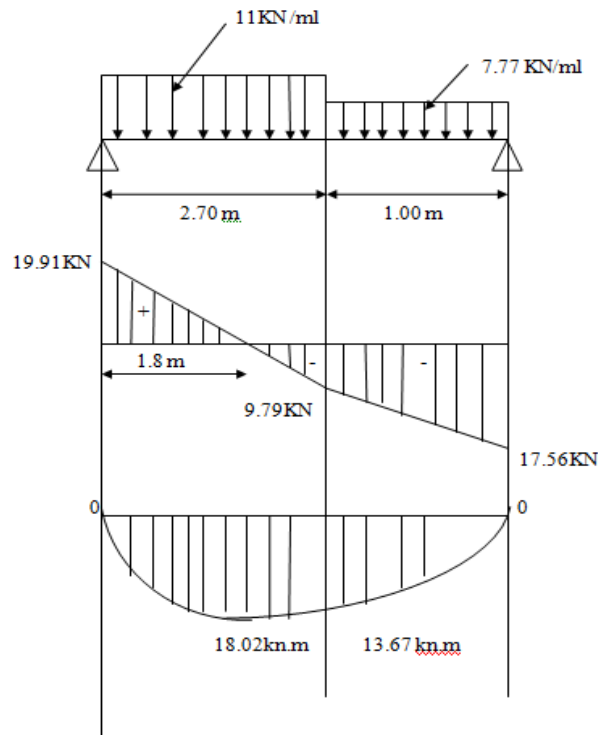


Fig III.6 diagrammes des efforts internes à l'ELS.

Moment en appuis $0.3 \times M_{\max} = 0.3 \times 18.02 = 5.41 \text{ KN.m}$

Moment en travée $0.8 \times M_{\max} = 0.85 \times 18.02 = 15.32 \text{ KN.m}$

III.1.7 Ferrailage d'escalier à ELUR :

III.1.7.1 Calcul des armatures longitudinales :

1. Ferrailage sur travée :

$$M_t = 21.22 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = \frac{0.85 \times f_c}{\gamma_b} = 14.16 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{21.22 \times 10^6}{14.16 \times 130^2 \times 10^3} \quad \mu = 0.089$$

$$\mu = 0.089 < \mu_l = 0.392 \quad A' = 0$$

$$B = 0.5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0.95$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \times B \times d} = \frac{21.22 \times 10^6}{348 \times 130 \times 0.89} = 4.93 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :** (Art A-4.2.1 BAEL 91)

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

On prend $A_a = \max(A_{\min}, A) = 4.93 \text{ cm}^2$

$A = 4.93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

On adopte : **6 T 12 = 6.79 cm²**

➤ **L'espacement :** (Art A-8.2.42 BAEL 91)

$e \leq \min(3 \times h, 33 \text{ cm}) = \min(45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}.$

$S_t = 100/6 = 16.67 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

➤ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.69 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6 T 10 = 4.71 cm²**

Schéma de ferrailage en travée

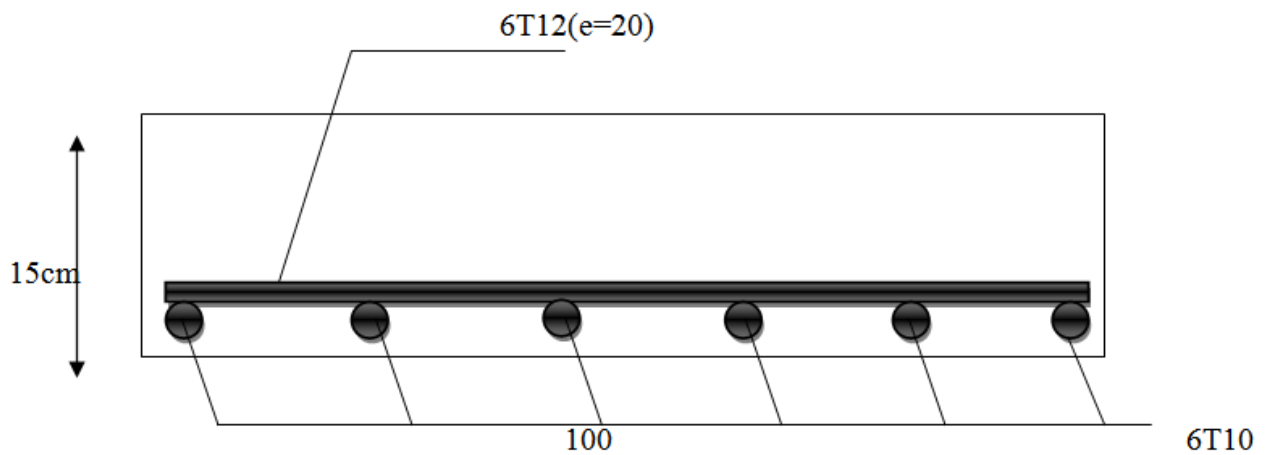


Fig III. 7 Schéma de ferrailage de l'escalier en travée

2. Ferrailage sur appuis :

$M_a = 7.49 \text{ KN m}$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{7.49 \times 10^6}{14.16 \times 130^2 \times 10^3} = 0.031$$

$\mu = 0.031 < \mu_l = 0.392, \quad A' = 0$

$$B = 0.5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0.98$$

$$A_a = \frac{M_a}{\sigma_s \times B \times d} = \frac{7.49 \times 10^6}{348 \times 130 \times 0.98} = 1.69 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :** (Art A-4.2.1 BAEL 91)

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$A_a = 1.69 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

On prend : $A_a = \max (A_{\min}, A) = 1.69 \text{ cm}^2$

On adopte : $A_a = 6T10 = 4.71 \text{ cm}^2$.

➤ **L'espacement :** (Art A-8.2.42 BAEL 91)

$$e \leq \min (3 \times h, 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

En Appuis:

$$S_t = 100/6 = 16.67 \text{ cm} \leq 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV} \text{ On prend } S_t = 20\text{cm}$$

➤ **Armature de répartition :**

d'après le BAEL BAEL91

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.18\text{cm}^2$$

On adopte : **6Ø8 = 3.93cm²**

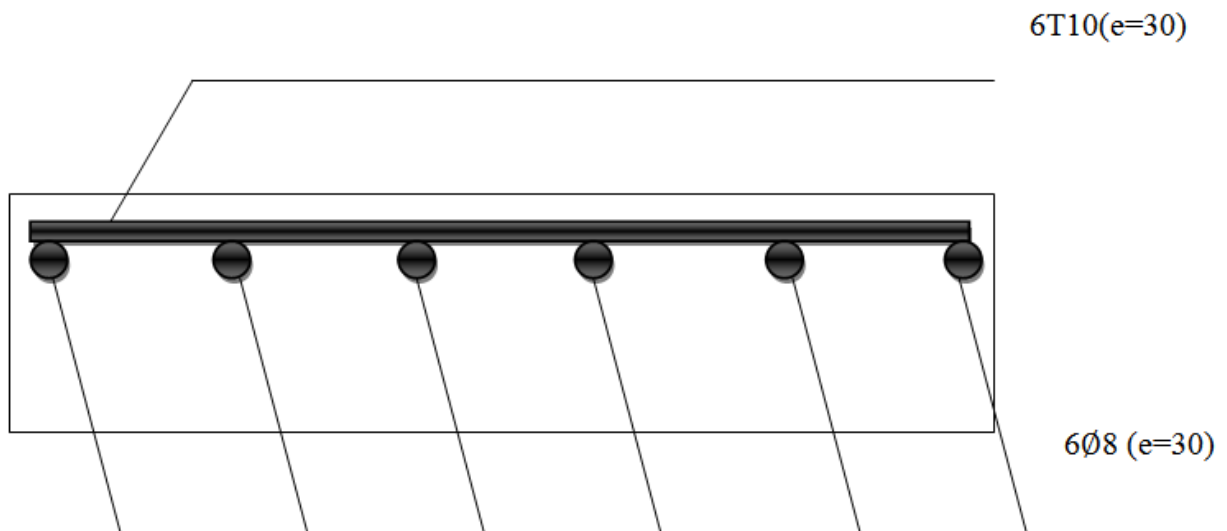


Fig III.8 Schéma de ferrailage de l'escalier en appuis

III.1.7.2 Verification de la Contrainte de cisaillement:

Puisque les armatures ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu nuisible

$$V_u \text{ max} = 27.58 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} \leftrightarrow \tau_u = \frac{27.58 \times 10^3}{130 \times 1000} = 0.212 \text{ Mpa}$$

Fissuration peu nuisible : (Art A-5.1.211 BAEL 91)

$$\gamma_b = 1.5$$

$$\bar{\sigma}_c \leq \min \left(0.2 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left(0.2 \times \frac{25}{1.5}, 5 \text{ MPA} \right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.212 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

III.1.7.3 Vérification de la contraint de compression:

$$\tau_u = 0.212 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_c = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ Mpa}$$

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$V_u \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times b \times a$$

Avec $a = \min \{ \lambda, 0.9 \times d \}$

$$\lambda = b - 2 \times c = 10^3 - 2 \times 20 = 960 \text{ mm}$$

$$a = \min \{ 960, 117 \} = 117 \text{ mm}$$

$$V_u = 27.58 \text{ KN} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 \times 117 = 780 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV}$$

III.1.7.4 Vérification les armatures longitudinale :

$$A_s \geq \frac{V_u + \frac{M_{u\max}}{0.9 \times d}}{\frac{f_s}{\gamma_s}} = \frac{27.58 \times 10^3 + \frac{21.22 \times 10^6}{0.9 \times 130}}{\frac{400}{1.15}} = 5.90 \text{ cm}^2$$

$A_s = 6.79 \text{ cm}^2 > 5.90 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ condition vérifiée

Armature longitudinale cm^2				Armature de répartition cm^2			
Ferrailage calculé		Ferrailage adopté		Ferrailage calculé		Ferrailage calculé	
Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis
4.93	1.69	6T12	6T10	1.69	1.18	6T10	6Ø8

Tableau III.3 Ferrailage d'escalier

❖ Vérification à ELS:

1. En travée:

Position de l'axe neutre :

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = 15 \times \frac{A}{b} = 15 \times \frac{6.79}{100} = 10.18 \text{ mm} = 1.018 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 10.18 \times 130 = 2647 \text{ mm}^2$$

$$Y_1 = -10.18 + \sqrt{10.18^2 + 2647} = 42.27 \text{ mm} = 4.227 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} \times y_1^3 + 15 \times A(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times (4.2)^3 + 15 \times 6.79(13 - 4.2)^2 = 10356.9 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{Ms}{I}$$

$$K = \frac{15.32 \times 1000}{10356.9} = 1.48 \text{ Mpa/cm}$$

Etat limite de compression du béton:

$$\sigma_b = k \times y_1 = 1.48 \times 4.2 = 6.22 \text{ Mpa}$$

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

—

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 6.22 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifier}$$

Les armatures calculées à l'ELUR dans la travée sont convenable

2. Sur appuis :

$$M_{\text{appui}} = 5.41 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre

$$D = 15 \times \frac{A}{b} = 15 \times \frac{4.71}{100} = 0.706 \text{ cm} = 7.06 \text{ mm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 7.06 \times 130 = 1835.6 \text{ mm}^2$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -7.06 + \sqrt{7.06^2 + 1835.6} = 36.36 \text{ mm} = 3.636 \text{ cm}$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} \times y_1^3 + 15 \times A(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times (3.636)^3 + 15 \times 4.71(13 - 3.636)^2 = 6635.59 \text{ cm}^2$$

$$K = \frac{Ms}{I}$$

$$K = \frac{5.41 \times 10^3}{6635.59} = 0.82 \text{ Mpa/cm}$$

Etat limite de compression du béton

$$\sigma_b = k \times y_1 = 0.82 \times 3.636 = 2.98 \text{ Mpa}$$

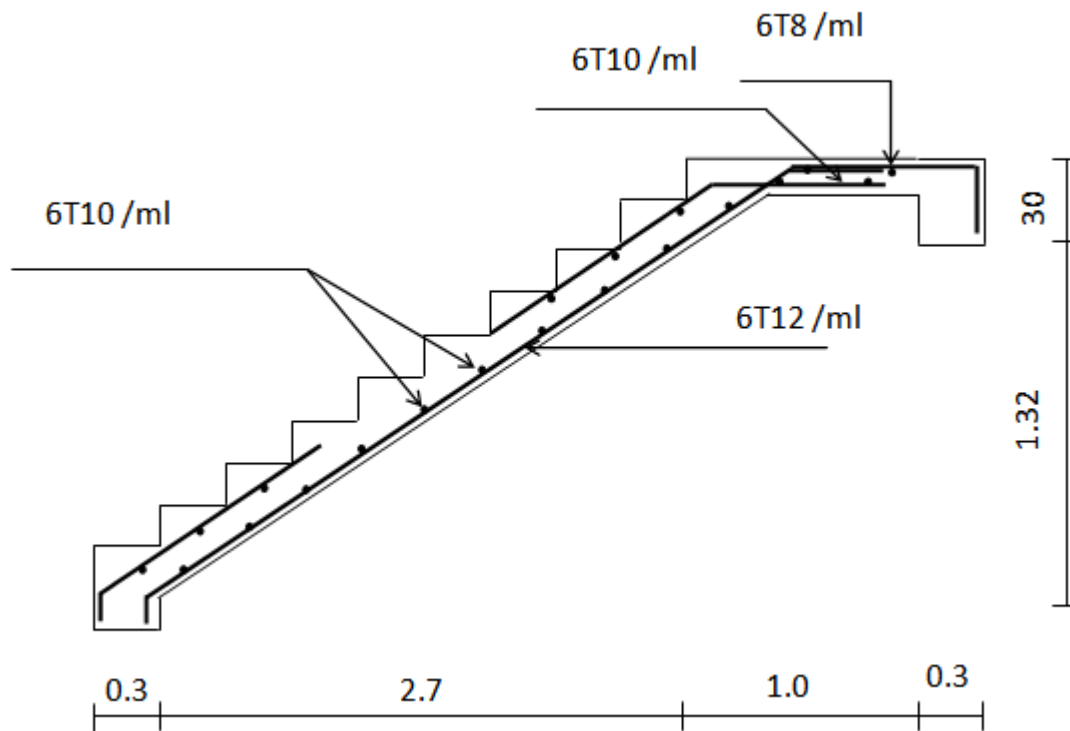
$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2.98 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Les armatures calculées à L' E.L.S en appui sont convenables.

Les fissurations sont peu nuisible donc aucune vérification à faire pour les armatures.



FigIII.9 ferrailage d'escalier

III.1.8 étude de la poutre palière :

Cette poutre est soumise à la flexion simple en outre elle est soumise à la torsion.

III.1.8.1 Pré-dimensionnement:

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le CBA 93 et vérifiée en considérant le RAP 99/version 2003.

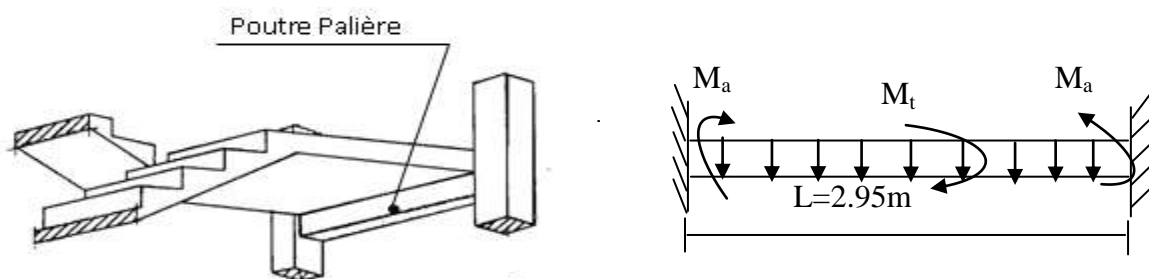


Fig.III.10 La poutre palière.

➤ **Selon le CBA 93**

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

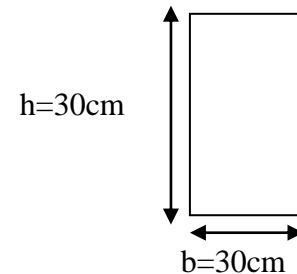
$$295/15 \leq h \leq 295/10$$

$$19.67 \leq h \leq 29.5$$

On prend: **h=30 cm**

- La largeur b de la poutre palière doit être :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3h \leq b \leq 0,7h \\ 9 \leq b \leq 21\text{cm} \end{array} \right. ,$$



On prend: **b = 30**

➤ **D'après le R.P.A99version2003 :**

$$b \geq 20\text{cm} \Leftrightarrow 30\text{ cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$h \geq 30\text{cm} \Leftrightarrow 35\text{ cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$h/b < 4 \Leftrightarrow 1 < 4 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc on adopte une section de: **(b × h = 30×30) cm**

III.1.8.2 Calcul à la flexion simple :

1. Evaluation des charges :

Réaction du paliers et de paillasse sur la poutre: $R_B=27.58\text{KN/ml}$ (ELU).

$$R_B=27.58\text{KN/ml(ELS)}.$$

Poids propre de la poutre : $g_0 = b \times h \times \gamma_b = 0.3 \times 0.3 \times 25 = 2.25\text{KN/ml}$.

Poids du mur situé sur la poutre : $G_1 = (3.24-0.4)/2 \times 2.81 = 3.99\text{KN/ml}$.

2. Combinaison des charges :

$$\text{ELU : } q_u = 1.35(G_1 + g_0) + R_B = 1.35 \times (3.99 + 2.25) + 27.58 = 36\text{KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = (G_1 + g_0) + R_B = (2.25 + 7.98) + 27.58 = 30.14\text{KN/ml}$$

3. Les moments

L'ELU:

- ✦ le moment isostatique : $M_0 = (q_u \times L^2)/8 = 39.16 \text{ KN.m.}$
- ✦ Le moment en travée: $M_t = 0.85 M_0 = 33.29 \text{ KN.m.}$
- ✦ Le moment sur appui: $M_a = 0.3 M_0 = 11.75 \text{ KN.m.}$

L'ELS:

- ✦ le moment isostatique : $M_0 = (q_s \times L^2)/8 = 32.79 \text{ KN.m}$
- ✦ Le moment en travée : $M_t = 0.85 M_0 = 27.87 \text{ KN.m}$
- ✦ Le moment sur appui : $M_a = 0.3 M_0 = 9.84 \text{ KN.m}$

4. Calcul du ferrailage:

$$h=0,30\text{m} ; b=0,30\text{m} ; d= h-c=30-2=28\text{cm}$$

$$f_{c28}=25\text{MPa} ; f_{t28}=2,1\text{MPa} ; f_{bc}=14,17\text{MPa}$$

- **En travée:**

La section a ferrailé : $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ avec : $d=28\text{cm}$

$$M_{tu}=33.29 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{33.29 \times 10^6}{14.2 \times 280^2 \times 300} \quad \mu = 0.099$$

$$\mu = 0.099 < \mu_l = 0.392 \quad A' = 0$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\beta = 0.5 + \frac{\sqrt{1-2 \times \mu}}{2}$$

$$\beta = 0.5 + \frac{\sqrt{1-2 \times 0.099}}{2}$$

$$\beta = 0.94$$

$$\frac{f_s}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_t = \frac{M_{tu}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{33.29 \times 10^6}{0.94 \times 280 \times 348} = 3.63 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 300 \times 2.1 \times 280}{400} = 1.01 \text{ cm}^2$$

- Travée : $A_{cal} = 3.63 > A_{min} = 1.01 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

On prend $A_t = \max (A_{min}, A) = 3.63 \text{ cm}^2$

- Appui : $A_{cal} = 1.23 > A_{min} = 1.01 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

On prend $A_a = \max (A_{min}, A) = 1.23 \text{ cm}^2$

Position	M(KN.m)	μ	B	A cal (cm ²)	A min(cm ²)	Ferrailage adopté
En travée	33.29	0.099	0.94	3.63	1.01	4T14= 6.16cm ²
En appuis	13.51	0.035	0.98	1.23	1.01	2T12 =2.32cm ²

➤ **Armature de répartition :**

Sur travée : $A_r = A_{st}/4 = 6.16/4 = 1,54 \text{ cm}^2$

Sur appuis : $A_r = A_{st}/4 = 2.32/4 = 0.59 \text{ cm}^2$

5. Vérification à l'ELU :

Vérification de la contrainte tangentielle du béton:

$$V_u = q_u \frac{L}{2} = \frac{36 \times 2.95}{2} = 53.1 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{53.1 \times 10^3}{280 \times 300} = 0.64 \text{ Mpa}$$

Fissuration non préjudiciable;

$$\overline{\sigma}_{ct} = \min (0.2 \times f_{ct28} / \gamma_b, 5 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.63 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

(Donc pas de risque de cisaillement).

6. Vérification à l'ELS :

La fissuration étant peu nuisible, il n'y a pas lieu de vérifier l'état de l'ouverture des fissures, les vérifications se limitent à l'état limite de compression du béton. On doit vérifier que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

➤ Vérification des contraintes à l'E.L.S:

1. En travée :

$$M_{\text{tser}} = 27.87 \text{ KN.m} ; A_s = 6.16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Position de l'axe neutre:

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times A_s(d - y) = 0$$

$$15y^2 + 92.4y - 2587.2 = 0 \Rightarrow y = 16.56 \text{ cm}$$

Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = \frac{30y^3}{3} + 15 \times 6.16(28 - 16.56)^2 = 57505.80 \text{ cm}^4$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{27.87 \times 10^5}{57505.80 \times 10^4} \times 7.03 \cdot 10 = 0.080 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.080 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

2. En appuis:

$$M_{\text{a-ser}} = 9.84 \text{ KN.m} ; A_s = 2.32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Position de l'axe neutre:

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times As(d - y) = 0$$

$$15y^2 + 92.4y - 974.4 = 0 \Rightarrow y = 11.71 \text{ cm}$$

Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{by^3}{3} + 15As(d - y)^2 = \frac{30(11.71)^3}{3} + 15 \times 2.32(28 - 11.71)^2 = 25291.90 \text{ cm}^4$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{9.84 \times 10^5}{25291.90 \times 10^4} \times 11.71 \times 10 = 0,45 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,45 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de La flèche:**

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{295} = 0,10 > \frac{1}{16} = 0,06 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{30}{295} = 0,10 > \frac{27.87}{10 \times 32.79} = 0,08 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{As}{b.d} < \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.32}{30 \times 28} = 0,0028 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

7. Calcul des armatures transversals :

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier:

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_l)$$

$$\Phi_t \leq \min (8,57 ; 30 ; 12)$$

On adopte: $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

Calcul de l'espacement des armatures transversales :

$$\begin{cases} St \leq \min (0,9 d ; 40\text{cm}) \\ St \leq \min (25.2 ; 40\text{cm})=25.2\text{cm} \end{cases}$$

A partir d'article 7.5.2.2 de RPA 99/version 2003, les armatures doivent respecter les conditions suivantes :

- ✓ Zone courante : $St \leq h/2 = 15 \text{ cm}$
- ✓ Zone nodale : $St \leq \min (h/4; 12 \Phi) = 7.5 \text{ cm}$

On adopte les espacements suivants :

- ✓ Zone courante : $St = 15\text{cm}$
- ✓ Zone nodale : $St = 7 \text{ cm}$

➤ **Section des armatures transversals:**

$$\frac{At}{b.st} \cdot \frac{fe}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k.f_{ij}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots\dots(*)$$

$k=1$ (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij}^* = \min (2,1; 3,3 \text{ Mpa})=2,1 \text{ Mpa}$$

$$(\alpha=90^\circ) \Rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1$$

$Fe = 235 \text{ Mpa}$; $\delta_s = 1,15$ (cas courant)

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{At}{s_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,64 - 0,3 \cdot 1 \cdot 2,1) \cdot 30 \cdot 1,15}{0,9 \cdot 1 \cdot 235} = 0,0016 \text{ cm} \dots\dots\dots(1)$$

➤ **Pourcentage minimal des armatures transversales :**

$$\frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max (0,4 \text{ Mpa})$$

$$\frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max (0,4 \text{ Mpa})$$

$$\left(\frac{At}{S_t} \right) \geq \frac{0,4 \times b}{fe} = \frac{0,40 \times 30}{400} = 0,03 \text{ cm} \dots\dots\dots(2)$$

De (1) et (2) : $\left(\frac{At}{S_t}\right) \geq 0,03 \text{ cm}$, on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

$$D'o\grave{u} \quad At \geq 0,45 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 3\phi 8 = 1,51 \text{ cm}^2 \\ S_t = 15 \text{ cm.} \end{cases}$$

III.1.8.3 Calcul de la poutre palière à la torsion :

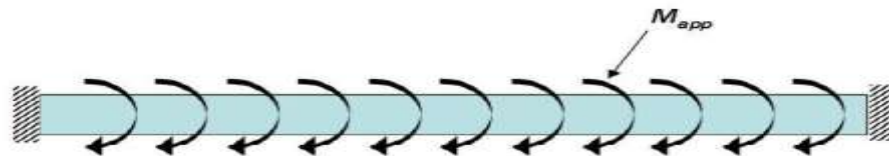


Fig III.11 : La poutre palière à la torsion.

La torsion de la poutre palière est provoquée par la flexion de l'escalier.

$$M_{\text{tors}} = M_a (\text{escalier}) = 7.49 \text{ KN.m}$$

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement

On a pour une section pleine:

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 \leq \tau_u^2$$

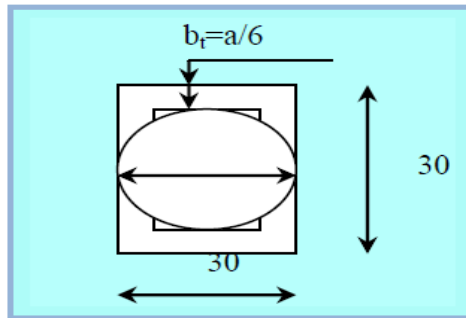
a) Contrainte de cisaillement due à la torsion :

$$\tau_{\text{torsion}} = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e}$$

- Sections pleines : a ELU noyau d'une section pleine ne joue aucun role vis –a-vis de la torsion .

On remplace la section réelle par une section creuse équivalente dans l'épaisseur de la paroi sera égale au 1/6 du diamètre du plus grand cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section.

Mt: moment de torsion (Mt = 7.49KN.m)



$$e = (a/6) = (b/6) = (30/6) = 5\text{cm.}$$

Ω : Aire du contour à mi- épaisseur.

$$\Omega = (h-e) \times (b-e) = 625\text{cm}^2$$

D'après le BAEL :

$$\tau_{torsion} = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e} = \frac{7.49 \times 10^6}{2 \times 62500 \times 50} = 1.19\text{MPa}$$

Les contraintes tangentes sont limitées par la valeur suivante :

pour une fissuration très préjudiciable ou préjudiciable

$$\tau_{ul} = \min\left(\frac{0.2f_{ct28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa}$$

b) Contraintes de cisaillement due a 'effort tranchant :

Les contraintes dues à l'effort tranchant et à la torsion doivent être combinées et comparées aux contraintes limite données précédemment.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{53.1 \times 10^3}{280 \times 300} = 0.63 \text{ MPa.}$$

Résistance en torsion et flexion :

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 \leq \tau_{u \text{ limite}}^2$$

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 = (0.63)^2 + (1.19)^2 = 1.81\text{MPa}$$

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 = 1.81\text{MPa} < 11.089\text{MPa} \dots\dots\dots\text{CV}$$

➤ **Calcul des armatures :**

1. Les armatures longitudinales :

$$\frac{A_l f_e}{U \gamma_s} = \frac{M_{tors}}{2 \cdot \Omega} \leftrightarrow A_{tor} = \frac{\mu \cdot M_{tors}}{2 \cdot \Omega \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

μ : périmètre de l'aire Ω de la section efficace.

$$\mu = 2((h-e)+(b-e)) = 2((30-3.33)+(30-3.33)) = 100 \text{ cm}$$

$$A_{tor} = \frac{100 \times 7.49 \times 10^5}{2 \times 625 \times \frac{400}{1.15}} = 1.72 \text{ cm}^2$$

2. Les armatures transversales dues à la torsion:

$$A_2 = \frac{St M_{tors}}{2 \cdot \Omega \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{15 \times 7.49 \times 10^5}{2 \times 625 \times \frac{400}{1.15}} = 0.26 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

Justification et disposition des Armatures longitudinales

Les armatures longitudinal calculées à la torsion doivent être ajoutée à celles calculées en flexion

1- Armature longitudinal:

➤ **En travée :**

$$A_l = A_{fle} + A_{tor} = 6.16 + 1.72 = 7.88 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6T14 = 9.24 cm²**

➤ **Sur appui :**

$$A_l = A_{fle} + A_{tor} = 2.32 + 1.72 = 4.15 \text{ cm}^2$$

On adopte : **3T12+ 2T10= 4.96 cm²**

2- Armature transversal :

$$A_t = A_1 + A_2 = (1.51 + 0.26) = 1.77 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4 T 8 = 2.01 cm²**

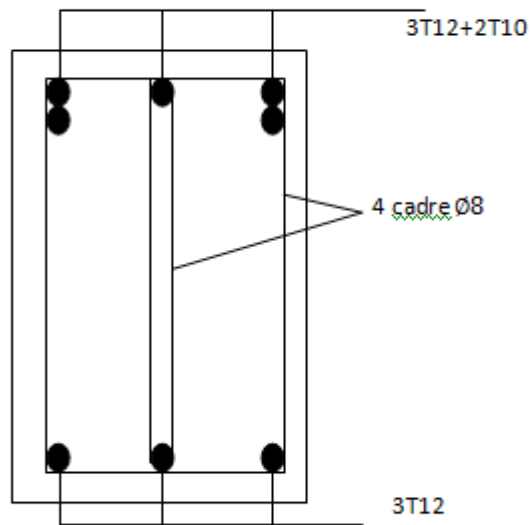
➤ **Plan de ferrailage des escaliers:**

Poutres palière :

En travée: $6T14 = 9.0\text{cm}^2$

Sur appui : $3T12 + 2T10 = 4.96 \text{ cm}$

EN APPUI



En travée:

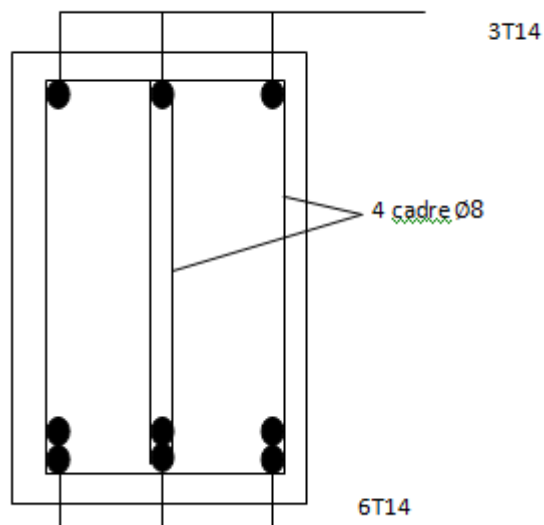


Fig.III.12: Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.2 Etude du balcon :

III.2.1 Introduction :

Le bâtiment étudié comporte un seul type de balcon, est calculé comme une console en dalle Pleine encastré et libre à extrémité et libre à l'autre.

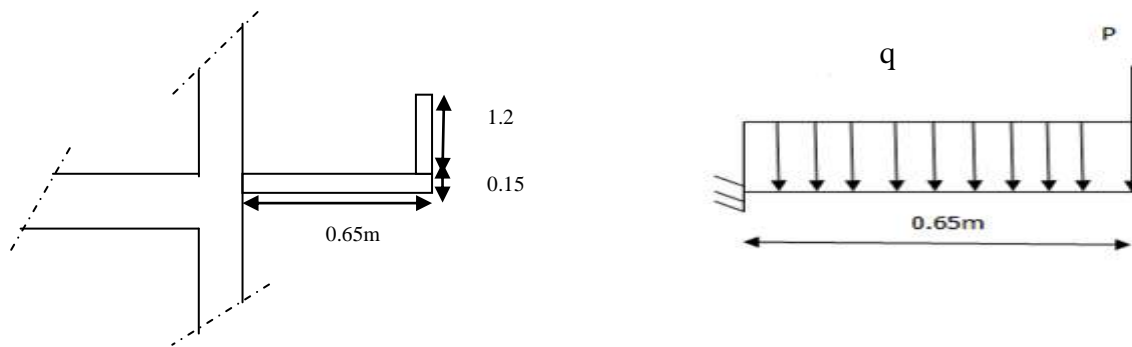


Fig III.13: Schéma statique du balcon

III.2.2 Pré dimensionnement du balcon :

L'épaisseur des dalles pleines doit respecter les conditions suivantes:

- Résistance à la flexion : $h_0 \geq \frac{Lx}{20} = \frac{65}{20} = 3.75cm$
- Isolation acoustique $h_0 \geq 12cm$
- Sécurité en matière d'incendie $h_0 = 11cm$ pour 2 heures de coup feu

Donc on adopte : **h0 = 15cm**

III.2.3 Evaluation des charges:

❖ **Balcon**

Elément	Epaisseur(cm)	Masse volumique (KN/m ³)	Charge permanente(KN/M ²)
Revetement en Carrelage	2	20	0.02×20=0.4
Mortier de pose	2	20	0.02×20=0.4
Lit de sable	2	18	0.02× 18=0.36

Poid propre de la dalle	15	25	$0.15 \times 25 = 3.75$
Enduite de ciment	2	18	$0.02 \times 18 = 0.36$
Total			$G = 5.27 \text{ KN/m}^2$

Tableau II.4: Charge du balcon

$G1 = 5.27 \text{ KN/m}^2$

$Q1 = 3.5 \text{ KN/m}^2$

❖ Charge concentré de garde corps

Elément	E (cm)	$\gamma (\text{KN/m}^2)$	Charge permanente (KN/m^2)
Brique creuse	10	9	0.9
Enduit ciment	2×2	18	0.72
TOTALE			1.62

$G2 = 1.62 \text{ KN/m}^2$

III.2.4 combinaison de charge :

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

➤ ELU :

$qu = 1.35 \times G1 + 1.5 \times Q1 \rightarrow 1.35 \times 5.27 + 1.5 \times 3.5 = 12.36 \text{ KN/ml}$

La charge concentrée due au mur extérieur:

$Pu = 1.35 \times G2 \times l \rightarrow 1.35 \times 1.62 \times 1.20 \times 1\text{m} = 2.62 \text{ KN}$

➤ ELS :

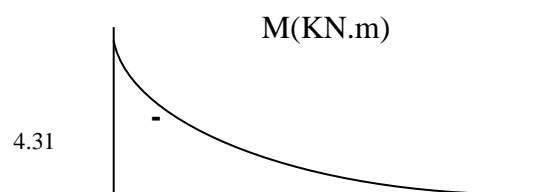
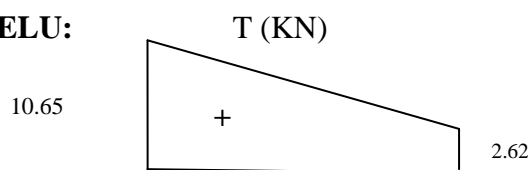
$qs = G + Q \rightarrow 5.27 + 3.5 = 8.77 \text{ KN/m}^2$

$Ps = G2 \times l \rightarrow 1.62 \times 1.20 \times 1\text{m} = 1.94 \text{ KN}$

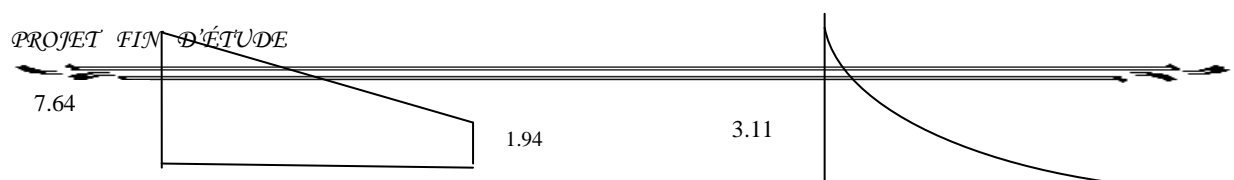
III.2.5 calcul des sollicitations maximales:

sollicitations maximales	ELU	ELS
Tmax (KN)	10.65	7.64
Mmax (KN.m)	4.31	3.11

ELU:



ELS:



PROJET FIN D'ÉTUDE

+

-

Fig III.14 Diagramme des efforts internes.**III.2.6 Calcul du Ferrailage:**

La section a calculé (100x15) ; d'où : $d = 0,9 h$, on prend $d = 13 \text{ cm}$

A L'E.L.U : $M = 4.31 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{4.31 \cdot 10^3}{100 \cdot (13)^2 \cdot 14,2} = 0,017 < 0,392 \rightarrow A' s = 0$$

$$\beta = 0,992$$

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

$$A_s = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{4.31 \cdot 10^3}{0,992 \cdot 13 \cdot 348} = 0,96 \text{ cm}^2 / \text{mL}$$

III.2.7 Verifications :❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 1,21 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$A = 0,96 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 1,21$ condition non Vérifiée.

$$A_a = \max (A_{\min} ; A)$$

On prend Donc $A = 1,21 \text{ cm}^2$

on adopte : **4T12/mL** ($S = 4,52 \text{ cm}^2$)

❖ **Espacement**

$$S_t \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = \min (3 \times 15; 33) = 33 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 30 \text{ cm}$

❖ **Contrainte de cisaillement:**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{10.65 \times 10^3}{100 \times 13 \times 10^2} = 0,082 \text{ MPa}$$

Pour une fissuration préjudiciable, on a :

$$\overline{\tau_u} = \min(0,10 \times f_{c28}; 4 \text{MPa}) = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,082 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

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

Moment service	M_{ser}	7,16 KN.m
Position de l'axe neuter	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{4,52}{100} = 0,678 \text{ cm}$ $E = 2.D.d = 2 \times 0,678 \times 13 = 17.63 \text{ cm}^2$ $Y = -0,678 + \sqrt{0,678^2 + 17.63} = 3.58 \text{ cm}$	3.58cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$ $I = (100.(3.58)^3/3) + 15 \times 4,52(13 - 3.58)^2 = 7545.75 \text{ cm}^4$	7545.75cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I$ $K = 2.54 \times 10^3 / 7545.75$	0.34Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$ $\sigma_b = k \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times Y$ $\sigma_b = 0.34 \times 3.58$	1.22 MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{2.54 \times 10^3}{7545.75} (13 - 3.58) = 47.56 \text{ MPa}$	47.56 MPa

Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	1.22 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 10 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$ <p>Avec η : coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6\text{mm}$; $\eta = 1,6$</p> $\bar{\sigma}_{st} = \min(267; 202) = 202\text{MPa}$	47.56MPa < 202MPa

Donc les armatures calculées à l'E.L.U.R sont convenables

❖ **Armatures de repartitions :**

$$\Rightarrow A_r = \frac{A_p}{4} = \frac{4.52}{4} = 2.26\text{cm}^2$$

On adopte **4Ø10/mL** ($A_s=3.14\text{cm}^2$)

❖ **Espacement**

$$St \leq \text{Min}(4h, 45\text{cm}) = \text{min}(4 \times 15; 45) = 45\text{cm}$$

On prend $St=30\text{cm}$

• **Schéma du ferrailage :**

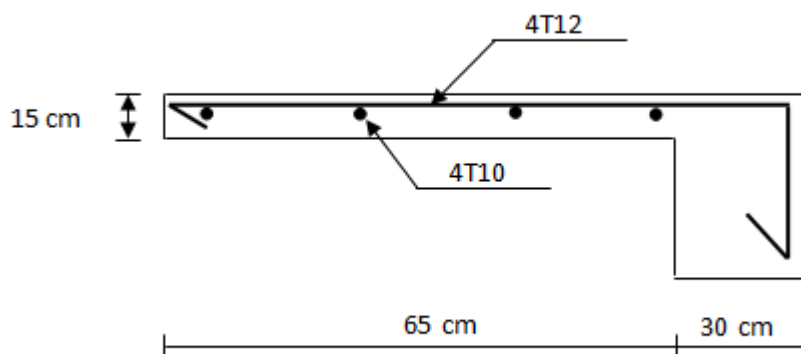


Fig.III.15 : Schéma de ferrailage de du balcon.

III.3 Etude de l'acrotère:**III.3.1 Introduction:**

L'acrotère est couronnement placé à la périphérie d'une terrasse, et assimilé à une console encastrée dans la poutre du plancher terrasse, cette dernière est sollicitée à un effort vertical dû à son poids propre et charges, horizontal dû à la main courante créant un moment de renversement.

III.3.2 Rôle de l'acrotère :

- 1-il assure la sécurité en formant un écran pour toute chute.
- 2-Assure la sécurité des personnes circulant au niveau de la terrasse.
- 3-Ainsi que la protection de l'étanchéité.
- 4-Il est aussi un élément protecteur contre l'attaque des eaux pluviales par le biais de la forme en pente.

III.3.3 Pré dimensionnement de l'Acrotère :

Hauteur $h = 60 \text{ cm}$

Epaisseur $e_p = 10 \text{ cm}$

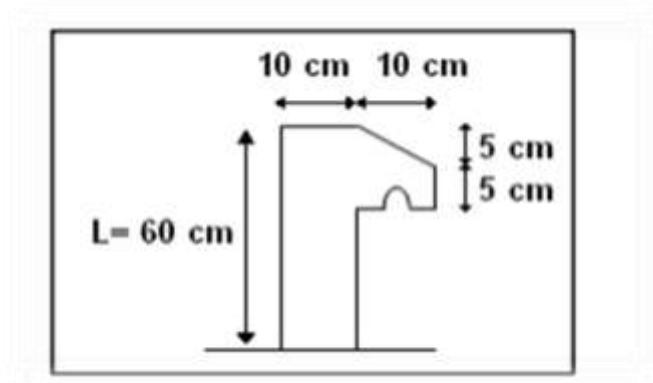


Fig III.16 .Les dimensions de l'acrotère et le schéma statique.

Le calcul se fera sur une bande de **1m** linéaire d'acrotère, cet élément est exposé aux intempéries donc la fissuration est préjudiciable (ce qui peut entraîner des fissures ainsi que des déformations importantes) .

III.3.4 Evaluation des charges et Surcharges :

1. Poids propre de l'acrotère :

$$S = (0.05 \times 0.1) / (2) + (0.05 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6) = 0.0675 \text{ m}^2$$

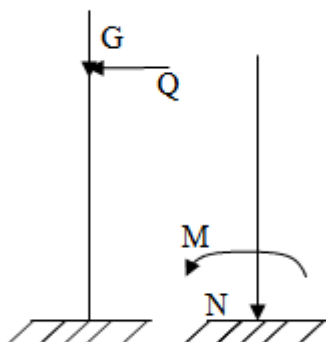
$$G = G = S \times \gamma_b = 0.0675 \times 2500 = 1.68 \text{ Kn/ml.}$$

2. Les surcharges d'exploitation :

Une surcharge due à l'application d'une main courante $Q = 1,00 \text{ KN/m}$

III.3.5 Les Sollicitations :

La section d'encastrement sera soumise à la flexion composée



5-1-à l'état limite de résistance E.L.U.R :

- Effort Normal de compression : $N_u = 1,35G = 1,35 \times (1,688) = 2,279 \text{ KN/ml}$
- Moment fléchissant: $M_u = 1,5.Q.h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.ml}$
- Effort tranchant : $V_u = 1,5.Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN/ml}$

5-2- à l'état limite de service E.L.S :

- Effort Normal de compression : $N_{ser} = G = 1,688 \text{ KN/ml}$
- Moment fléchissant: $M_{ser} = Q.h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.ml}$
- Effort tranchant : $V_{ser} = Q = 1 \text{ KN/ml}$

➤ **Enrobage :**

Vu que la fissuration est préjudiciable

On prend $C = C' = 2 \text{ cm}$

$$d = 0,9 h = > d = 0,09 \text{ m} .$$

$$d' = 0,1 - 0,09 = > d' = 0,01 \text{ m}$$

d : c'est la distance séparant la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.

d' : c'est la distance entre les armatures inférieurs et la fibre la plus tendue.

Calcul de l'excentricité :

C' est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

$$e = e_0 + e_1 + e_a$$

e_0 : excentricité du 1er ordre $e_0 = M_u/N_u$

e_2 : excentricité du 2eme ordre due au flambement.

e_a : excentricité accidentelle.

N.B : pour les pièces courtes, on ne tient pas compte des excentricités e_2 et e_a .

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,312} = 0,39 \text{ m}$$

$$D'où $e_0 = 0,39 \text{ m} > \frac{10}{2} - c = 5 - 2 = 3 \text{ cm}$$$

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

Vérification si la section est Partiellement ou entièrement comprimée:

$$F_{bc} = \frac{0,85 \times f_c \times 28}{\gamma_b} = 14,17 \text{MPa}$$

$$M_u = N_u \left(e + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_u = 2,279 \left(0,39 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 0,96 \text{KN.m}$$

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

$$(d - c')N_u - M_u = (0,09 - 0,02)2,279 - 0,96 = -0,800 \text{KN.m}$$

$$(0,337h - 0,81c')f_{bc} \times b \times h = (0,337 \times 0,1 - 0,81 \times 0,02)14,17 \times 10^3 \times 1 \times 0,1 = 24,7975 \text{KN.m}$$

$$-0,800 \text{KN.m} < 24,7975 \text{KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire $b \times h = (100 \times 10) \text{ cm}^2$

III.3.6 Calcul du ferrailage à l' E. L. U :

$$M_u = 0,96 \text{KN.m}$$

$$\mu = M_u / b d^2 f_{bc} = 0,96 \times 10^3 / 100 \times 92 \times 14,17 = 0,00836$$

a. Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

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

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \epsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668, \text{ avec: } 1000 \epsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \delta_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 1,74$$

$$\mu_l = 0,8 \times 0,668 [(1 - (0,4 \times 0,668))] = 0,392 > \mu = 0,008 \Rightarrow A' = 0$$

les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu = 0,008 \Rightarrow \beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,996$$

On calcul on calcul la section d'armatures en flexion simple Afs sous l'effet du moment Mu, puis on déduit la section d'armatures réelles en flexion composée FC

Afs: section d'armatures en flexion simple.

Afc: section d'armatures en flexion composée.

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{0,96 \times 10^3}{348 \times 0,996 \times 9} = 0,308 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 0,308 - \frac{2,279 \cdot 10^3}{100 \cdot 348} = 0,242 \text{ cm}^2$$

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

Condition de non fragilité

$$A_s \text{ min} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e - 0,45d}{e - 0,185d} \times 0,23 = 4,39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$F_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPA}$$

$$e = M_{\text{ser}} / N_{\text{ser}} = 0,6 / 1,688 = 0,36 \text{ m} = 36 \text{ cm}$$

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

$$A_s = \max(A_{su} ; A_{sl} ; A_{\text{min}}) = 4,39 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A = 4,39 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } 4\phi 12 \quad A_s = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Armatures de répartition:

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

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

1-L'espacement Art A -8.2.42 BAEL91:

$$e \leq \min(4 \times h, 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$\text{prend } e = 20 \text{ cm}$$

2-Vérification de l'effort tranchant Art A -5.1.1 BAEL91

D'après BAEL 91 page 108

$$\tau_u = \frac{vu}{b \times d} = \frac{1,5 \times 10^3}{100 \times 90} = 0,17 \text{ Mpa}$$

Fissuration peu nuisible BAEL 91

$$\gamma_b = 1,5$$

$$\bar{\sigma}_t \leq \min \left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right)$$

$$\bar{\sigma}_t \leq \min \left(0,2 \times \frac{25}{1,5}, 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,17 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_t = 3,33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

Armature transversales:

Dans le cas des éléments minces on dispose pas des armatures transversales si la condition suivantes est vérifier :

$$\tau_u < 0,05 f_{c28} \Leftrightarrow 0,17 \text{ MPA} < 1,25 \text{ MPA}$$

Donc les armatures transversale ne sont pas nécessaires

-Vérification des contraintes (E. L. S):

$$M_{ser} = N_{ser}(e - c + h/2)$$

$$M_{ser} = 1,688(0,36 - 0,02 + 0,1/2) = 0,2567 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre:

$$\frac{b}{2} y_1^2 - \eta A_s (d - y_1) = 0$$

$$50 y_1^2 + 16,95 y_1 - 152,55 = 0 \Rightarrow y_1 = 1,59 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section homogène par rapport a l'axe neutre s'écrit :

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A_s (d - y_1)^2 = \frac{100(1,59)^3}{3} + 15 \times 1,13(9 - 1,59)^2$$

$$I = 1064,68 \text{ cm}^4$$

a- Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{256.7}{1064.68} \times 1.59 = 0.39 \text{ MPa}$$

contrainte admissible:

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.39 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition. vérifié}$$

b -Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

Pour une Fissuration préjudiciable, on a:

Contrainte admissible

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(267; 202) = 202 \text{ MPa}$$

Avec η : coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1.6$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 1.6 \frac{256.7}{1064.68} (9 - 1.59) = 26.79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 26.79 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition. vérifiée}$$

 $\eta = 1.6$: c'est le coefficient d'équivalence acier – béton.**c- Contrainte de cisaillement :**

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

$$v_u = 1.5Q = 1.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.5}{0.09 \times 1} = 16.67 \text{ KN/m}^2 = 0.017 \text{ MPa}$$

Pour une fissuration préjudiciable on a:

$$\overline{\tau}_u = \min(0.1 f_{c28}; 4 \text{ MPa})$$

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

$$\tau_u = 0,017\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition.. vérifiée}$$

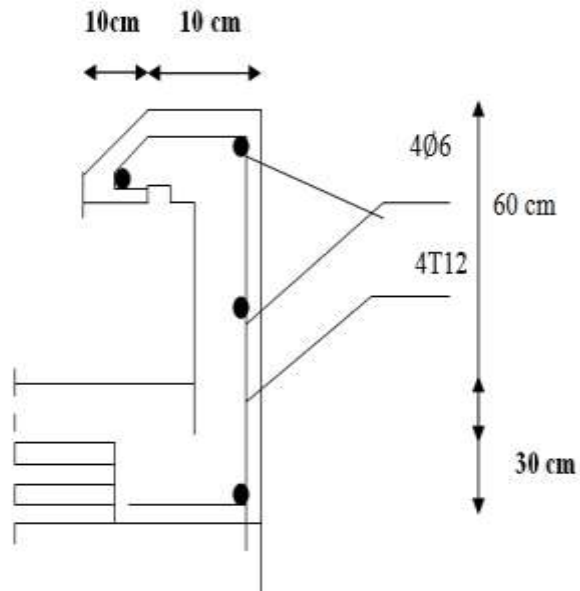
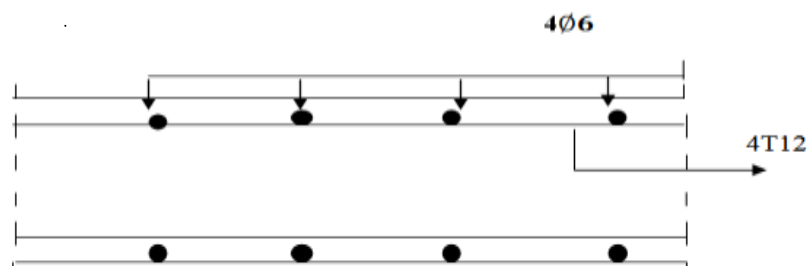


Fig.III.17:Coffrage et ferrailage de l’acrotère



IV.1 Introduction :

Un plancher d'habitation est une aire généralement plane (horizontale) séparant deux niveaux, Destinée à limiter les revêtements de sol et il assure les fonctions principales suivantes:

- Fonction de résistance mécanique où il doit supporter son poids propre et les surcharges.
- Fonction d'isolation thermique et phonique qui peut être assurée complémentaiement par un faux plafond ou revêtement de sol approprié.
- Transmet les charges verticales aux éléments porteurs et repartit les charges horizontales au système de contreventement qui assure la compatibilité des déplacements horizontaux (plancher infiniment rigide).

Le choix du plancher à corps creux est favorable pour les bâtiments à usage d'habitation car il répond aux conditions suivantes:

- Facilité et rapidité d'exécution.
- Plus légère que la dalle pleine.
- Economie.
- Sur le plan sécuritaire, il offre une bonne résistance au feu

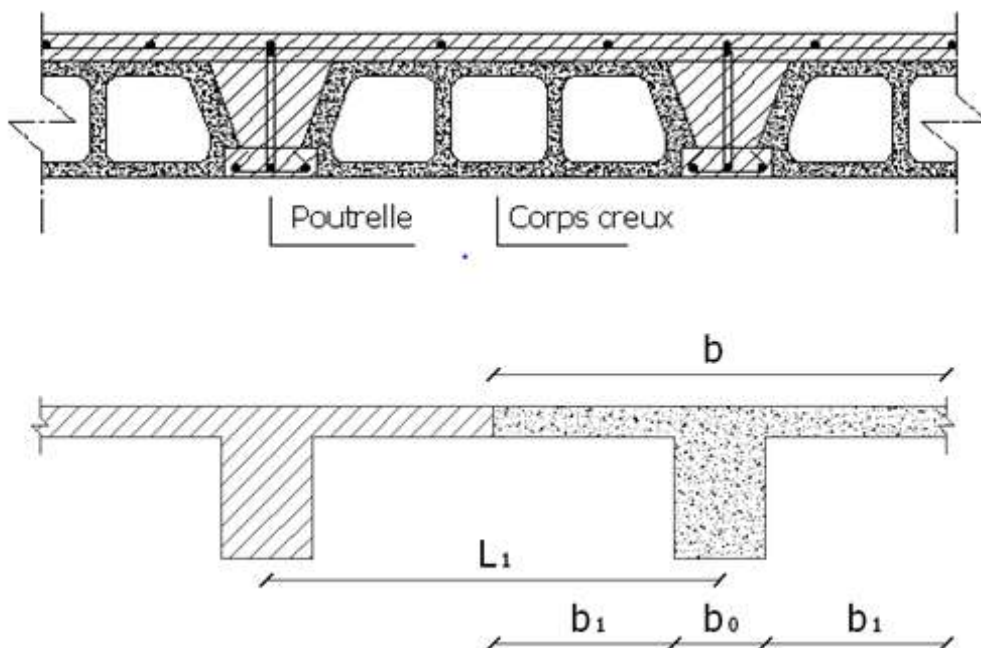


Fig IV.1: Plancher à corps creux

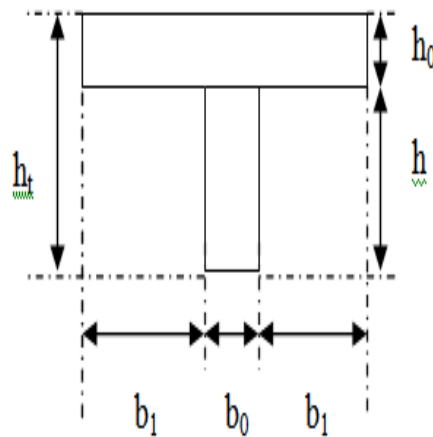


Fig .IV.2 section de la poutrelle

IV.2 Méthode de calcul des poutrelles :

Pour le calcul des plancher, deux méthodes peuvent être utilisées :

IV.2.a. méthode forfaitaire : art/B.6.2.21 BAEL 91,

Le règlement BAEL 91 propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire ; cette méthode n'est applicable que si les "04" conditions suivantes sont vérifiées :

- La charge d'exploitation est dite modérée c'est-à-dire $Q \leq (5 \text{ KN/m}^2 ; 2 G)$
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre:

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 ; 0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i-1}} \leq 1.25$$

- Fissuration considérée comme peu préjudiciable.

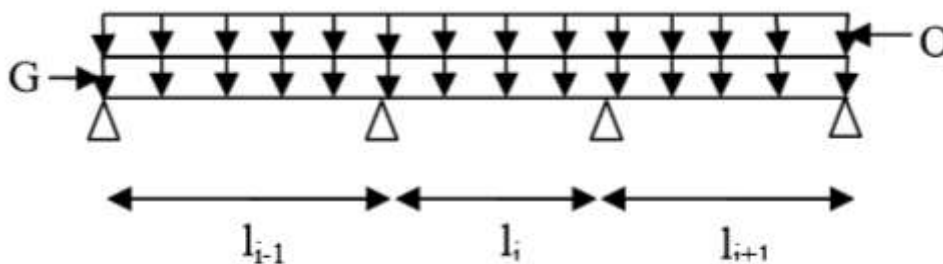


Fig IV.3: Schéma d'une poutre continue

➤ **principe de la méthode :**

Valeurs des moments: Soit une poutre continue soumise à une charge uniformément répartie (Fig IV.3) et soit α coefficient traduisant l'importance de $\frac{Q}{Q+G}$

• **En travées :** Les valeurs des moments en travée M_t et sur appui M_w et M_e doivent vérifier

- ✓ $M_t \geq \max [1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0] - (M_w+M_e)/2$
- ✓ $M_t \geq (1+0,3\alpha) M_0/2$ cas d'une travée intermédiaire
- ✓ $M_t \geq (1,2+0,3\alpha) M_0/2$ cas d'une travée de rive

• **En appuis**

❖ **Moment en appui intermédiaire**

Les moments en appuis sont de l'ordre de:

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

M_0 :moment isostatique maximal dans la travée de référence à gauche ou à droite de

l'appui considéré. $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

M_e : moment sur l'appui de droite de la travée considérée.

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

M_t : moment en travée de la travée considérée.

l : portée de la travée.

❖ **Moment en appui de rive**

Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage)seulement le BAEL91 préconisait de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égal à $(-0.15M_0)$.

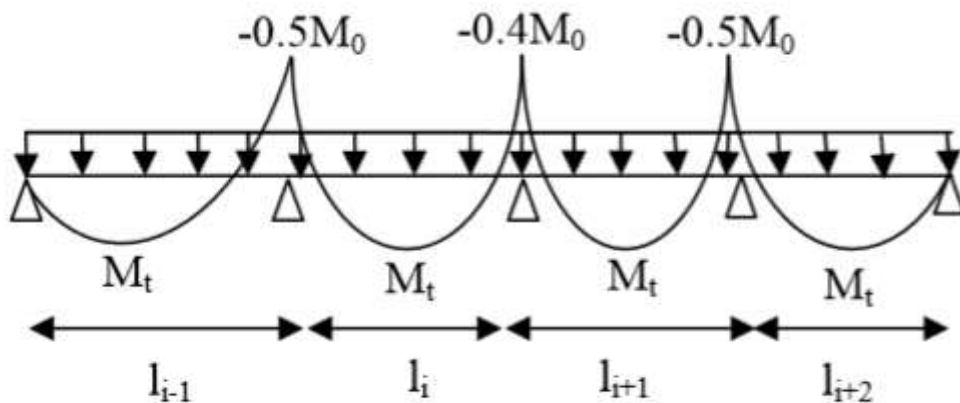


Fig IV.4:Moments d'une poutre à plus de 2 travées

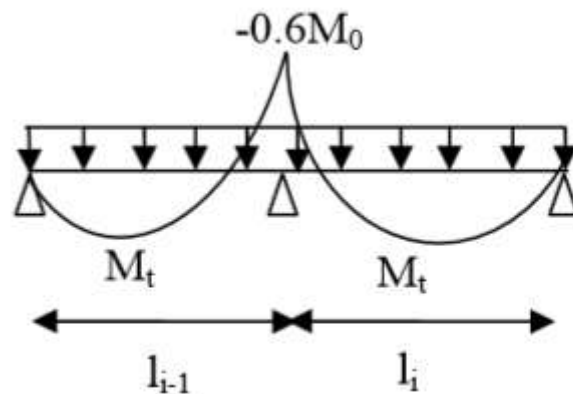
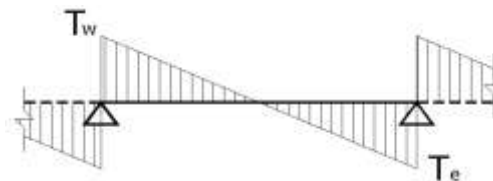


Fig. IV.5: Moments d'une poutre à 2 travées

Efforts tranchants : L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales

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

- $T_w = (M_w - M_e) / l + Ql / 2$
- $T_e = (M_w - M_e) / l - Ql / 2$



IV.2.b. méthode de Caquot : [art/B.6.2.221 BAEL 91](#).

La méthode s'applique essentiellement aux poutres - planchers des constructions industrielles, c'est-à-dire pour des charges d'exploitation élevées : $q > 2g$ ou $q > 5Kn/m^2$.

➤ **principe de la méthode :**

Les moments d'un appui sont calculés en tenant compte des charges sur les travées encadrant cet appui c'est à dire la travée située à gauche de l'appui, qui sera affectée de l'indice "w", et la travée située à droite de l'appui, qui sera affectée de l'indice "e". Les charges uniformément répartie : "Pw" sur la travée gauche. "Pe" sur la travée droite.

❖ **Moment sur appui :** est calculé par la formule suivante:

$$M_i = -\frac{q_w L_w'^3 + q_e L_e'^3}{8,5(L_w' + L_e')}$$

Avec :

Pour travée de rive $\begin{cases} L_w' = L_w \\ L_e' = L_e \end{cases}$

Pour travée intermédiaire $\begin{cases} L_w' = 0.8 L_w \\ L_e' = 0.8 L_e \end{cases}$

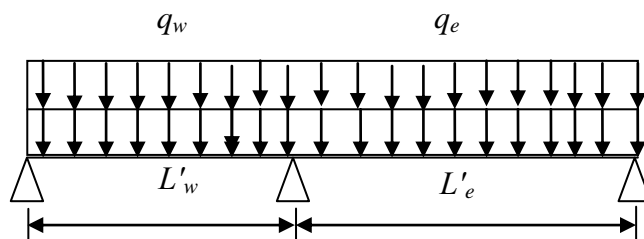


Fig IV.6 Schéma d'une poutre continue

❖ **Moment sur travée :** est calculé par la formule suivante:

$$M_{tm} = \frac{P \times X_{tm}^2}{2} + M_w$$

$$X_{tm} = \frac{L}{2} - \frac{M_w - M_e}{qL}$$

X_{tm} : Abscisses de la valeur max du moment en travée.

Effort tranchant :

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{qL}{2}$$

$$V_e = V_w - qL$$

IV.3 Les différents types de poutrelles :

On distingue quatre principaux types de poutrelles illustrés dans le tableau ci-dessous.

Type	Schéma statique
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	

IV.3.1 Calcul des efforts dans les poutrelles :

Chargement qui arrive à la poutrelle

Type de plancher	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	E.LU N _u =1,35G + 1,5Q	E.L.S N _s =G + Q
Plancher terrasse	6,34	1	10,06	7,34
Plancher étage courant	5.11	1,50	9.15	6.61

IV.3.2 Vérification des conditions d’application de la méthode forfaitaire :

➤ **Condition 1 :** $Q \leq \min (2G, 5KN/m^2)$

Plancher terrasse $7.34 \text{ KN} \leq \min (2*10.06=20.12\text{KN}, 5\text{KN}/m^2)$CV

Plancher étage courant $6.61 \leq \min (2*9.15=18.3, 5\text{KN}/m^2)$CV

➤ **Condition 2 :** L’inertie est constante $\implies I = \text{cte}$CV

➤ **Condition 3 :** $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i-1}} \leq 1.25 ;$

$0.8 \leq \frac{415}{305} = 1.36 \leq 1.25$ CNV

$0.8 \leq \frac{305}{415} = 0.73 \leq 1.25$CNV

➤ **Condition 4 :**

Plancher terrasse et Plancher étage courant : Fissuration considérée comme peu préjudiciable

La condition 3 est non vérifiée, donc on utilise la méthode de CAQUOT

IV.4 plancher étage courant

IV.4.1 Calcul des sollicitations maximales

Les charges revenantes aux poutrelles : (Le calcul se fait pour une bande de 0,65 m)

L’ELU : $p_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 \implies 9.14 \times 0,65 = 5.94$

L’ELS : $p_s = (G + Q) \times 0,65 \implies 6.61 \times 0,65 = 4,3$

IV.4.2 exemple de calcul : (type 1)

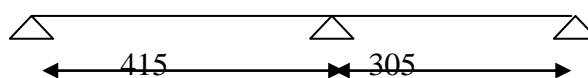


Fig. IV.7 Type de poutrelle plancher terrasse

Travée	L	Q (Kn/ml)	M_w (Kn.m)	M_e (Kn.m)	V_w (Kn)	V_e (Kn)	X_{tm} (m)	M_t (Kn.m)
AB	4,15	5.94	0	-9,69	14,66	-10	1,68	8,41
BC	3,05	5.94	-9,69	0	5,88	-12,23	2,06	2,91

Tableau IV.1 résultats des moments et effort tranchants à ELUR.

Travée	L	Q (Kn/ml)	M_w (Kn.m)	M_e (Kn.m)	V_w (Kn)	V_e (Kn)	X_{tm} (m)	M_t (Kn.m)
AB	4,15	4.29	0	-7	10.58	-7.21	1,68	6.06
BC	3,05	4.29	-7	0	4.24	-8.83	2,06	2.10

Tableau IV.2 résultats des moments et effort tranchants à ELS.

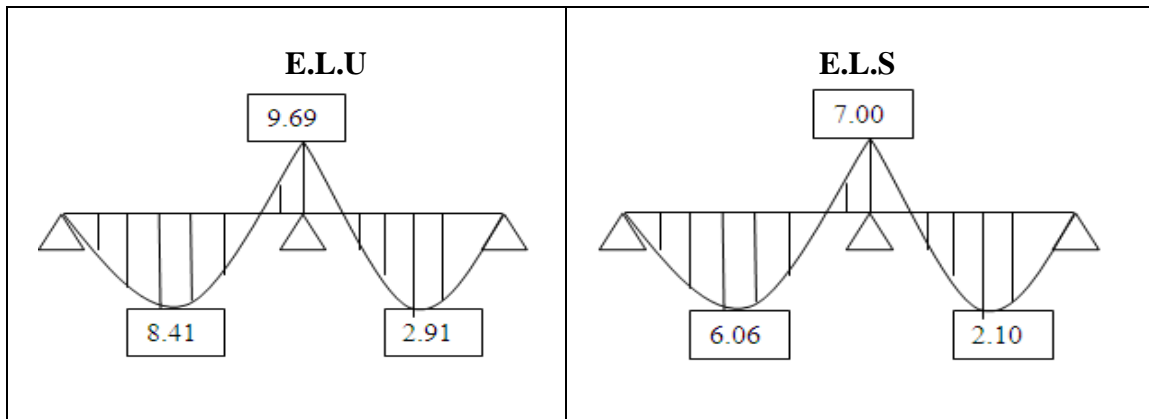


Fig IV.8.Diagramme de moment à l'E.L.U et E.L.S

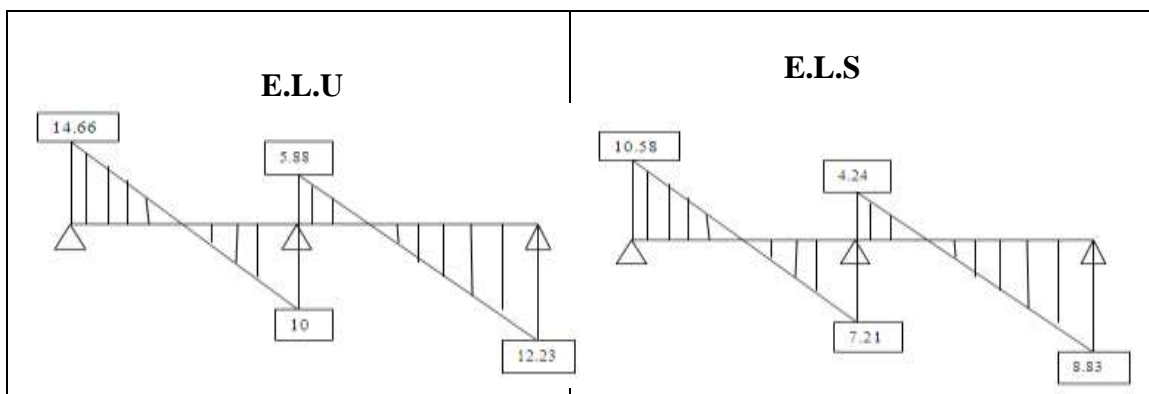


Fig IV.9.Diagramme L'effort tranchant à l'E.L.U et E.L.S

Usage	Type	ELU				ELS		
		M _A (KN.m) (rive)	M _A (KN.m) (intermédiaire)	Mt(KN.m) (Travée)	Tu(KN)	M _A (KN.m) (rive)	M _A (KN.m) (intermédiaire)	Mt(KN.m) (Travée)
Terrasse inaccessible	01	1.91	9.69	8.41	14.66	1.38	7	6.06
	02	1.85	6.27	2.03	9.93	1.33	4,52	1.46
	03	1.85	6.27	2.03	9.93	1.33	4.52	1.46
	4	1.85	9.11	8.63	14.52	1.33	6.58	6.23
	Max	1.91	9.69	8.63	14.66	1.38	7	6.23

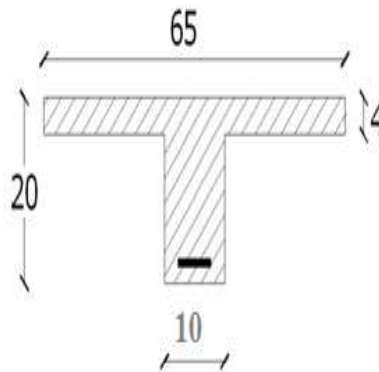
Tableau IV.3 récapitulatif des résultats obtenus aux planchers étages.

IV.4.2.1 Les sollicitations maximales à retenir pour le ferrailage sont :

ELU : M_{tmax}=8.63KN.m ; M_{amax}= 9.69KN.m ; V_{max}= 14.66 KN

ELS : M_{tmax}=6.23KN.m ; M_{amax}= 7KN.m

✓ Ferrailage longitudinal :



Ferrailage en travée :

b=65Cm h=20Cm d=18Cm h₀=4Cm $\sigma_b = 14.20$ MPa

$$MF = \sigma_b \times b \times h_0 \left[d - \frac{h_0}{2} \right]$$

$$MF = 14,2 \times 10^3 \times 0,65 \times 0,04 \left[0,18 - \frac{0,04}{2} \right] = 59.07 \text{ KN.m}$$

$M_T < M_F \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de comprissions, donc le calcul se ramène a une section rectangulaire ($b \cdot h$). (**annexe** de l'organigramme de section rectangulaire)

$$M_{\max} = 8.63 \text{ KN.m}$$

$$b = 65 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; \sigma_b = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{8.63 \times 10^6}{14.2 \times 650 \times 180^2} = 0,028 < \mu_l = 0.392 \leftrightarrow A' = 0$$

$$B = 0.5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0.98$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \times B \times d} = \frac{8.63 \times 10^6}{348 \times 0.98 \times 180} = 1.4 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité Art A-4.2.1.BAEL91**

$$A \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 650 \times 180 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$1.4 \geq 1.41 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition non vérifié}$$

$$\text{On prend } A_a = \max(A_{\min}, A) = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix } \mathbf{3T10 = 2.36 \text{ cm}^2}$$

- **Ferrailage appuis**

Aux appuis intermédiaires

$$M_a \max = 9.69 \text{ kn .m}$$

$$b = 10 \text{ cm} \quad h = 20 \text{ cm} \quad d = 18 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = 14.20 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{9.69 \times 10^6}{14.2 \times 100 \times 180^2} = 0.21 < \mu_l = 0.392 \leftrightarrow A' = 0$$

$$B = 0.5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0.88$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \times B \times d} = \frac{9.69 \times 10^6}{348 \times 0.88 \times 180} = 1.75 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité Art A-4.2.1.BAEL91**

$$A \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 180 \times 2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$1.75 \text{ cm}^2 > 0.22 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifié}$$

$$\text{On prend } A_a = \max(A_{\min}, A) = 1.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix } \mathbf{2T12 = 2.26 \text{ cm}^2}$$

Aux appuis de rive

On dispose une quantité d'acier pour équilibrer un moment fictif de 0,15 MO.

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} \Rightarrow \frac{5.94 \times 4.15^2}{8} = 12.78 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = 0,15M_0 = 1.91 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1.91 \times 10^6}{14,2 \times 100 \times 180^2} = 0,040 < 0,392 \quad A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2(0,040)}}{2}$$

$$\beta = 0,97$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1.91 \times 10^6}{0,97 \times 180 \times 348} = 0,31 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité Art A-4.2.1/ BAEL91**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} ; A_{min} = 0,23 \times 10 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,21 \text{ cm}^2.$$

$$0,31 \text{ cm}^2 > 0,21 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

On prend $A_a = \max(A_{min}; A) = 0,31 \text{ cm}^2$

on adopte **1T12= 1,13cm²**

Vérification de l'effort tranchant

$$V_u = 14.66 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} \quad \text{Art A-5.1.1}$$

$$\tau_u = \frac{14.66 \times 10^3}{100 \times 180} = 0.81 \text{ Mpa}$$

Puisque les armatures ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu nuisible

Fissuration peu nuisible **Art A.5.1, 211 BAEL91**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,81 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Vérification de la flèche

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$$

$$\frac{0.2}{3.75} \geq \frac{8.41}{15 \times 12.78} \quad 0.053 \geq 0.043 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \quad \Rightarrow \quad \frac{20}{375} = 0.053 \geq \frac{1}{22.5} = 0.44 \quad \text{condition vérifier}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{F_e} \quad \frac{2.36}{65 \times 18} = 0,002 < (3,6/400) = 0,0090 \dots\dots\dots \text{c.v}$$

IV.4.2.2 Ferrailage transversal art.A.7.2.2 / BAEL91

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{l_{min}} \right\}$$

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{200}{35}, \frac{100}{10}, 10 \right\} = 5,71 \text{ mm}$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de $\phi = 6\text{mm}$ on adopte **2Ø6 = 0,57cm²**.

Calcul de l'espacement : art.A.5.1,22 / BAEL91

St: Doit être égale à la plus petite valeur des trois suivantes :

$$S_t \leq 0,9 \times f_e \times A_t \times \frac{(\cos \alpha + \sin \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} K$$

$K = 1 \Rightarrow$ flexion simple ou pas reprise de bétonnage.

$\alpha = 90^\circ$ (Les armatures sont perpendiculaires)

$$\begin{cases} S_t \leq 0,8 \times f_e \times \frac{A_t}{b_0 (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} \\ S_t \leq \min(0,9 \times d; 40\text{cm}) \\ S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \end{cases}$$

$$\text{On obtient } \begin{cases} S_t \leq 0,8 \times 400 \times \frac{0,57}{10 \times (0,81 - 0,3 \times 2,1)} = 101,33\text{cm} \\ S_t \leq \min(0,9 \times 18; 40\text{cm}) = 16,2\text{cm} \\ S_t \leq \frac{0,57 \times 400}{0,4 \times 10} = 57\text{cm} \end{cases}$$

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$

Selon le RPA99 modifié 2003 articles 7.5.2.2

$A_t = 0,003 \cdot s \cdot b$

$$A_{t_{min}} = 0,003 \times s_t \times b = 0,003 \times 15 \times 10 = 0,45\text{cm}^2$$

$$A_t = 0,57\text{cm}^2 > A_{t_{min}} = 0,45\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

- Pour appui de rive

Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis Art : A. 5 .1 .313/ BAEL91

Influence sur le béton : on doit vérifier que

$$V_u \leq 0.4 \times 0.9d \times b_0 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0.4 \times 162 \times 100 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-3} = 108 \text{ KN}$$

$$V_u = 14.66 \text{ KN} < 108 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- Pour appui intermédiaire

Influence de l'effort tranchant sur les armatures inférieures Art : A.5.1,321/ BAEL91

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right]$$

$$A_s \geq \frac{1.15}{400} \left[14.14 + \frac{9.69 \times 10^2}{0.9 \times 18} \right] = 0.20 \text{ cm}^2 \quad 1.75 > 0.2 \quad \text{CV}$$

Les armatures ne sont soumises à aucune traction, donc pas de vérification à effectuer.

IV.4.2.3 Vérification de liaison de table de compression à la nervure

$$\tau_u = \frac{V_u b_1}{0.9.b.d.h_0} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2.f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right\}$$

$$b_1 = \frac{b - b_1}{2} = \frac{65 - 10}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{14.66 \times 27.5 \times 10}{0.9 \times 65 \times 18 \times 4} = 0.95 \text{ Mpa} \leq \frac{0.2 \times 25}{1.5} = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

IV.4.2.4 Vérification à l'état limite de service E.L.S :

ELS

$$M_{t \max} = 6.23 \text{ KN.m} ; M_{a \max} = 7 \text{ KN.m}$$

Sur travée

Moment service	M_{ser}	6.23KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{2.36}{65} = 0,54cm$ $E = 2.D.d = 2 \times 0,54 \times 18 = 19.44cm^2$ $Y = -0,54 + \sqrt{0,54^2 + 19.44} =$ 3.90cm	3.90cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$ $I = (65.(3.9)^3/3) + 15 \times 2.36(18-3.9)^2 =$ 8323.11cm ⁴	8323.11cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I$ $K = \frac{6.23 \times 10^3}{8323.11}$	0.74Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$ $\sigma_b = 0.74 \times 3.9$	2.88MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d-y)$ $\sigma_s = 15 \times 0.74(18-3.9)$	156.51MPa
Vérification de contrainte dans le béton A – 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	2.88 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$ $\bar{\sigma}_{st} = \min(267; 202) = 202MPa$	156.5 < 202

Sur appuis

Moment service	M_{ser}	7 KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{2,26}{65} = 0,52cm$ $E = 2.D.d = 2 \times 0,52 \times 18 = 18,72cm^2$ $Y = -0,52 + \sqrt{0,52^2 + 18,72} = 3,83cm$	3.83cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$ $I = (65.(3.83)^3/3) + 15 \times 2,26(18-3.83)^2$ $= 8024.01cm^4$	8024.01cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I$ $K = \frac{7 \times 10^3}{8024.01}$	0.87Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$ $\sigma_b = 0.87 \times 3.83$	3.24MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d-y)$ $\sigma_s = 15 \times 0.87(18-3.83)$	184.9 MPa
Vérification de contrainte dans le béton A – 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	3.24 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$ $\bar{\sigma}_{st} = \min(267; 202) = 202MPa$	184.9 < 202

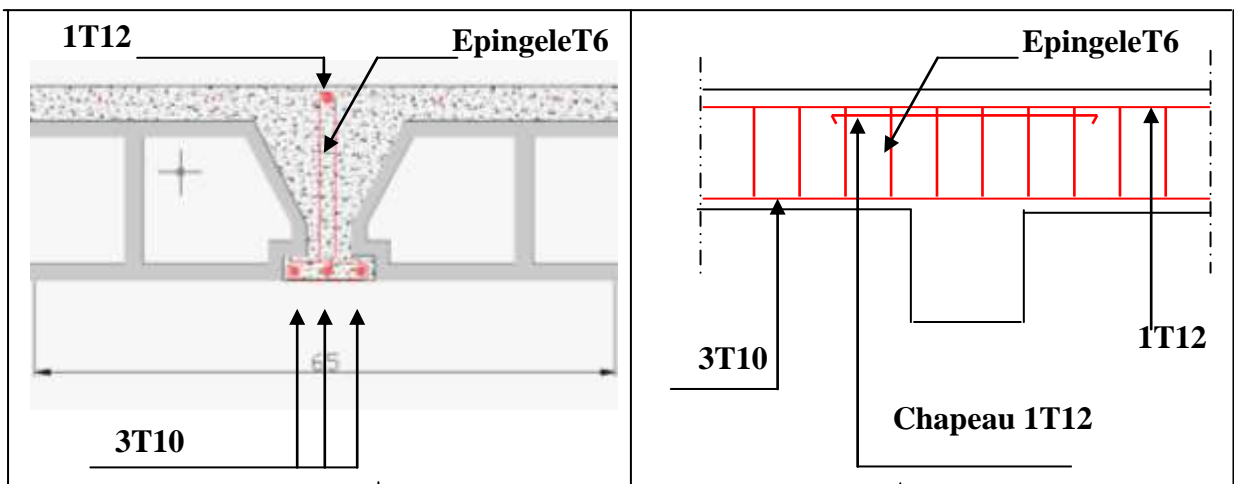
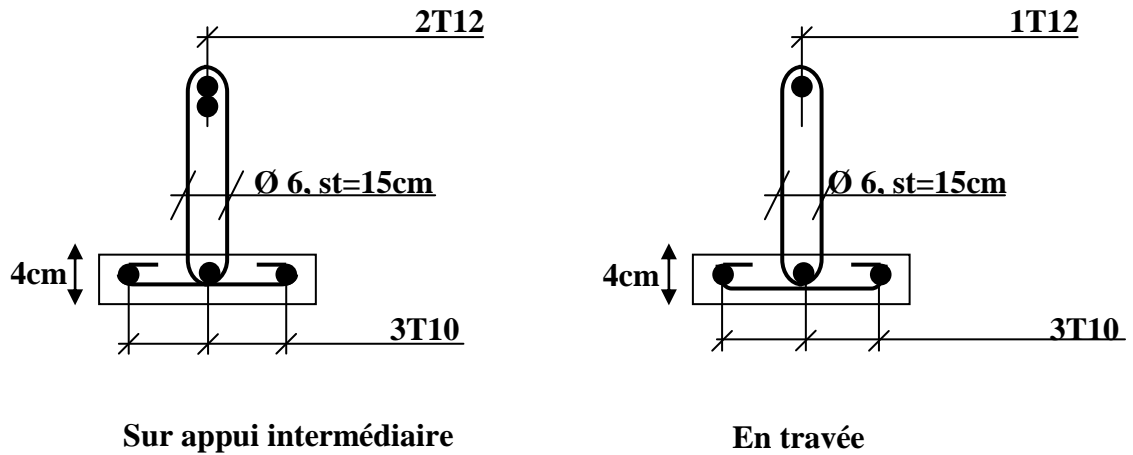


Fig IV.10 Ferrailage des planchers

Les armatures calcule à ELU sont convenables

IV.4.2.5 Ferrailage de la dalle de compression

$$A \geq 4 \cdot \frac{L}{f_e}$$

Avec : L: distance entre l'axe des poutrelles (L=65 cm).

$$f_e = 500$$

$$A \geq 4 \cdot \frac{L}{f_e} = 4 \cdot \frac{65}{500} = 0.52 \text{ cm}^2$$

Pour le ferrailage de la dalle de Compression, On adopte un treillis Soudés de (150x150) de diamètre Ø6

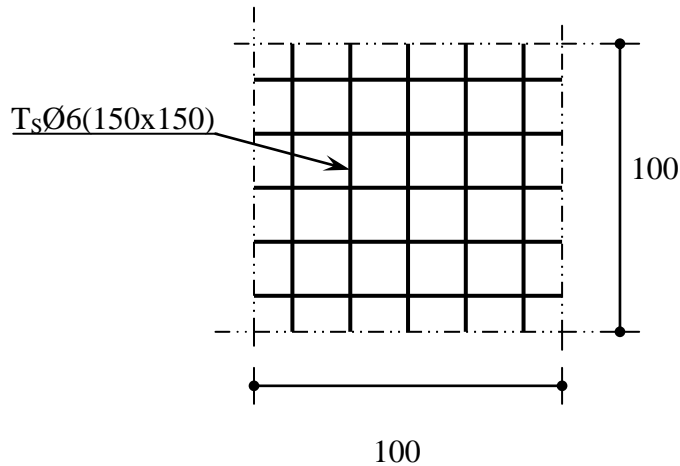


Fig.IV.11: Schéma de

IV.5 plancher terrasse

IV.5.1 Calcul des sollicitations maximales

Les charges revenantes aux poutrelles : (Le calcul se fait pour une bande de 0,65 m)

L'ELU : $p_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 \Rightarrow 10,06 \times 0,65 = 6,53$

L'ELS : $p_s = (G + Q) \times 0,65 \Rightarrow 7,34 \times 0,65 = 4,77$

IV.5.2 exemple de calcul : (type 1)

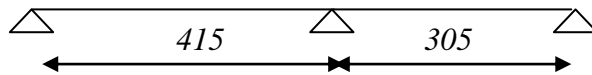


Fig.IV.12 :Type de poutrelle plancher terrasse

Travée	L	Q (Kn/ml)	M_w (Kn.m)	M_e (Kn.m)	V_w (Kn)	V_e (Kn)	X_{tm} (m)	M_t (Kn.m)
AB	4,15	6,53	0	-10,65	16,12	-10,98	1,68	9,23
BC	3,05	6,53	-10,65	0	6,46	-13,45	2,06	3,20

Tableau IV.4 :résultats des moments et effort tranchants à ELU

Travée	L	Q (Kn/ml)	M_w (Kn.m)	M_e (Kn.m)	V_w (Kn)	V_e (Kn)	X_{tm} (m)	M_t (Kn.m)
AB	4,15	4,77	0	-7,78	11,77	-8,02	1,68	6,74
BC	3,05	4,77	-7,78	0	4,72	-9,82	2,06	2,33

Tableau IV.5 : résultats des moments et effort tranchants à ELS

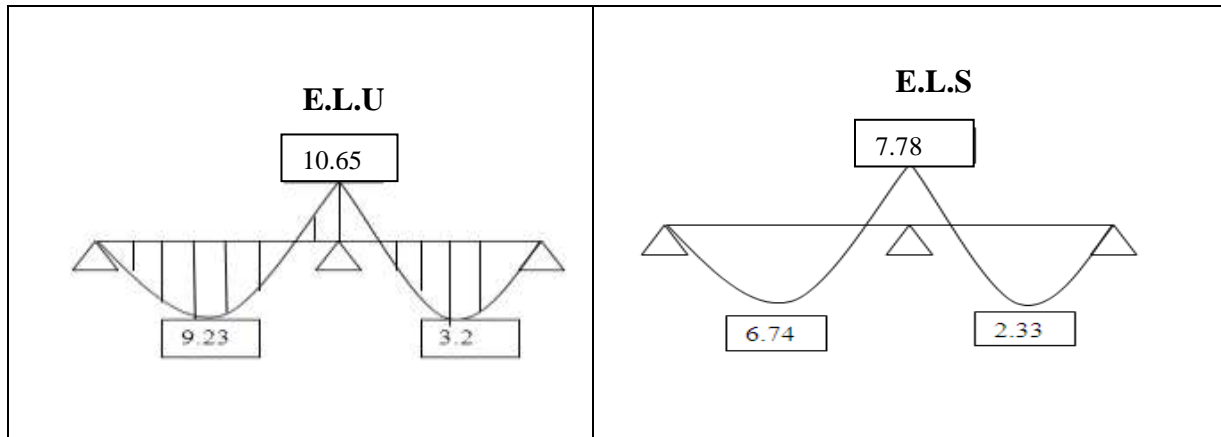


Fig .IV.13 : diagramme de moment à l'E.L.U et E.L.S

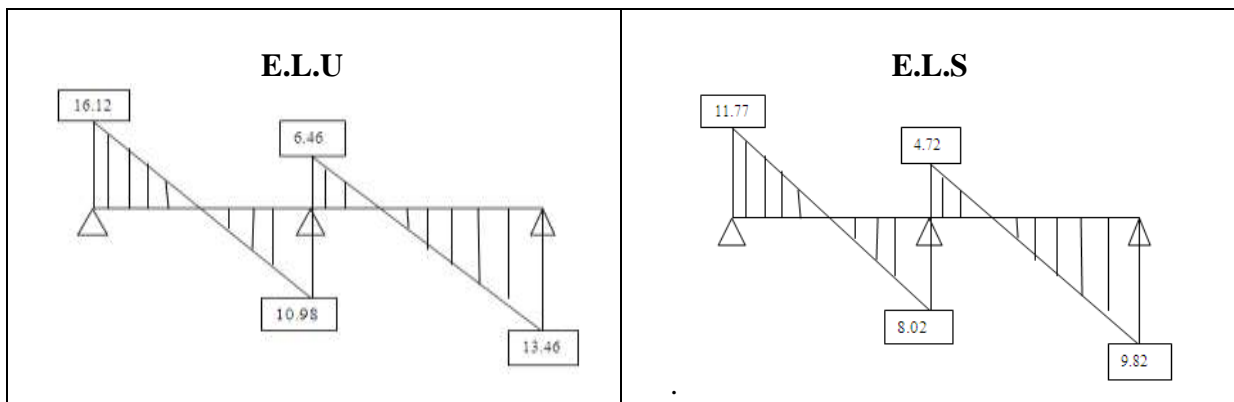


Fig .IV.14 : diagramme l'effort tranchant à l'E.L.U et E.L.S

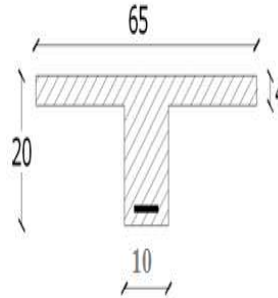
Usage	Type	ELU				ELS		
		M _A (KN.m) (rive)	M _A (KN.m) (intermédiaire)	Mt(KN.m) (Travée)	Tu(KN)	M _A (KN.m) (rive)	M _A (KN.m) (intermédiaire)	Mt(KN.m) (Travée)
Terrasse inaccessible	01	2.10	10.65	9.23	16.11	1.54	7.78	6.74
	02	2.01	6.89	2.23	10.91	1.54	5.03	1.63
	03	2.01	6.89	2.23	10.91	1.54	5.03	1.63
	04	2.01	10.02	9.49	15.96	1.54	7.32	6.93
	Max	2.01	10.65	9.49	16.11	1.54	7.78	6.93

Tableau IV.6 :récapitulatif des résultats obtenus aux planchers terrasse.

IV.5.2.1 Les sollicitations maximales à retenir pour le ferrailage sont :

ELU : $M_{tmax}=9,49 \text{ KN.m}$; $M_{amax}= 10,65 \text{ KN.m}$; $V_{max}= 16,11 \text{ KN}$.

ELS : $M_{tmax}=6,93\text{KN.m}$; $M_{amax}= 7,78\text{KN.m}$; $V_{max}= 11,77 \text{ KN}$.

➤ Ferrailage longitudinal :**Ferrailage en travée :**

$b=65\text{cm}$, $h=20\text{cm}$, $d=18\text{cm}$, $h_0=4\text{cm}$, $\sigma_b = 14.20 \text{ MPa}$

Le moment de la table de compression est :

$$M_f = \sigma_b \times b \times h_0 \left[d - \frac{h_0}{2} \right]$$

$$M_f = 14,2 \times 10^3 \times 0,65 \times 0,04 \left[0,18 - \frac{0,04}{2} \right] = 59.07 \text{ KN.m}$$

$M_{tmax} < M_f \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de comprissions, donc le calcul se ramène a une section rectangulaire (bxh).

$M_{tmax}=9,49 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{9,49 \times 10^6}{14,2 \times 650 \times 180^2} = 0,03 < \mu_l = 0,392 \leftrightarrow A' = 0$$

$$B = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,98$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \times B \times d} = \frac{9,49 \times 10^6}{348 \times 0,98 \times 180} = 1,54 \text{ cm}^2$$

✓ Condition de non fragilité Art A-4.2.1.BAEL91

$$A \geq A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 650 \times 180 \times 2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$1,54 > 1,41 \text{ cm}^2$ Condition vérifié

On prend $A_a = \max (A_{min}, A) = 1,54 \text{ cm}^2$

Choix **3T10=2.36Cm²**

• **Ferraillage sur appuis**

Aux appuis intermédiaires

$M_{a \max} = 10.65 \text{ kn.m}$

$b=10 \text{ cm} \quad h = 20 \text{ cm} \quad d = 18 \text{ cm}$

$\sigma_b = 14.20 \text{ MPa}$

$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{10.65 \times 10^6}{14.2 \times 100 \times 180^2} = 0.23 < \mu_l = 0.392 \leftrightarrow A' = 0$

$B = 0.5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0.86$

$A = \frac{M}{\sigma_s \times B \times d} = \frac{10.65 \times 10^6}{348 \times 0.86 \times 180} = 1.97 \text{ cm}^2$

✓ **Condition de non fragilité Art A-4.2.1.BAEL91**

$A \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 180 \times 2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$

$1.97 \text{ cm}^2 > 0.22 \text{ cm}^2$ condition vérifié

On prend $A_a = \max (A_{\min}, A) = 1.97 \text{ cm}^2$

Choix **2T12 = 2.26 cm²**

Aux appuis de rive

On dispose une quantité d'acier pour équilibrer un moment fictif de 0,15 MO.

$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} \Rightarrow \frac{6,53 \times 4.15^2}{8} = 14.05 \text{ KN.m}$

$M_{ap} = 0,15M_0 = 2.10 \text{ KN.m}$

$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{2.10 \times 10^3}{14,2 \times 10 \times 18^2} = 0,045 < 0,392 \quad A' = 0$

$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2(0,045)}}{2}$

$\beta = 0,97$

$A = \frac{M}{\sigma_s \times B \times d} = \frac{2.10 \times 10^3}{0,97 \times 18 \times 348} = 0,34 \text{ cm}^2$

✓ **Condition de non fragilité**

$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} ; A_{\min} = 0,23 \times 10 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,21 \text{ cm}^2.$

$0,34 \text{ cm}^2 > 0,21 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$

On prend $A_a = \max (A_{\min} ; A) = 0,34 \text{ cm}^2$

on adopte **1T12 = 1,13 cm²**

Vérification de l'effort tranchant

$$V_u = 16.11 \text{ KN}$$

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

$$\tau_u = \frac{16.11 \times 10^3}{100 \times 180} = 0.895 \text{ Mpa}$$

Puisque les armatures ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,895 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Vérification de la flèche

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$$

$$\frac{0.2}{3.8} \geq \frac{10.65}{15 \times 14.05} \quad 0.052 \geq 0.050$$

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22.5} \quad \Rightarrow \quad \frac{20}{380} = 0.052 \geq \frac{1}{22.5} = 0.44 \quad \text{condition vérifier}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{F_e} \quad \frac{2.36}{65 \times 18} = 0,002 < (3,6/400) = 0,0090 \dots \dots \dots \text{c.v}$$

Les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

IV.5.2.2 Ferrailage transversal art.A.7.2.2 / BAEL91

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi \leq \min\left\{\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{lmin}\right\}$$

$$\phi \leq \min\left\{\frac{200}{35}, \frac{100}{10}, 10\right\} = 5,71$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de $\phi = 6 \text{ mm}$ on adopte **2Ø6 = 0,57 cm²**.

- **Calcul de l'espacement** : art.A.5.1,23 / BAEL91

St: Doit être égale à la plus petite valeur des trois suivantes :

$$S_t \leq 0.9 \times f_e \times A_t \times \frac{(\cos \alpha + \sin \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} K$$

$K = 1 \Rightarrow$ flexion simple ou pas reprise de bétonnage.

$\alpha = 90^\circ$ (Les armatures sont perpendiculaires).

$$\begin{cases} S_t \leq 0.8 \times fe \times \frac{A_t}{b_0(\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \\ S_t \leq \min(0.9 \times d; 40cm) \\ S_t \leq \frac{A_t \times fe}{0.4 \times b_0} \end{cases}$$

On obtient

$$\begin{cases} S_t \leq 0.8 \times 235 \times \frac{0.57}{10 \times (0.895 - 0.3 \times 2.1)} = 40.44cm \\ S_t \leq \min(0.9 \times 18; 40cm) = 16.2cm \\ S_t \leq \frac{0.57 \times 235}{0.4 \times 10} = 33.49cm \end{cases}$$

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$

Selon le RPA99 modifié 2003 articles 7.5.2.2

$A_t = 0.003 \cdot s \cdot b$

$$A_{t\min} = 0,003 \times s_t \times b = 0,003 \times 15 \times 10 = 0.45cm^2$$

$$A_t = 0.57cm^2 > A_{t\min} = 0.45cm^2 \dots\dots\dots CV \text{ Influence}$$

de l'effort tranchant aux voisinages des appuis BAEL91

- **Pour Appuis de rive**

Influence sur le béton : on doit vérifier que

$$V_u \leq 0.4 \times 0.9d \times b_0 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0.4 \times 162 \times 100 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-3} = 108 \text{ KN}$$

$$V_u = 16.11KN < 108 \text{ KN} \dots\dots\dots CV$$

- **Pour un appui intermédiaire**

Influence de l'effort tranchant sur les armatures inférieures Art : A.5.1,321/ BAEL91

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{fe} \left[V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right]$$

$$A_s \geq \frac{1,15}{400} \left[16.11 + \frac{10.65 \times 10^2}{0.9 \times 18} \right] = 0.23cm^2$$

$$1,96\text{cm}^2 > 0,23\text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{CV}$$

Les armatures ne sont soumises à aucune traction, donc pas de vérification à effectuer.

IV.5.2.3 Vérification de liaison de table de compression à la nervure

$$\tau_u = \frac{V_u b_1}{0.9.b.d.h_0} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa} \right\}$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{65 - 10}{2} = 27.5\text{cm}$$

$$\tau_u = \frac{16.11 \times 27.5 \times 10}{0.9 \times 65 \times 18 \times 4} = 1.05\text{Mpa} \leq \frac{0.2 \times 25}{1.5} = 3.33\text{Mpa} \dots\dots\dots\text{CV}$$

IV.5.2. 4 Vérification à l'état limite de service E.L.S :

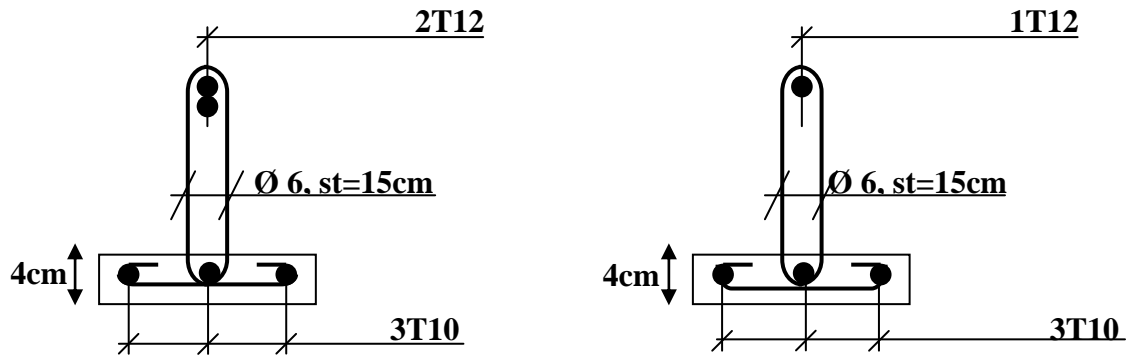
ELS : $M_{\text{tmax}}=6.93\text{KN.m}$; $M_{\text{amax}}= 7.78 \text{ KN.m}$

✓ **Sur travée**

Moment service	M_{ser}	6.93KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{2.36}{65} = 0.54\text{cm}$ $E = 2.D.d = 2 \times 0.54 \times 18 = 19.44\text{cm}^2$ $Y = -0.54 + \sqrt{0.54^2 + 19.44} = 3.90\text{cm}$	3.90cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$ $I = (65.(3.9)^3/3) + 15 \times 2.36(18-3.9)^2 = 8323.11\text{cm}^4$	8323.11cm ⁴
Coefficient	$K = M_{\text{ser}} / I$ $K = \frac{6.93 \times 10^3}{8323.11}$	0.83Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$ $\sigma_b = 0.83 \times 3.9$	3.24MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$ $\sigma_s = 15 \times 0.83(18 - 3.9)$	175.54MPa
Vérification de contrainte dans le béton A - 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	3.24 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$ $\bar{\sigma}_{st} = \min(267; 202) = 202\text{MPa}$	175.54 < 202

✓ Sur appui

Moment service	M_{ser}	7.78 KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{2,26}{65} = 0,52cm$ $E = 2.D.d = 2 \times 0.52 \times 18 = 18.72cm^2$ $Y = -0,52 + \sqrt{0.52^2 + 18.72} = 3.83cm$	3.83cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$ $I = (65.(3.83)^3/3) + 15 \times 2,26(18-3.83)^2$ $= 8024.01cm^4$	8024.01cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I$ $K = \frac{7.78 \times 10^3}{8024.01}$	0.97Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$ $\sigma_b = 0.97 \times 3.83$	3.71MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d-y)$ $\sigma_s = 15 \times 0.97(18-3.83)$	206.17 MPa
Vérification de contrainte dans le béton A – 4 .5 .2 BAEL91	$\bar{\sigma}_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	3.71 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$ $\bar{\sigma}_{st} = \min(267; 202) = 202MPa$	206.17 < 202



Sur appui intermédiaire

En travée

Les armatures calculées à ELU sont convenables

IV.5.2.5 Ferrailage de la dalle de compression

$$A \geq 4 \cdot \frac{L}{f_e}$$

Avec : L: distance entre l'axe des poutrelles (L=65 cm).

$$f_e = 500$$

$$A \geq 4 \cdot \frac{L}{f_e} = 4 \cdot \frac{65}{500} = 0.52 \text{ cm}^2$$

Pour le ferrailage de la dalle de Compression, On adopte un treillis Soudés de (150x150) de diamètre Ø6

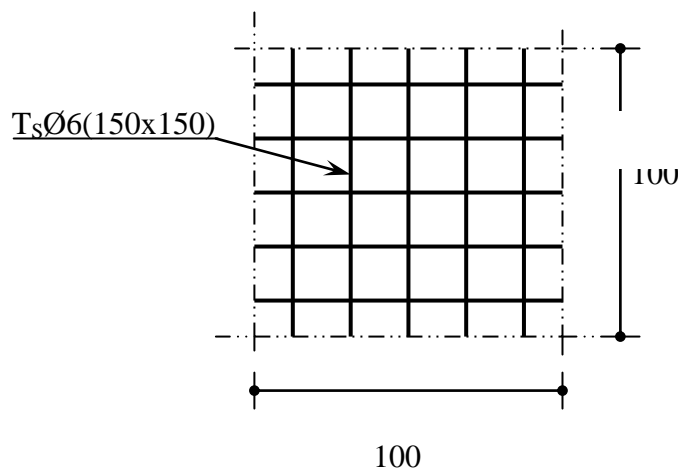


Fig IV.15 Schéma de ferrailage

V.1 Introduction:

Les tremblements de terre sont une menace pour l'homme principalement à travers leurs effets directs sur les ouvrages (tels que la ruine partielle ou totale) et peuvent par ailleurs provoquer des effets secondaires comme les incendies et les explosions. Comme ils sont aussi dangereux par leurs effets induits sur les sites naturels tels que les glissements de terrains et les raz-de-marée (Tsunami).

V.2 Définition :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.

Les déplacements à la base de la construction provoqués par ces dernières engendrent des forces d'inertie qui sont proportionnelles au poids de la construction.

De ce fait, plus la construction est lourde et plus l'action sismique est importante.

La meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

V.3 Risque sismique :

C'est la probabilité que les conséquences sociales et économiques des séismes soient supérieures ou égale à des valeurs (ou niveaux) spécifiées, en un site et durant une période d'exposition spécifiée. Par conséquences sociales, il faut entendre le bilan prospectif en nombre de victime (morts, blessés et sans abris) et par conséquences économiques, le coût des dommages subis par les biens, des immobilisations et des interruptions des activités économiques.

V.4. Objectif de l'étude dynamique:

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

V.5 Modélisation de la structure :

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est très complexe à cause du nombre de fonctions et des éléments existants dans une structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir faire l'analyse de l'ouvrage à étudié.

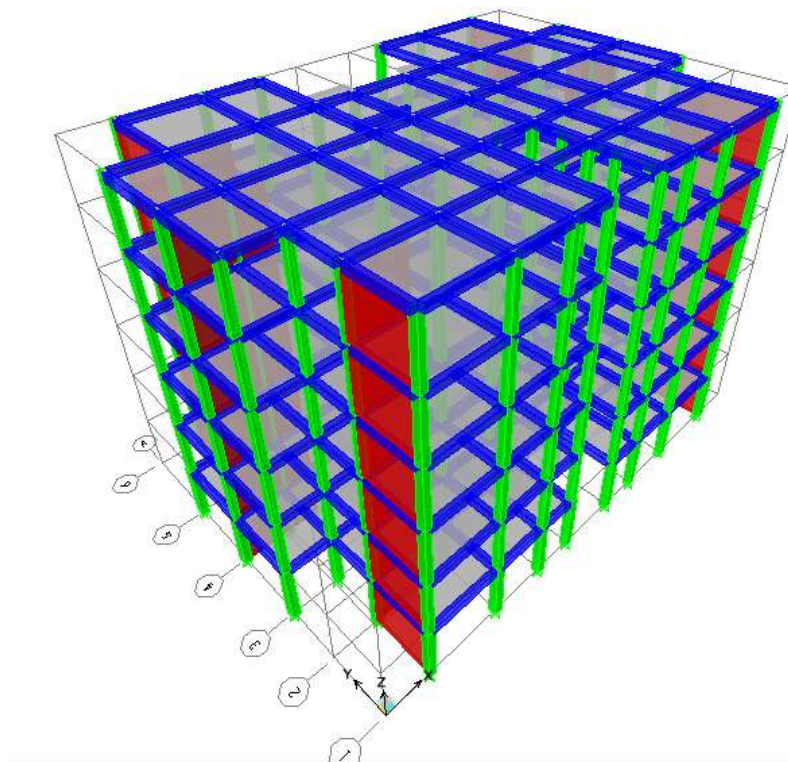


Fig V.1:Modèle en 3D.

V.5.1 Modélisation de rigidité :

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degré de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).

- Chaque voile est modélisé par un élément surfacique type Wall.
- La dalle est modélisée par un élément surfacique type Slab à quatre nœuds.
- A tous les planchers nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigide dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6DDL bloqués).

V.5.2 Modélisation de masse :

La masse des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le **RPA99 version 2003** avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation.

- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $2,5t/m^3$.
- La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).
- La masse des escaliers a été répartie au niveau des poutres palières et les poutres des planchers délimitant la cage d'escalier (par plancher).

V.6 Combinaison d'action :

On va utiliser les combinaisons d'actions ci-dessous, selon les états limites :

ELU : $1.35G+1.5Q$

ELS : $G+Q$

ELA : $G+Q\pm E$

ELA : $0.8G\pm E$

V.7 Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques :

Différentes méthodes ont été élaborées pour estimer les forces sismiques pouvant solliciter une structure, on citera :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
 - La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme

V.7.1 méthode statique équivalente:**❖ Principe de la méthode :**

Dans cette méthode RPA propose de remplacer les forces réelles dynamique engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

❖ Modélisation :

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan, les masses sont supposées concentrées au centre de gravité des planchers présentant un seul degré de liberté ' translation horizontale' par niveau.

La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie. Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

❖ Domaine d'application :

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article (4.1.2) du RPA 99, page 39. Ces conditions sont restées inchangées dans la version 2003.

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites avec une hauteur au plus égale à 17m en zones I
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : Tous groupes

Zone II : 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 III : Groupe d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 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 08m

V.7.2 méthode d'analyse modale spectrale:**❖ Principe de la méthode :**

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

❖ Modélisation :

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques.

La modélisation se base essentiellement sur : La régularité en plan, la rigidité ou non des planchers, le nombre de degrés de liberté des masses concentrées, la déformabilité du sol de fondation.

❖ Domaine d'application :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

V.7.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes:**❖ Principe de la méthode :**

Le même principe que la méthode d'analyse modale spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

V.7.4 Choix de la méthode de calcul :

Critères de classification par RPA 99 v 2003

- **Classification des zones sismiques**

Le territoire national est divisé en quatre (5) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune.

- ZONE 0 : sismicité négligeable.
- ZONE I : sismicité faible.
- ZONE IIa et IIb : sismicité moyenne.
- ZONE III : sismicité élevée.

Dans notre cas, Tissemsilt se situe dans une zone de sismicité moyenne 'ZONE II'.

- **Classification de l'ouvrage :**

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- Groupe 1A : ouvrages d'importance vitale.
- Groupe 1B : ouvrages de grande importance.
- Groupe 2 : ouvrages courant ou d'importance moyenne.
- Groupe 3 : ouvrages de faible importance.

Bâtiment d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48m Donc : '**Groupe2**' (Article 3.2 Du RPA99/V2003).

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale en utilisant le logiciel de calcul « **ETABS V.09** ».

V.8 Présentation du logiciel ETABS :

Le programme ETABS (**E**xtended **T**hree Dimensional **A**nalyse of **B**uilding **S**ystems) est un logiciel d'analyse statique et dynamique des structures. Et de modélisation des structures d'ingénierie, Il est basé sur la méthode des éléments finis et sur la théorie de l'élasticité linéaire pour la version qu'on utilise.

Il offre les performances de technologie d'aujourd'hui, capacité de calcul et vitesse d'exécution et autres avantages relevant du domaine des bâtiments.

V.9 Poids totale de la structure [W]:

On préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

$$w = \sum_i^n w_i$$

Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

W_{Gi} : Le poids dû aux charges permanentes et celui des équipements fixes éventuels, secondaires de la structure au niveau « i »;

W_{Qi} : Surcharges d'exploitation au niveau « i »;

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

Avec : $\beta = 0,20$ pour un bâtiment à usage habitation.

➤ **Principe de détermination des poids (Wt) de la structure :**

1. Les niveaux étages:

Soit (S) La surface du plancher en question en m².

Le poids de ce niveau est calculé comme suite :

- Poids de Plancher = $G \times S$
- Poids des Poteaux = $n \times b \times h \times \gamma_b \times (h)$
- Poids des poutres principales = $b \times h \times \gamma_b \times \sum L$
- Poids des poutres secondaires = $b \times h \times \gamma_b \times \sum L$
- Poids des murs extérieurs = $0,8 \times G_m \times (h) \times \sum L$
- Poids des murs voile = $e_p \times h \times \gamma_b \times \sum L$
- Poids des escaliers = $G \times \text{surface de cage d'escalier}$
- Poids des dalles pleines = $G \times S_{\text{dalle}}$
- Poids des balcons = $G \times S_{\text{balcon}}$.

$G_E = \sum$ des poids propres

La surcharge : $P_E = Q_E \times S_E$

Le poids totale du niveau $W_E = G_E + \beta P_E$

2. Le niveau terrasse:

Le poids de ce niveau est calculé comme les niveaux étages, sauf les hauteurs sont les demi-hauteurs de dernier niveau et en plus le poids d'acrotère sera additionné et le poids d'escalier ne sera pas tenir en compte comme suite.

- Poids de Plancher = $G \times S$
- Poids des Poteaux = $n \times b \times h \times \gamma_b \times (h/2)$
- Poids des poutres principales = $b \times h \times \gamma_b \times \sum L$
- Poids des poutres secondaires = $b \times h \times \gamma_b \times \sum L$
- Poids des murs extérieurs = $0,8 \times G_m \times (h) \times \sum L$
- Poids des murs voile = $e_p \times h \times \gamma_b \times \sum L$

- Poids des dalles pleines = $G \times S_{dalle}$
- Poids des balcons = $G \times S_{balcon}$
- Poids d'acrotère = $G_{acrotère} \times L$

$G_T = \sum$ des poids propres

La surcharge : $P_T = Q_T \times S_T$

Le poids totale du niveau $W_T = G_T + \beta P_T$

➤ Calcul des surfaces de la structure :

$S_{RDC} = 422.3 m^2$

S_1, S_2, S_3, S_4 sont les surfaces correspondantes à chaque niveau sauf le niveau terrasse

$S_{etage} = 414.49 m^2$

$S_5 = 425.9 m^2$ (surface de la terrasse)

On résume le calcul manuel du poids de chaque niveau dans le tableau récapitulatif suivant :

Niveau	W_{Gi} (KN)	W_{Qi} (KN)	$0.2 \times W_{Qi}$ (KN)	W_i (KN)
Terrasse	4572.43	414.49	85.18	4557.97
4 ^{eme} étage	3899.75	621.73	124.35	4024.1
3 ^{eme} étage	3899.75	621.73	124.35	4024.1
2 ^{eme} étage	3899.75	621.73	124.35	4024.1
1 ^{eme} étage	3899.75	621.73	124.35	4024.1
RDC	4130.85	633.45	126.69	4257.54

Tableau V.1 : poids de la structure

Poids (Masse) Total : $W t=24911.91 \text{ KN}$.

V.10 Détermination de la force sismique totale [V] selon la méthode statique équivalente :

D’après RPA99 version 2003, la force sismique totale « V »appliquée à la base de la structure est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{A.D.Q}{R}.W$$

➤ **Coefficient d’accélération [A] :**

D’après le R.P.A 99 (version 2003), on a :

$$\left. \begin{array}{l} \text{-Zone sismique IIa} \\ \text{-Groupe d'usage 2} \end{array} \right\} \Rightarrow (A = 0,15)$$

➤ **Coefficient de comportement de la structure [R]:**

Portique contreventée par des voiles : $R = 4$ (Tableau 4.3 : RPA 99 version2003).

➤ **Facteur de qualité [Q]:**

La valeur du facteur de qualité est déterminée par la formule suivant

$$Q=1+\sum_{i=1}^6 Pq$$

Pq : est la pénalité à retenir selon le tableau (Tableau 4.4 : RPA 99 version2003 P48)

. Critère [Q]	observée (o/n)	$Pq // xx$	observée (o/n)	$Pq // yy$
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Oui	0
Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en plan	Non	0.05	Oui	0.05
Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité de l’exécution	Non	0.1	Non	0.1

Tableau V.2. Valeurs des pénalités

Alors le facteur de qualité Q égal à :

$$Q_x = 1 + 0.30 \quad \leftrightarrow \quad Q_x = 1.30$$

$$Q_y = 1 + 0,25 \quad \leftrightarrow \quad Q_y = 1.25$$

➤ **le facteur d'amplification dynamique moyen D:**

il est en fonction de la catégorie de site, du facteur de d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec :

T_2 : période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par RPA99/ version 2003

1.

Facteur de correction

d'amortissement "η" :

$$\eta = \left(\frac{7}{2 + \xi} \right)^{\frac{1}{2}} \geq 0.7$$

Où :

ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi = 10$ % pour un contreventement par voiles.

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} \dots = 0.76$$

2. **Période T_1 et T_2 du site considéré:**

Sol meuble \Rightarrow site 3 donc $T_1 = 0,15$ sec et $T_2 = 0,50$ sec.

3. **Calcul de la période fondamentale de la structure par la formule empirique:**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques suivantes :

$$T = C_T h_n^{3/4}$$

$$T' = \frac{0.09h_N}{\sqrt{D}}$$

h_n : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

$$h_n = 19.44\text{m}$$

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage est donné par le tableau 4.6 dans l'article (4.2.4) du RPA99 /version 2003.

Contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé : $C_T = 0.05$

$$\rightarrow T = 0,05 \cdot (19.44)^{3/4} = 0,463 \text{ s} \dots\dots\dots (1)$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

donc :

$$T'_x = \frac{0.09h_N}{\sqrt{l_x}} = 0.334\text{s} \quad \text{avec : } l_x = 27.40 \text{ m} \dots\dots\dots (2.a)$$

$$T'_y = \frac{0.09h_N}{\sqrt{l_y}} = 0.397\text{s} \quad \text{avec: } l_y = 19.46 \text{ m} \dots\dots\dots (2.b)$$

Dans ce cas de figure, il y lieu de retenir dans chaque direction considéré la plus petite des deux valeurs donnée respectivement par (1), (2.a) et (2.b)

$$T_{\text{empirique}} = \min (T, T') \rightarrow T_x = 0.334\text{s}$$

$$T_y = 0.397\text{s}$$

- sens x

$$T_x = 0,334\text{s.}$$

$$0 \leq T_x \leq T_2 = 0.5\text{s} \quad D_x = 2,5 \eta = 0,76 * 2,5$$

$$D_x = 1,9.$$

- sens y

$$T_y = 0,397\text{s.}$$

$$0 \leq T_y \leq T_2 = 0.5\text{s} \quad D_y = 2,5 \eta = 0,76 * 2,5$$

$$D_y = 1.90$$

➤ **La force sismique**

On calcul la force sismique selon deux direction X et Y avec an pois totale de la structure : $W_t = 24911.91\text{KN}$

Direction X

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.9 \times 1.30}{4} \times 24911.91$$

$$V_x = 2307.46 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.9 \times 1.25}{4} \times 24911.91$$

$$V_y = 221872 \text{ KN}$$

V.11 spectre de réponse:

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse on a utilisé le programme « spectre2006 » qui nous a permis de donner les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes T.

Selon «RPA 99 V.2003» L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3,0\text{sec} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{si } T > 3,0\text{sec} \end{cases}$$

Avec :

- $\frac{\delta_a}{g}$: Spectre de Réponse de calcul.et
- A : Coefficient d'accélération de zone.
- η : Facteur de correction d'amortissement.
- ξ : pourcentage d'amortissement critique
- T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
- R : Coefficient de comportement de la structure.

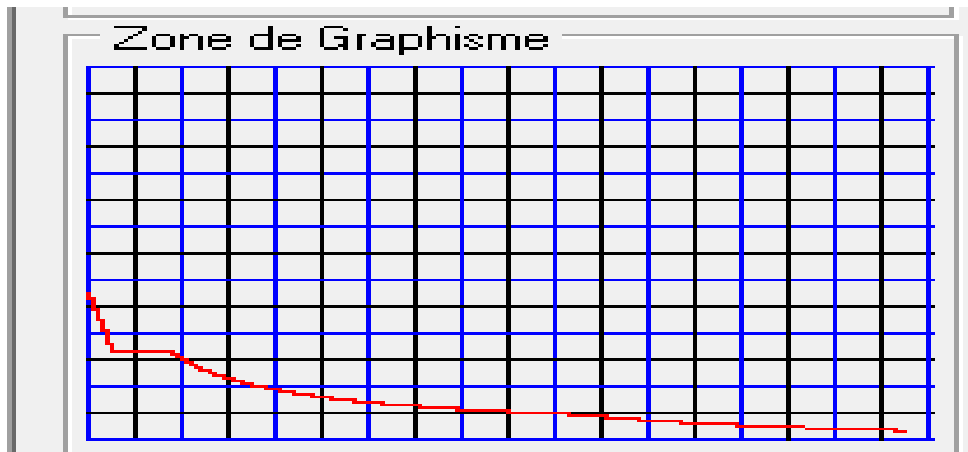


Fig V.2: spectre de réponse.

V.12 Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale.

On a prit en considération le plan d'architecture et le nombre maximal des voiles dans chaque direction pour choisir une disposition initiale des voiles dans le bâtiment murs voiles en béton armé doit être disposés le plus possible loin de centre de masse par symétrie.

La meilleure disposition c'est elle qui vérifie les articles des règles parasismique algériennes (RPA 99 V.2003) tel que : période, déplacements, participation de la masse et l'effort tranchant a la base.

Après plusieurs variantes des dispositions des voiles de contreventement on a retenu le système suivant :

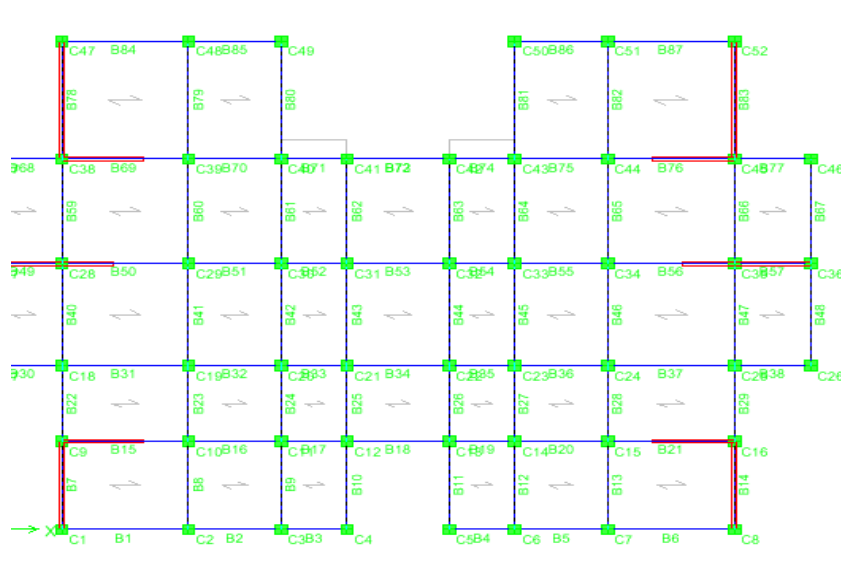


Figure V.3. Disposition des voiles.

Les valeurs des périodes et facteurs de participations modales calculés par le logiciel Etabs sont donnés dans le tableau suivant :

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,42	71,93	-	71,93	-
2	0,38	-	71,59	71,93	71,59
3	0,37	0,18	-	72,11	71,59
4	0,10	17,87	-	89,98	71,59
5	0,09	-	20,00	89,98	91,59
6	0,09	0,01	-	89,99	91,59
7	0,05	6,12	-	96,11	91,59
8	0,04	-	5,52	96,11	97,11

Tableau : V.3 Participation massique cumulée

V.12.1 Vérification des résultats vis-à-vis de l’RPA99-2003 :

- Les valeurs de T, calculées à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques de plus de 30 %.

Selon X

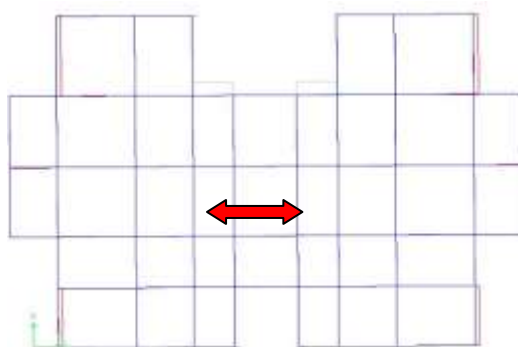
$$T_{\text{calculé}} = 0,42 \text{ sec} < T_{\text{empirique}} = 1,30 \times 0.334 = 0.43 \text{ sec} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Selon y

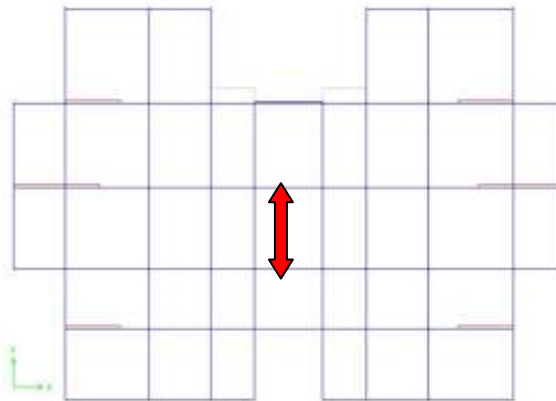
$$T_{\text{calculé}} = 0,42 \text{ sec} < T_{\text{empirique}} = 1,30 \times 0.397 = 0.52 \text{ sec} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- Le premier mode et le deuxième sont des translations selon (x-x) et (y-y).....CV

mode 1 :

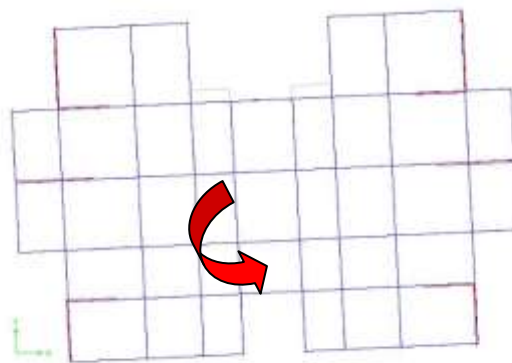


mode 2 :



- le troisième mode est une torsion.

mode 3 :



- participation massique dépasse 90% au 7^{ém} mode selon le plan (x-x) et 5^{ém} (y-y)
- On doit vérifier que la résultante des forces sismiques à la base «V_t» obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieur à 80% de la résultant des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Sens X : $V_{t_x} = 2756.61\text{KN} > 0,80V_x = 1845.97\text{KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

Sens Y : $V_{t_y} = 2771.15\text{KN} > 0,80V_y = 1774.98\text{t} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

V.12.2 Vérification au renversement :

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5$$

M_s : Moment stabilisateur du aux charges verticales, $M_s=W.L/2$

M_r : moment renversant obtenu depuis les résultats d’analyse par logiciel (ETABS).

W : Poids du bâtiment

• **Sens longitudinal :**

$$M_s=W.Lx/2$$

$$M_s=341293.17 \text{ KN.m}$$

$$M_r=32745.56 \text{ KN.m}$$

$$\text{Vérification : } M_s / M_r = 10.42 > 1.5 \dots \dots \text{ CV}$$

La stabilité au renversement est vérifié dans le sens x

• **Sens transversal :YY**

$$M_s=W.Ly/2$$

$$M_s=242392.88 \text{ KN.m}$$

$$M_r=31486.30 \text{ KN.m}$$

$$\text{Vérification : } M_s / M_r = 15.39 > 1.5 \dots \dots \text{ CV}$$

La stabilité au renversement est alors vérifiée dans les deux sens

V.12.3 Vérification de l’effort normal réduit :

L’effort normal réduit doit être vérifié, afin d’éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d’ensemble dues au séisme La formule utilisée est la suivante:

$$v = N_d / (B * f_{c28}) \leq 0.3 \text{ RPA99 (Article 7.4.3.1)}$$

Niveau	N_d (KN)	Type de poteaux	B (Cm ²)	v	Remarque
RDC	957.55	40X40	1600	0.023	Vérifie
E-1	592.28	35X35	1225	0.019	Vérifie
E-2	379.22	35X35	1225	0.01	Vérifie
E-3	208.73	35X35	1225	0.007	Vérifie
E-4	97.91	35X35	1225	0.0031	Vérifie
E-5	40.67	35X35	1225	0.0013	Vérifie

Tableau .V.3 : Vérification de l’effort normal réduit

L'effort normal réduit est vérifié à tous les niveaux.

V.12.4 Justification Vis A Vis Des déformations

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme par :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage (le déplacement admissible).

Suivant xx :

Niveaux	δ_{ek}^x (mm)	δ_k^x (mm)	Δ_k^x (mm)	$0,1h_k$ (mm)	Remarque
ETAGE-05	8.8081	35.23	6.7	324	Vérifiée
ETAGE-04	7.1314	28.53	7.14	324	Vérifiée
ETAGE-03	5.3463	21.39	7.22	324	Vérifiée
ETAGE-02	3.5436	14.17	6.64	324	Vérifiée
ETAGE-01	1.8832	7.53	5.15	324	Vérifiée
RDC	0.5953	2.38	2.38	324	Vérifiée

Tableau V.4 : Les déplacements relatifs inter étages suivant xx

Suivant yy :

Niveaux	δ_{eK}^y (mm)	δ_K^y (mm)	Δ_K^y (mm)	$0,1h_k$ (mm)	Remarque
ETAGE-05	7.2343	28.94	5.81	324	Vérifiée
ETAGE-04	5.783	23.132	6.022	324	Vérifiée
ETAGE-03	4.2783	17.11	5.88	324	Vérifiée
ETAGE-02	2.8086	11.23	5.24	324	Vérifiée
ETAGE-01	1.4972	5.99	5.89	324	Vérifiée
RDC	0.5016	2.01	2.01	324	Vérifiée

Tableau V.5 : Les déplacements relatifs inter étages suivant yy

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l’art 5.10 du RPA version 2003 est vérifiée.

V.12.5 Justification Vis A Vis De L’effet P-Δ

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10$$

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"

$$V_K = F_t + \sum_{i=K}^n F_i$$

Δ_K : Déplacement relatif du niveau "K" par rapport à "K-1"

h_K : Hauteur de l'étage "K"

- Si $0,10 < \theta_K \leq 0,20$, Les effets $P-\Delta$ 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 partiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec :

$$\begin{cases} F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7s \\ F_t = 0,07TV & \text{si } T > 0,7s \end{cases}$$

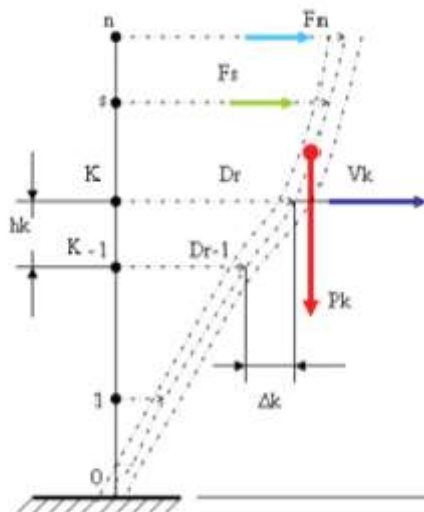


Figure V.4 : L'effet P-Delta

Les résultats obtenus sont regroupés dans les tableaux suivants :

Suivant xx :

Story	h (m)	V _{kx} (KN)	P _k (KN)	Δ_K^x (m)	θ_x
ETAGE-05	19.44	717.56	4557.97	0.0067	0,0022
ETAGE-04	16.2	1245.48	8582.07	0.00714	0,0030
ETAGE-03	12.96	1667.82	12606.17	0.00722	0,0042
ETAGE-02	9.72	1984.57	16630.27	0.00664	0,0057
ETAGE-01	6.48	2195.74	20654.37	0.00515	0,0074
RDC	3.24	2307.45	24911.91	0.00238	0,0079

Suivant yy :

Story	h (m)	V _{ky} (KN)	P _k (KN)	Δ_K^y (m)	θ_y
ETAGE-05	19.44	689.96	4557.97	0.00581	0.002
ETAGE-04	16.2	1197.58	8582.07	0.00602	0.0027
ETAGE-03	12.96	1603.68	12606.17	0.00588	0,0036
ETAGE-02	9.72	1908.25	16630.27	0.00524	0,0046
ETAGE-01	6.48	2111.3	20654.37	0.00589	0,0088
RDC	3.24	2218.71	24911.91	0.00201	0,0069

D'après les résultats obtenus et puisque les valeurs des θ_x et θ_y sont inférieures à 0,1 donc la structure étudiée est justifiée vis à vis de l'effet $P-\Delta$ (Stable).

V.12.6 Calcul de centre de masse :

Le centre de masse $C_G(X_G, Y_G)$ est donné par les résultats obtenus par ETABS :

$$\begin{cases} X_G = 13.525m \\ Y_G = 9.269m \end{cases} \text{ Pour RDC}$$

$$\begin{cases} X_G = 13.525m \\ Y_G = 9.344m \end{cases} \text{ Pour l'étage courant}$$

$$\begin{cases} X_G = 13.525m \\ Y_G = 9.32m \end{cases} \text{ Pour l'étage terrasse}$$

➤ Centre de torsion

$$\begin{cases} X_t = 13.525m \\ Y_t = 9.545m \end{cases} \text{ Pour RDC}$$

$$\begin{cases} X_t = 13.525m \\ Y_t = 9.427m \end{cases} \text{ Pour l'étage courant}$$

$$\begin{cases} X_t = 13.525m \\ Y_t = 9.145m \end{cases} \text{ Pour l'étage terrasse}$$

➤ L'excentricité

$$\begin{cases} e_x = 0.00m \\ e_y = 0.276m \end{cases} \text{ Pour RDC}$$

$$\begin{cases} e_x = 0.00m \\ e_y = 0.093m \end{cases} \text{ Pour l'étage courant}$$

$$\begin{cases} e_x = 0.00m \\ e_y = 0.42m \end{cases} \text{ Pour l'étage terrasse}$$

Le RPA limite l'excentricité accidentelle à une valeur maximale de 5% de la plus grande dimension de la structure.

$$e = \max(e_{\text{théorique}} ; e_{\text{RPA}}) = 5\% [L_{\text{max}} = 27.40] = 1.37 \Rightarrow \begin{cases} e_x = 1.37m \\ e_y = 1.37m \end{cases}$$

Ferraillage des éléments résistants

VI.1.Introduction

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au dessus du sol, elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : les portiques (poteaux –poutres) et les voiles, ces élément sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tout genres de sollicitations.

VI.2 Étude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et des moments Fléchissant à la tête et à la base dans les deux sens. Leur ferraillage se fait à la flexion composée avec une fissuration peu nuisible ; il est déterminé selon les combinaisons suivantes :

- 1^{er}Genre : $1,35G+1,5Q..... (N_{max};M_{corresp}) \longrightarrow A_1$
- 2^{ème} Genre : $0,8G \pm E..... (N_{min};M_{corresp}) \longrightarrow A_2$
- $G+Q \pm 1,2E..... (M_{max};N_{corresp}) \longrightarrow A_3$

Dans le calcul relatif aux « ELU », on introduit des coefficients de sécurité(γ_s, γ_b)

➤ **Pour situation accidentelle :** $\gamma_s=1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ Mpa.}$

$$\gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ Mpa}$$

➤ **Pour situation courante :** $\gamma_s=1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348\text{Mpa.}$

$$\gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ Mpa}$$

VI.2.1 Les recommandations du RPA 99/2003RPA (art 7.4.2.1)

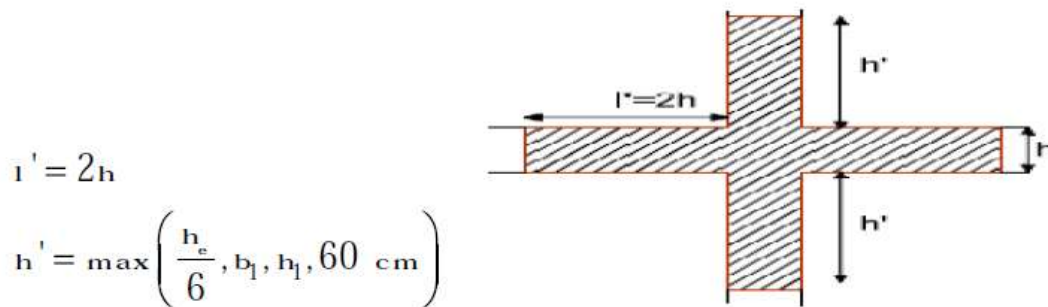
✓ **Les armatures longitudinales**

- les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et dépourvues de Crochets.
- le pourcentage minimal est de: 0.8 % (Zone IIa).
- le pourcentage maximal et de : 4 % en zones courantes.
- 6% en zones de recouvrement.
- le diamètre minimal est de 12mm.

- la longueur minimale des recouvrements est de : 40 (zone IIa).
- la distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.

La zone nodale est définie par l' et h' .



Les sections des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA 99** sont rapportées dans le tableau V.1.

Poteaux	$A_{\min}=0,8 \% \times S$	$A_{\max1}=4\% \times S$	$A_{\max2}=6\% \times S$
(35x35) cm ²	9.8	49	73.5
(40x40) cm ²	12.8	64	96

Tableau VI.1. :Section d'armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	$N_{\max} \rightarrow M_{corr}$		$N_{\min} \rightarrow M_{corr}$		$M_{\max} \rightarrow N_{cor}$		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	
RDC	1158.63	16.169	801.15	5.286	24.954	119.74	17.3
1et2et3 étages	740.32	35.222	484.87	6.757	55.202	404.04	14.98
4et 5 étages	290.67	1.136	21.92	8.924	30.094	95.89	20.76

Tableau VI.2: Valeur de Combinaison de calcul

VI.2.2 Calcul du ferraillage :

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau RDC, et le reste des résultats de ferraillage des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

Données :

$b = 40 \text{ cm}; h = 40 \text{ cm}; d = 37\text{cm}.$

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC, avec les sollicitations suivantes :

- $N_{\max} = 1158.63\text{KN}$ $M_{\text{cor}} = 16.169\text{KN.m}$
- $M_{\max} = 24.954\text{KN.m}$ $N_{\text{cor}} = 119.74\text{KN}$

a).Calcul sous N_{\max} et M_{cor}

$N = 1158.63\text{KN}$

$M = 16.169\text{KN.m}$

➤ **Détermination du centre de pression :**

$e = M/N = \frac{16.169}{1158.63} = 0,013 \text{ m} = 1.3 \text{ cm}$

$e = 0.013\text{m} < \frac{h}{2} = \frac{0.4}{2} = 0.2\text{m}$ (Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1158.63 \left(0,37 - 0,4/2 + 0,013 \right) = 213.14 \text{ KN.m}$

➤ **Vérification si la section est surabondante:**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81fbc.b.h \\ M_u \leq N_u.d (1-0,514N_u/b.d.fbc) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_u = 1158.63 \text{ KN} < 1840.32 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ M_u = 213.14\text{KN.m} < 307.21 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_1=0$) .

b) Calcul sous Combinaison de (0,8G±E):

$N_{\min} = 801.15 \text{ KN}$; $M_{\text{cor}} = 5.286 \text{ KN.m}$

➤ **Détermination du centre de pression :**

$e = M/N = 0,006 \text{ m}$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 141 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification si la section est surabondante:**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 801.15 \text{ KN} < 2395.01 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ M_u = 141 \text{ KN.m} < 251.80 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_2=0$).

C) Calcul sous Combinaison de 3^{eme} (G+Q±E):

$$M_{\max} = 24,95 \text{ KN.m} \quad ; \quad N_{\text{cor}} = 119,74 \text{ KN}$$

➤ **Détermination du centre de pression :**

$$e = M/N = 0,21 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 45,5 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification si la section est surabondante:**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 119.74 \text{ KN} < 2395.01 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ M_u = 45.5 \text{ KN.m} < 43.3 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{non vérifiée} \end{cases}$$

Donc la section n'est pas surabondante, il faut vérifier si la section est partiellement ou entièrement comprimée.

$$e = 0.021 \text{ m} > \frac{h}{2} = \frac{0.4}{2} = 0.2 \text{ m} .$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots\dots\dots (I)$$

$$(a) = N_u \times (d - c) - M_{UA}$$

$$(b) = \left(0.337 - 0.81 \times \frac{e}{d} \right) \times b \times d^2 \times \sigma_b$$

$$M_{UA} = 45.5 \text{ KN.m}$$

$$[119.74 \times (0.37 - 0.03) - 45.5] = -4.78 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (a)$$

$$\left(0.337 - 0.81 \times \frac{0.03}{0.37} \right) \times 0.40 \times 0.37^2 \times 18.48 \times 10^3 = 274.57 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (b) \text{ verifier(I)}$$

donc nous sommes dans la zone (2) :SPC avec armatures inferieures tendues

Donc la section est partiellement comprimée.

➤ **Le calcul de la section d’armature ce fait à la flexion simple avec :**

$$M_u = 45.5 \text{ KN.m } \sigma_b=18.48\text{Mpa } \sigma_s= f_e/\gamma_s = 400\text{Mpa } b = 40\text{cm } d = 37 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times d^2 \times b} = \frac{45.5 \times 10^6}{18.48 \times 370^2 \times 400} = 0.04 < \mu_l = 0.392 \quad A'_s = 0$$

$$\beta = 0.5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0.97$$

$$A_3 = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{45.5 \times 10^6}{0.97 \times 370 \times 400} = 3.16 \text{ cm}^2$$

➤ **Section adoptée :**

La section d’armature qu’on doit tenu en compte c’est le max entre les trois sections calculées et la section minimale exigée par **RPA 99 V.2003**

Donc :

$$A_{\text{adopté}} = \max (A_1, A_2, A_3, A_{\text{min(RPA)}})$$

Pour une section de béton (40x40) cm²

$$A_{\text{min(R.P.A)}} = 12.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = \max (A_1, A_2, A_3, A_{\text{min(RPA)}}) = \max (0,00; 0,00 ; 3.16; 12.8) = \mathbf{12.8 \text{ cm}^2}$$

On adopte **4T16+4T14 =14.2cm²**

Niveau	Section de poteaux(cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)RPA99	A _{adoptée} (cm ²)
RDC	40X40	3.16	12.8	4T16+4T14=14.2
1 et 2et 3 éme étage	35X35	3.4	9.8	8T14=12.31
4 et 5 éme étage	35X35	2.89	9.8	4T14+4T12=10.68

Tableau.VI.3: Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux

VI.2.3 Vérification du poteau à l'effort tranchant:

On prend l'effort tranchant max et on généralise les nervures d'armatures pour tous les poteaux

La combinaison (G + Q ± E) donner l'effort tranchant max

$$V_{max} = 17.3KN$$

Vérification de la contrainte de cisaillement:

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} \text{ Art A-5.1.1}$$

$$\tau_u = \frac{17.3 \times 10^3}{370 \times 400} = 0.116Mpa$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,2 \frac{f_c 28}{\gamma_b}, 5Mpa) = 4.34 Mpa$$

$$\tau_u = 0, 116 MPa < \bar{\tau}_u 4.34 MPa \dots\dots\dots CV$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

VI.2.4 Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule:

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

- V_u : Effort tranchant de calcul

- h_1 : hauteur totale de la section brute

- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

- ρ_a : Coefficient correcteur égal à 2,5 si l'élanement géométrique $\lambda_g \geq 5$ et à 3,5 dans le cas contraire. λ

λ_g : L'élanement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b: dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f: longueur de flambement du poteau (l_f= 0.7 L)

Dans notre cas

$$\lambda_g = \frac{1.99}{0.4} = 4.97 < 5 \text{ donc } \rho_a = 3.5$$

-St : Espacement des armatures transversales.

✓ **Espacement :**

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

-En zone nodale : $S_t \leq \min(10 \varnothing_L ; 15\text{cm}) = 15 \text{ cm}$ Soit $S_t = 10\text{cm}$.

-En zone courante : $S_t \leq 15 \varnothing_L = 16\text{cm}$ Soit $S_t = 15\text{cm}$.

Donc : $A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_c} = \frac{10 \times 3.5 \times 17.3 \times 10}{40.235} = 0.64\text{cm}^2$

✓ **Quantité d'armatures transversales minimales :** d'après RPA99

Soit la quantité d'armature minimale :

$$\frac{A_t}{S_t \times b} (\%) = \begin{cases} 0.3 \% & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8 \% & \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs limites précédentes

$$\lambda_g = 4.97 \quad 3 < \lambda_g < 5 \quad : \Rightarrow 0,5 \%$$

Alors : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_t = 0,005 \times 10 \times 40 = 2\text{cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,005 \times 15 \times 40 = 3\text{cm}^2 \end{array} \right.$

BAEL91: (art A.8.1,3)

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\varnothing_l \geq \frac{\varnothing_l}{3}$

$$\varnothing_l \geq \frac{\varnothing_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.67$$

On adopte aux poteaux de RDC : **8T8** soit **S = 4,02 cm²**

VI.2.4.1 Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \cdot f_c}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_v ; 0,4\text{MPa}) = 0,4 \text{ Mpa}$$

Zone courante : $\frac{4,02 \times 400}{40 \times 15} = 2.68 \text{ Mpa} \geq 0,4 \text{ Mpa}$ condition vérifiée

Zone nodale : $\frac{4,02 \times 400}{40 \times 10} = 4.02 \text{ Mpa} \geq 0,4 \text{ Mpa}$ condition vérifiée

Niveaux	Poteaux
<p>4^{eme} étage0 et 05^{eme} étage (35×35) cm²</p>	
<p>01^{eme} étage a 03^{eme} étage (35×35) cm²</p>	
<p>RDC (40×40) cm²</p>	

Tableau.VI.5 :Ferraillages des poteaux

VI.3.Etude des poutres

VI .3.1.Introduction :

Les poutres sollicitées sont soumises à des moments de flexion, et des efforts tranchants, pour la simplification on ne tiendra pas compte des efforts normaux, les poutres seront alors étudiées en flexion simple.

D’après les annexes des combinaison d’action, on prendra les moments max en travées et aux appuis. On calculera la section d’armatures à l’ELU puis on effectuera la vérification nécessaire à l’E.L.S.

On distingue deux types de poutres, principales et secondaires. Après détermination des Sollicitations (M, N, T), on procède au ferraillage en respectant les prescriptions données par le **RPA99/2003** et celles données par la BAEI91.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{er} et du 2^{eme} genre

$$\begin{array}{l}
 \text{- Sollicitation du 1}^{\text{er}} \text{ genre :} \\
 \text{- Sollicitation du 2}^{\text{eme}} \text{ genre :}
 \end{array}
 \left[\begin{array}{l}
 Sp_1=1,35G+1,5Q \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp1} \\
 Sp_2=0,8G \pm E. \\
 \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp2} \\
 SP_2=G+Q \pm E.
 \end{array} \right.$$

- Si $M_{sp1} < 1,15$ on détermine les armatures sous Sp_1
- Si $M_{sp2}/M_{sp1} > 1,15$ on détermine les armatures sous Sp_2 .

VI.3.2.Calcul de la section des armatures

a) Etat limite ultime de résistance

❖ **Armatures longitudinales :**

- Selon le R.P.A 99 (version 2003), on a :

- ✓ $A_{min} = 0,5\% \times b \times h$ (en toute section)
- ✓ $A_{max} = 4\% \times b \times h$ (en zone courte) .
- ✓ $A_{max} = 6\% \times b \times h$ (en zone de recouvrement)
- ✓ La largeur minimale de recouvrement est de : $40 \varnothing$ (zone IIa)

La section des armatures calculée doit satisfaire les conditions suivantes :

- D'après BAEL91 :

- ✓ Condition de non fragilité : $A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1.3 \text{ cm}^2$

- ✓ Le pourcentage minimal d'armature : $A_{\min}^{\text{BAEL}} = 0.001 \times b \times h = 1.2$

$$A = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\text{MIN}}^{\text{BAEL}} ; A_{\text{MIN}}^{\text{RPA}})$$

- ❖ Armatures transversales

VI.3.3 Vérification de l'effort tranchant :

- **Contrainte de cisaillement** : $\tau_u = \frac{V_u}{d \times b}$ Art /A-5.1.1

On doit vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

- **Contrainte admissible (fissuration est peu nuisible) :**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) \text{ Art/ A.5.1,211 BAEL91}$$

- **Diamètre des armatures transversales** : $\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right\}$ Art/ A.7.2.2 BAEL91

- **L'espace des armatures transversales**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l; 30 \right\} \text{ en zone nodale RPA /7.5.2.2}$$

$$S_t \leq \min \frac{h}{2} \text{ en zone courante RPA /7.5.2.2}$$

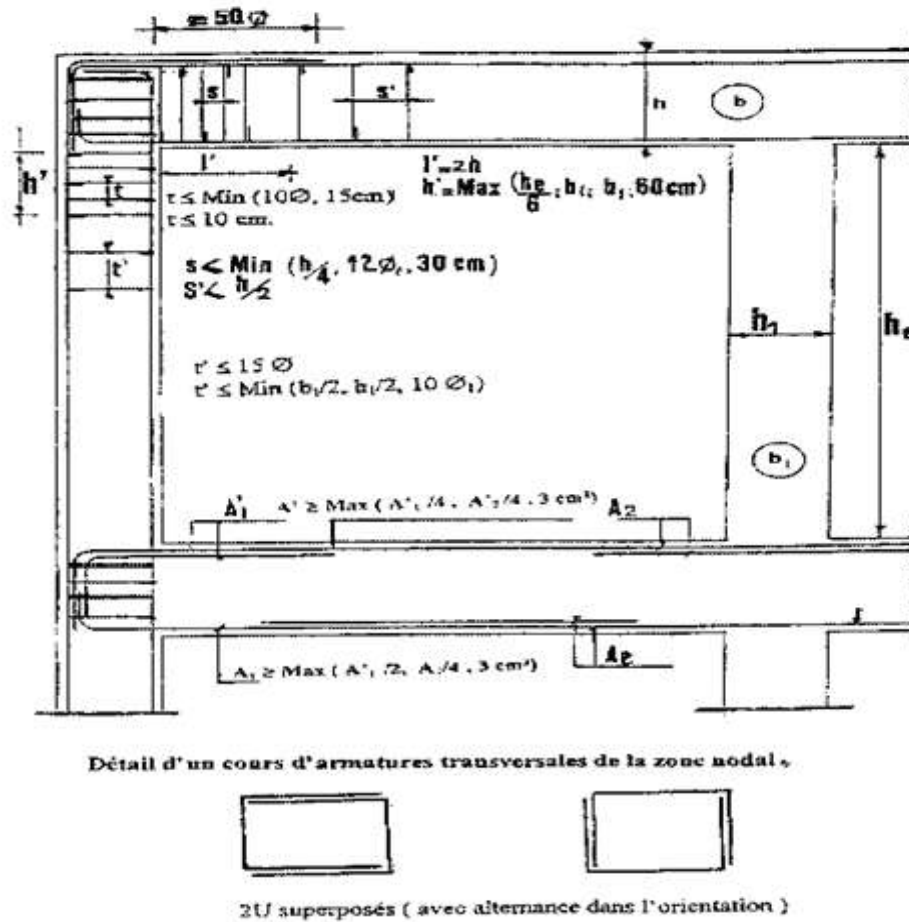


Fig VI.1 :Disposition constructives des portiques

Les valeurs des moments max en appuis et en travées ainsi l'effort tranchant de 1^{er} et 2^{eme} genre sont résumées dans les tableaux suivants

Etages	Type	Position	Moments max (KN.m)		Rapport M2/M1	Moments de calcul (KN.m)	T max(KN)
			M1	M2			
RDC a éme étages	Pp	Travée	27.93	35.15	1.25	35.15	112.10
		Appuis	55.87	80.17	1.43	80.17	
	Ps	Travée	11.30	20.36	1.80	20.36	45.66
		Appuis	22.60	40.72	1.80	40.72	
05 ^{eme} Etages	Pp	Travée	31.57	33.64	1.07	31.57	93.14
		Appuis	63.14	67.28	1.07	63.14	
	Ps	Travée	7.10	14.07	1.98	14.07	32.90
		Appuis	14.19	28.15	1.98	28.15	

Tableau VI.6 : Moments max des Poutres principales et secondaire

VI.3.4.-Exemple de calcul (Poutre principale RDC) :

❖ Poutre principale 30x40 :

VI.3.4.1. Ferrailage longitudinal :

✓ Armatures longitudinales :

Calculons d'abord les sections min. et max. des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{\min} = 0,5\% (bxh) = 0,5 \times 30 \times 40 / 100 = \mathbf{6,00\text{cm}^2} \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{\max 1} = 4\% (bxh) = 4 \times 30 \times 40 / 100 = \mathbf{48\text{cm}^2} \text{ (zone courante)}$$

$$A_{\max 2} = 6\% (b \times h) = 6 \times 30 \times 40 / 100 = \mathbf{72\text{cm}^2} \text{ (zone de recouvrement)}$$

Le calcul du ferrailage est en flexion simple :

❖ Données :

- Largeur de la poutre $b = 30\text{cm}$.
- Hauteur de la section $h_t = 40\text{cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9 \times h_t = 36\text{cm}$
- $f_e = 400\text{MPa}$
- Fissuration non préjudiciable
- $f_{bc} = 18,48\text{ Mpa}$
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400\text{MPa}$

➤ Ferrailage on travées :

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1} = 27,93\text{KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2} = 35,15\text{ KN.m}$$

$$\frac{Mt_{sp2}}{Mt_{sp1}} = 1,25 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_2)$$

$$Mt = 35,15\text{ KN.m}$$

D'après BAEL 91($G+Q \pm E$) :

$$\sigma_b = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 18,48\text{Mpa}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{35.15 \times 10^6}{18.48 \times 360^2 \times 300} \quad \mu = 0.049$$

$$\mu = 0.049 < \mu_l = 0.392 \quad A' = 0$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\beta = 0.5 + \frac{\sqrt{1-2 \times \mu}}{2}$$

$$\beta = 0.5 + \frac{\sqrt{1-2 \times 0.047}}{2}$$

$$\beta = 0.97$$

$$A_t = \frac{M_t \mu}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{35.15 \times 10^6}{0.97 \times 360 \times 400} = 2.52 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{cal}} = 2.52 > A_{\text{min}} = 1.20 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferraillage on appuis:**

$$(Sp_1) \Rightarrow Ma_{sp1} = 55.87 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Ma_{sp2} = 80.17 \text{ KN.m}$$

$$\frac{Ma_{sp2}}{Ma_{sp1}} = 1.43 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_2)$$

$$Ma = 80.17 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 18.48 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{Ma_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{80.17 \times 10^6}{18.48 \times 360^2 \times 300} \quad \mu = 0.11$$

$$\mu = 0.11 < \mu_l = 0.392 \quad A' = 0$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\beta = 0.5 + \frac{\sqrt{1-2 \times \mu}}{2}$$

$$\beta = 0.5 + \frac{\sqrt{1-2 \times 0.11}}{2}$$

$$\beta=0.94$$

$$A_t = \frac{Mtu}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{80.17 \times 10^6}{0.94 \times 360 \times 400} = 5.92 \text{ cm}^2.$$

les sections d'armatures correspondantes et les sections de ferrailage adoptées pour l'ensemble des niveaux.

Etage	Type	Position	Moment	As calculer	As min(R PA)	Amin (BAE L)	Choix	As
RDC a ' éme étages	PP	Travée	35.15	2.52	6	1.2	3T14fil+2T1 2 renf	6.88
		Appuis	80.17	5.93			3T14fil+3T1 2 chapeau	8.01
	PS	Travée	20.36	0.92	5.25	1.05	3T12	3.39
		Appuis	40.72	1.87			3T12fil+3T1 2chapeau	6.78
5étages	PP	Travée	31.57	2.6	6	1.2	3T14	4.62
		Appuis	63.14	5.38			3T14fil+2T1 2chapeau	6.88
	PS	Travée	7.10	0.66	5.25	1.05	3T12	3.39
		Appuis	14.19	1.34			3T12fil+3T1 2chapeau	6.78

Tableau.VI.7: Récapitulation du ferrailage des poutres principales et secondaires intermédiaire

❖ **Vérification nécessaire pour les poutres :**

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23bxdxft_{28}/f_e = 0,23 \times 30 \times 31,5 \times 2,1 / 400 = 1,14 \text{ cm}^2.$$

$A_{adoptée} > A_{min}$condition vérifiée

✓ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{112.10 \times 10^3}{360 \times 300} = 1.04 \text{Mpa}$$

Fissuration non préjudiciable on a :

$$\bar{\tau}_u = \min (0.2 \times f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{Mpa}) = 4.35 \text{Mpa}$$

$$\tau_u = 1.04 \text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 4.35 \text{Mpa} \dots\dots\dots \text{condition verifier}$$

(Donc pas de risque de cisaillement).

VI.3.4.2- Calcul les armatures transversales :

✓ **Diamètres des armatures transversales doivent vérifiées :**

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_l)$$

$$\Phi_t \leq \min (11.43 ; 30 ; 12)$$

On adopte : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

Calcul de l'espacement des armatures transversales :

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) \\ St \leq \min (32.40 ; 40\text{cm}) = 32.40\text{cm} \end{array} \right.$$

A partir d'article **7.5.2.2** de **RPA 99**/version 2003, les armatures doivent respecter les conditions suivantes :

- Zone courante : $St \leq h/2 = 20 \text{ cm}$
- Zone nodale : $St \leq \min (h/4; 12 \varphi) = 10\text{cm}$

On adopte les espacements suivants :

- Zone courante : $St = 20\text{cm}$
- Zone nodale : $St = 10 \text{ cm}$

✓ **Section des armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{b.st} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k.f_{ij}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots\dots (*)$$

$k=1$ (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$$f_{tj}^* = \min(2,1; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$(\alpha=90^\circ) \Rightarrow (\sin\alpha + \cos \alpha) = 1$$

$$f_e = 235 \text{ Mpa} ; \delta_s = 1$$

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(1.04 - 0,3.1.2,1).30.1}{0,9 * 1 * 235} = 0,06 \text{ cm} \dots\dots(1)$$

✓ **Pourcentage minimal des armatures transversales :**

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t} \right) \geq \frac{0.4 \times b}{f_e} = \frac{0,52 \times 30}{235} = 0,07 \text{ cm} \dots\dots\dots(2)$$

De (1) et (2) : $\left(\frac{A_t}{S_t} \right) \geq 0,07 \text{ cm}$, on prend $S_t = 10 \text{ cm}$

$$D'où \quad A_t \geq 0,7 \text{ cm}^2 \Rightarrow \left[\begin{array}{l} 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2 \\ S_t = 10 \text{ cm} \end{array} \right.$$

VI.3.4.3 Vérification à l'E.L.S

Moment service	M_{ser}	37.58 KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{8.01}{30} = 4.01cm$ $E = 2.D.d = 2 \times 4.01 \times 36 = 288.72cm^2$ $Y = -4.01 + \sqrt{4.01^2 + 288.72} = 13.45cm$	13.45cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$ $I = (30.(13.45)^3/3) + 15 \times 8.01(36 - 13.45)^2 = 85427.96cm^4$	85427.96cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I$ $K = 37.58 \times 10^3 / 85427.96$	0.44Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$ $\sigma_b = 0.44 \times 13.45 = 5.92$	7.95 MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$ $\sigma_s = 15 \times 0.44(36 - 13.45)$	148.83MPa
Vérification de contrainte dans le béton A - 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	5.92 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$ <p>Avec η: coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6mm$; $\eta = 1,6$</p> $\bar{\sigma}_{st} = \min(267; 202) = 202MPa$	148.83 < 202

Tableau VI.8 :Vérification des contraintes (ELS) .

VI.3.4.4.Vérification de la flèche :

$M_{ts\ max} = 26.58\text{KN.m}$, $M_0 = 37.58\ \text{t.m}$ (à l'ELS)

$A_s = 8.01\text{cm}^2$

$\left\{ \begin{array}{l} h/L > 1/16 \Rightarrow 0,0869 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ h/L > M_t/10M_0 \Rightarrow 0,0869 > 0,0518 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$

$A_s/b.d < 4,2/f_c \Rightarrow 0,0074 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

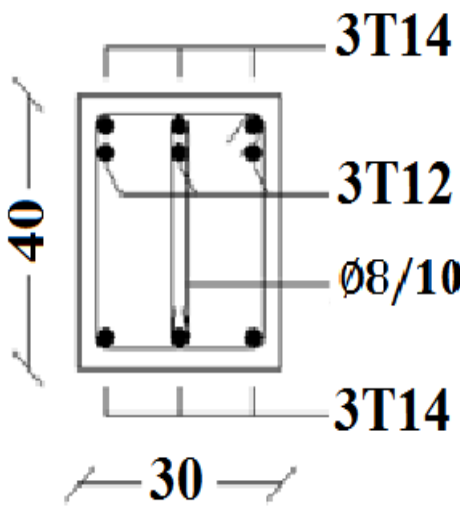
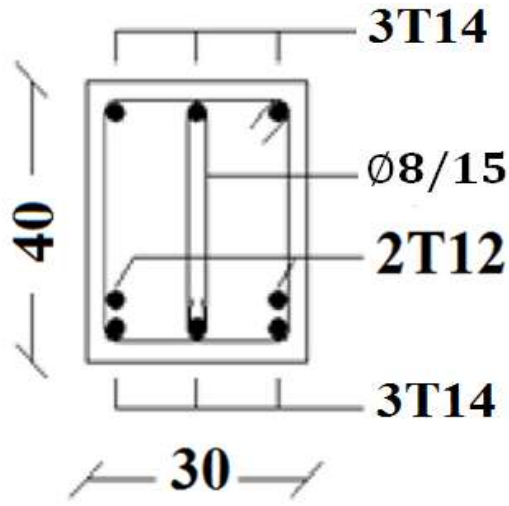
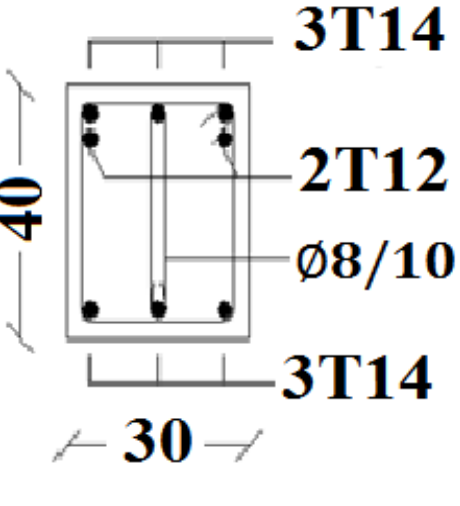
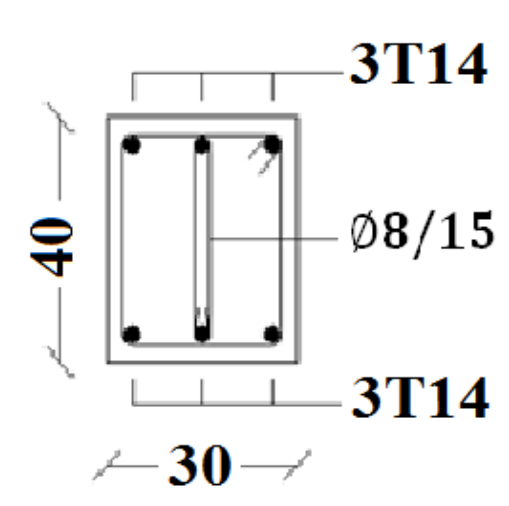
Niveau x	En appuis	En travée
Rdc a 4eme etage		
terrasse		

Tableau VI.9:ferraillage des poutres principales

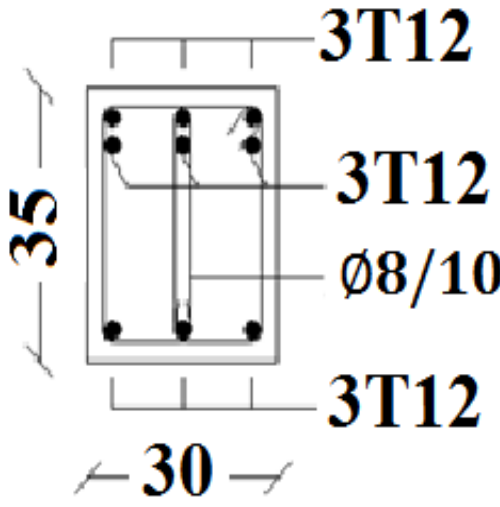
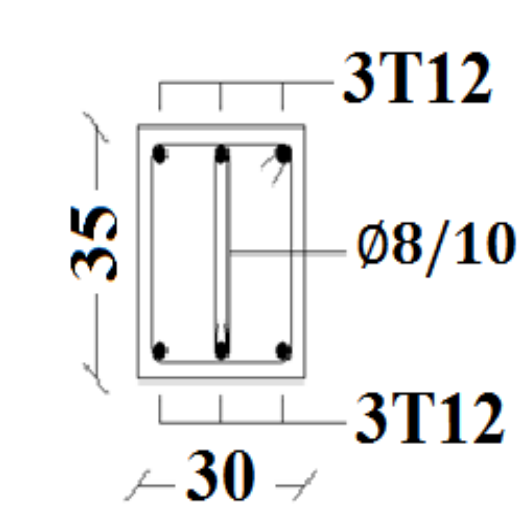
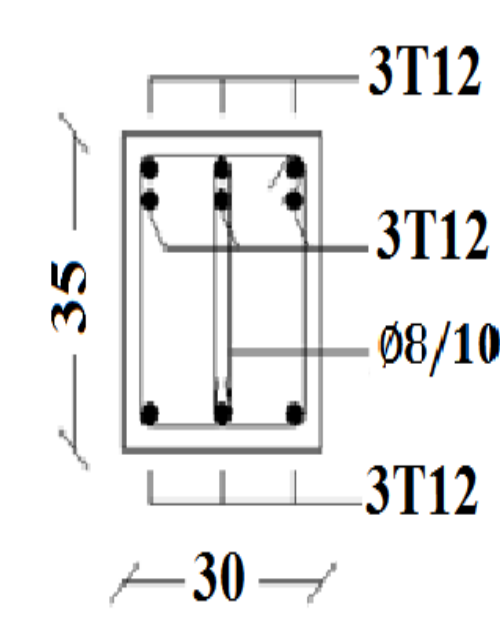
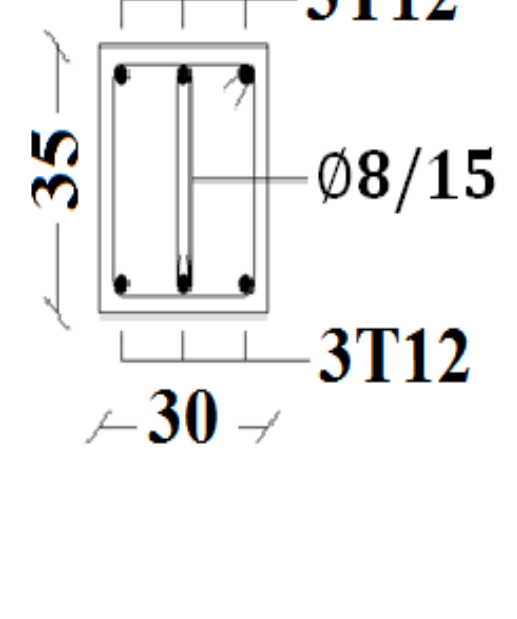
Niveaux	En appuis	En travée
Rdc a 4eme etage		
TERASSE		

Tableau VI.10:ferraillage des poutres secondaire.

VI.4. Etude des voiles

VI.4.1 Introduction

Le RPA/99/version 2003 (Art.3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa moyenne sismicité). Les voiles sont sollicités par la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants:

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton

VI.4.2 Les recommandations du RPA99

a) Armatures verticales :

Elles sont destinées à reprendre les effets de la flexion et sont disposées à deux nappes parallèles aux faces du voile. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes:

- ✓ le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de $0.2 \% \times l_t \times e$
Avec: l_t : longueur de la zone tendue,
 e : épaisseur du voile
- ✓ les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement (S_t) doit être inférieur à l'épaisseur du voile ;
- ✓ l'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur $L/10$ dans les zones extrêmes.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

b) Armatures horizontales

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants. Disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales Pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochètes à 135° de longueur 10ϕ

c) Armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont au nombre de 4 épingles par 1 m^2 au moins.

d) Armatures de couture

Le long des joints de reprise de collage, l'effort tranchant doit être pris par la section des aciers de couture doit être calculée par la formule suivante:

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{v}{f_e} \quad v = 1.4 \times v_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de

traction dus aux moments de renversement.

Règles communes (armatures verticales et horizontales)

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales est:

$A_{min} = 0.15 \%$ section globale du voile.

$A_{min} = 0.1 \%$ zone courante

L'espacement des barres (horizontales et verticales) $S < \min(1.5e; 30 \text{ cm})$.

Diamètre des barres (horizontales et verticales) $\emptyset < e / 10$

Longueur de recouvrement

$L_r = 40\emptyset$ en zone qui peu être tendue.

$L_r = 20\emptyset$ en zone comprimée sous l'action de toutes les combinaisons

Les voiles sont sollicités par un moment fléchissant, un effort normal et un effort tranchant.

On devra disposer les armatures suivantes :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifiée selon

R.P.A 99 sous les efforts N_{max} et M_{cor} ,

- Pour le ferrailage : $0.8 G \pm E$.
- Pour la vérification : $G + Q \pm E$

Dans ce qui suit la méthode utilisée pour le calcul des voiles en béton armé c'est méthode des contraintes

VI.4.3. Calcul des voiles par la méthode des contraintes :

C'est une méthode simplifiée basée sur les contraintes. Elle admet de faire les calculs des contraintes en supposant un diagramme linéaire,

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \overline{\sigma_b} = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec: N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section du voile.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

On distingue trois cas :

1^{er} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0,15.a.L$$

2^{ème} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcule la section des armatures verticales :

$A_v = F_t / f_e$; on compare A_v avec la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

3^{ème} cas:

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signes différents, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

VI.4.4 Exemple de calcul :

Voile V1(RDC):

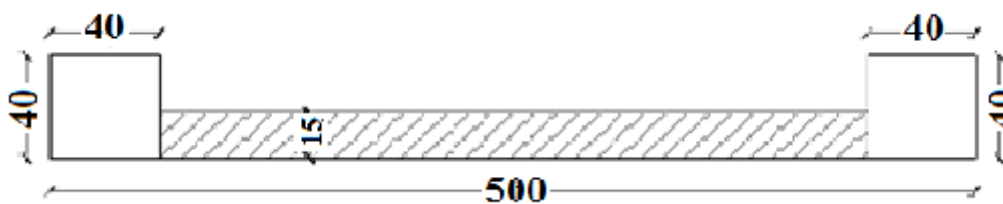


Fig VI.2: Vue en plan du voile plein en U

VI.4.4.1.Détermination des contraintes :

✓ **Combinaison :(G + Q ± E) :**

$$A = 0,95m^2$$

$$I = 2.6232m^4$$

$$V = 2.5m$$

$$N = 3290.99 KN$$

$$M = 7234.916 KN.m$$

$$T = 632.34KN$$

Vérification de la contrainte de compression sous: (G+Q±E)

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{3290.99 \times 10^{-3}}{0.95} + \frac{7234.19 \times 2.5 \times 10^{-3}}{2.6232} = 10.35MPa$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{3290.99 \times 10^{-3}}{0,95} - \frac{7195.349 \times 2.5 \times 10^{-3}}{2.6232} = -3.4 MPa$$

$$\sigma_1=10.32Mpa < \bar{\sigma}_b=18.48Mpa.....CV$$

$$\sigma_2=-3.4Mpa < \bar{\sigma}_b=18.48Mpa.....CV$$

VI.4.4.2. Calcul des armatures verticales (0,8G ± E) :

$$N = 2895.96KN$$

$$M = 7195.349 KN.m$$

$$T = 525.13KN$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{2895.96 \times 10^{-3}}{0.95} + \frac{7195.349 \times 2.5 \cdot 10^{-3}}{2.6232} = 9.9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{2895.96 \times 10^{-3}}{0.95} - \frac{7195.349 \times 2.5 \cdot 10^{-3}}{2.6232} = -3.8 \text{ MPa}$$

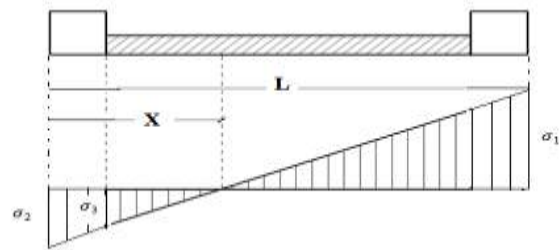
On a : (σ_1 et σ_2) de signes différents, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcul le volume des contraintes pour la zone tendue

✓ la longueur tendue :

$$X = \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} \times L$$

$$\Rightarrow X = \frac{3.8}{9.9 + 3.8} \times 5$$

$$\Rightarrow X = 1.4 \text{ m}$$



✓ La longueur de la zone comprimée:

$$Y = L - X = 5 - 1.4 = 3.6 \text{ m}$$

✓ Calcul de la contrainte σ_3 :

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_2 \times (X - b)}{X}$$

$$\sigma_3 = \frac{-3.8 \times (1.4 - 0.4)}{1.4} = -2.71 \text{ MPa}$$

✓ Détermination des armatures verticales :

Effort de traction :

$$F_1 = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right) \times b \times h = \left(\frac{3.8 + 2.71}{2} \right) \times 400 \times 400 = 520800 \text{ N} = 520.8 \text{ KN}$$

$$F_2 = \frac{\sigma_3}{2} \times (X - b) \times e = \frac{2.71}{2} \times (1400 - 400) \times 150 = 203250 \text{ N} = 203.25 \text{ KN}$$

$$F_{\text{totale}} = F_1 + F_2 = 520800 + 203250 = 724050 \text{ N} = 724.05 \text{ KN}$$

$$A_{v1} = \frac{F_{TOT}}{\sigma_s} = \frac{724050}{400} = 18.1 \text{ cm}^2$$

Pour un mètre de longueur on a :

$$A_v = \frac{18.1 \times 100}{140} = 12.93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Selon le R.P.A 99 (version 2003) :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture

dont la section doit être calculée avec la formule : $A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

$$A_{vj} = 1.1 \frac{1.4 \times v}{f_e} = 1.1 \frac{1.4 \times 525.13 \times 10^3}{400} = 20.21 \text{ cm}^2$$

Soit la section par un mètre linéaire :

$$A_{vj} = \frac{20.21 \times 100}{140} = 14.44 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Section total d'armature :

$$A_{v \text{ tot}} = 12.93 + 14.44 = 27.36 \text{ cm}^2$$

▪ **Pourcentage minimal d'armature :**

D'après le R.P.A 99 (version 2003) Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%.

$$A_{\min} = 0,20\% . a . L_T$$

D'où : L_T c'est la longueur tendue

$$A_{VTOT} > A_{\min} = 0,0020 \times 15 \times 140 = 3.92 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

▪ **Le diamètre :**

$$D \leq 1/10 \times a \text{ (mm)}$$



$$D \leq (1/10) \times 150$$

$$D \leq 15 \text{ mm}$$

On adopte : **D= 12 mm**

▪ **L'espacement:**

-Selon le BAEL 91, on a :

$$St \leq \min\{2.a , 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min\{30 , 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots(1)$$

- Selon le R.P.A 99 (version 2003) on à:

$$St \leq \min\{1,5 \times a ; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min\{22.5 , 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 22.5 \text{ cm} \dots\dots\dots(2)$$

Donc : $St \leq \min \{St_{BAEL} ; St_{R.P.A 99}\} \Rightarrow St \leq 22.5 \text{ cm}$

On adopte un espacement de 20 cm (zone courante)

En zone nodale, selon RPA 99 v.2003

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **1/10** de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à **15 cm**.

On adopte un espacement de **10 cm** (zone d'about)

VI.4.4.3 Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (RPA 99 v.2003).

-La contrainte de cisaillement est : $\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d}$, D'ou : $\bar{V} = 1.4 V_{u \text{ calcul}}$

Avec :

V_u : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur de voile.



d : hauteur utile, $d = 0,9h$

h : hauteur totale de la section brute, **h=284cm**

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28}$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 525.13 \times 10}{15 \times 284 \times 0,9} = 1.2 \text{ Mpa}$$

$\tau_b = 1.2 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times 25 = 5 \text{ Mpa}$ condition vérifiée

Donc pas de risque de cisaillement

VI.4.4.4 Calcul des armatures horizontales :

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj} \cdot k}{0,8 \cdot f_e \cdot (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$$K = 1 + \frac{3(N_u / B)}{f_{c28}} \text{ En flexion composée où } N > 0 \text{ (compression),}$$

B : section du béton

$$K = 1 + \frac{3(2895.96 \times 10^3 / 15 \times 284 \times 10^2)}{25} = 1.82$$

Donc : $\frac{A_T}{S_t} \geq \frac{(2.97 - 0,3 \times 2,1 \times 1,82)15}{0,8 \times 400 \times (\cos 90 + \sin 90)} = 0,085 \text{ cm}$

D' autre part le RPA 99 prévoit un pourcentage minimum de ferraillage qui est de l'ordre de :

0,15% de la section du voile considérée si : $\tau_b \leq 0,025f_{c28}$.

0,25% de la section du voile considérée si : $\tau_b > 0,025f_{c28}$

$$\tau_b = 1.2 \text{ Mpa} > 0,025f_{c28} = 0,625 \text{ Mpa} \Rightarrow A_h = 0,0025(a \times 1 \text{ m}) = 3.75 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit **5T12/ml** de hauteur (**As=5,65cm²**) avec un espacement de**20cm**

$$\frac{A_T}{S_t} = \frac{5,65}{20} = 0,28cm \geq 0,094 cm \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

VI.4.4.5 les armatures de coutures :

D'après le D.T.R.-B.C.-2,42 (règles de conception et de calcul des parois et mur en béton banché et le BAEL 91, dans le cas ou le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m² au moins; on prend donc **4φ 6 par m²**.

Choix d'armature:

- **Les poteaux :**

$$4T16+4T14=14.2cm^2$$

- **Les armatures verticales :**

On adopte deux nappes en **2(5 T 12 /ml) soit As = 11,31 cm²/ml**

- **Les armatures transversales:**

On adopte deux nappes en **2 (5 T 12 /ml) soit As =11.31 cm²/ml**

VI.4.4.6 Disposition des armatures transversales:

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

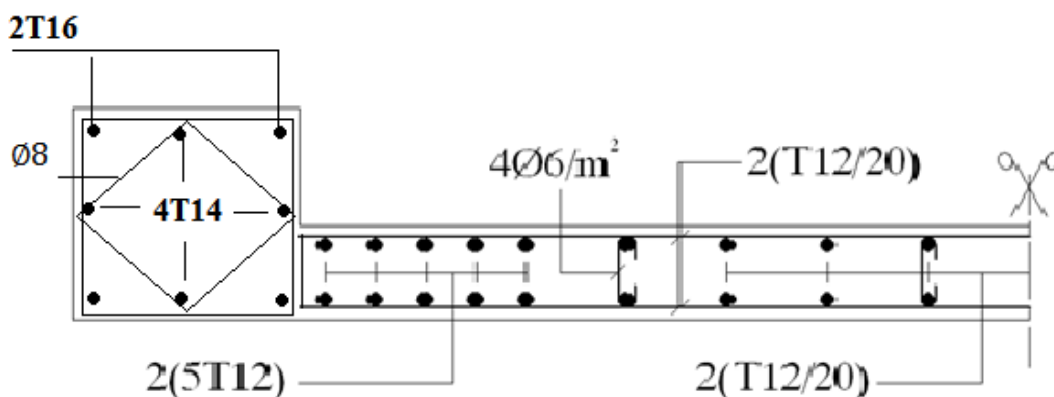


Fig V.3 : Disposition des armatures du voile

voile	Comb	Kn.m	σ_1	σ_2	X	F_T	A_V	A_{Vj}	A_T	
V₁	G+Q+E	M	7234.916	10.35	-3.4	/	/	/	/	
		N	3290.99							
	0.8G+Q	M	7195.349	9.9	-3.8	1.4	724.05	12.93	14.44	27.36
		N	2895.96							
V₂	G+Q+E	M	4087.536	10.91	-3.18	/	/	/	/	
		N	2753.97							
	0.8G+Q	M	4076.145	10.48	-3.56	0.87	506.08	14.54	0.55	15.09
		N	2457.96							
V₃	G+Q+E	M	2236.828	10.12	-2.46	/	/	/	/	
		N	2030.32							
	0.8G+Q	M	1231.496	6.96	-0.04	0.02	85.66	10.7	9.53	19.7
		N	1855.63							
V₄	G+Q+E	M	1236.828	7.31	-0.35	/	/	/	/	
		N	2030.32							
	0.8G+Q	M	1231.496	6.96	-0.04	0.02	85.66	10.7	9.53	20.23
		N	1855.63							
V₅	G+Q+E	M	4912.81	9.02	-4.61	/	/	/	/	
		N	1893.35							
	0.8G+Q	M	4905.086	8.23	-5.31	0.39	354.29	22.69	1.93	24.62
		N	1411.73							

Tableau VI.11: Tableau récapitulatif des ferraillages des voiles

Remarque :

Les trumeaux V3 et V5 ce sont des voiles liés aux poteaux d'une cotée et libres d'autre cotée ce qu'il présente un point critique qu'il doit renforcer (concentration du ferraillage)

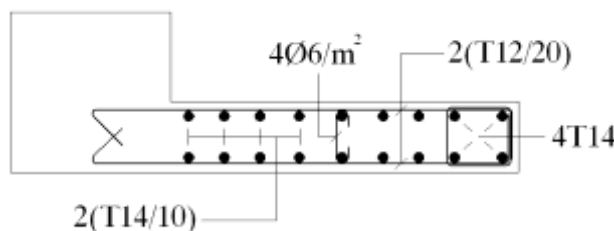


Fig V.3 : Disposition des armatures du voile

VII.1 Introduction

Le voile périphérique est un mur en BA qui entoure tout le bâtiment (boite de rigidités) et assure un bon encastrement et une bonne stabilité de l'ensemble.

On utilise le voile périphérique pour éviter le cisaillement dans les poteaux courts.

Il se comporte comme un mur de soutènement encastré à sa base ou radier pour résister à la poussée des terres et reprend les efforts du séisme au niveau de la base de la construction. Il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- Epaisseur supérieur ou égale à 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical).

VII.2 Dimensionnement du voile périphérique :

$H=2m$ h : Hauteur du voile

La longueur $L=4.2m$

On prend une épaisseur de 15 cm (même épaisseur du voile de contreventement).

VII.2.1 Caractéristiques du sol

γ : Poids volumique de la terre $\gamma = 18KN/m^3$

φ : Angle de frottement interne du sol $\varphi = 24^\circ$

VII.3 Poussée supplémentaire due à la surcharge :

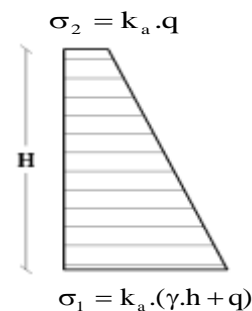
d'où $Q = 2.5KN/m^2$.

VII.3.1 Calcul des pousses : Les deux pousses exercées à la face du voile sont calculé avec une majoration par coefficient de poussée Ka' .

$$Ka = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$Ka' = Ka / \cos(\beta - \lambda) \quad \text{avec} \quad (\beta = \lambda = 0^\circ)$$

$$Ka' = Ka = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{24^\circ}{2}\right) = \operatorname{tg}^2(^\circ) = 0,42$$



✓ **Calcul de la poussée des terres (P_1) :**

$$P_1 = k_a \cdot \gamma \cdot h = 0,42 \times 18,00 \times 2 = 15.12 \text{ KN} / \text{m}^2 = 1.512 \text{ t} / \text{m}^2$$

✓ **Calcul de la poussée due à la surcharge (P_2) :**

$$P_2 = K'_a \cdot q = 0,42 \times 2.5 = 1.05 \text{ KN} / \text{m}^2 = 0.105 \text{ t} / \text{m}^2$$

On fait le calcul pour une bande de 1 m de largeur

➤ **Charge totale a L'ELU :**

$$\sigma_1 = 1,35 \times P_1 + 1,50 \times P_2 = 21.98 \text{ KN} / \text{ml} = 2.198 \text{ t/ml}$$

$$\sigma_2 = 1,50 \times P_2 = 1.575 \text{ KN} / \text{m} = 0.1575 \text{ t/ml}$$

VII.4 Ferrailage du voile périphérique

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée (trapézoïdal), l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

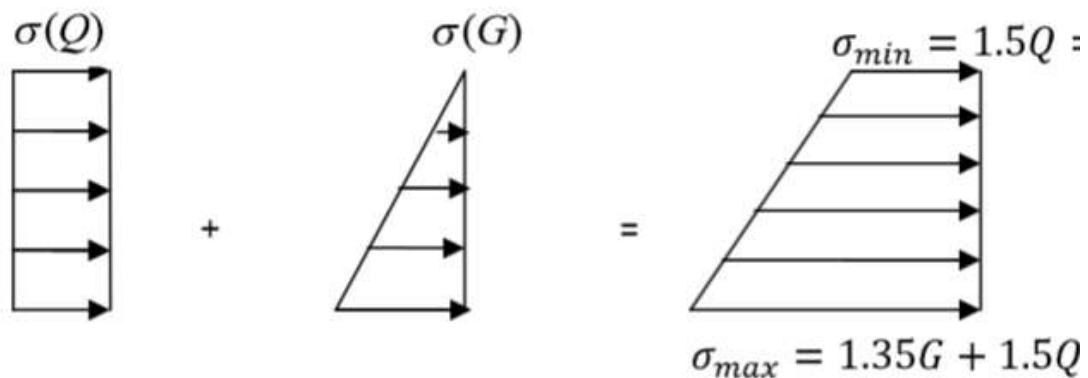


Fig VII.1 : Répartition des contraintes sur le voile

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 2.198 + 0.1575}{4} = 1.69 \text{ t/ml}$$

$$q_u = \sigma_{moy} = 1.69 \text{ t/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont

$$L_y = 4.6 - 0.4 = 4.2 \text{ m}$$

$$L_x = 4.15 - 0.4 = 3.75 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.75}{4.2} = 0.89 > 0.4 \text{ La dalle qui est appuyée sur quatre cotés travaille dans les deux sens.}$$

$$M_{ox} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 0.89 \\ \nu = 0 \text{ (ELUR)} \end{cases} \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0466 \\ \mu_y = 0.7635 \end{cases} \quad \begin{cases} M_{ox} = 1.11 \text{ t.m} \\ M_{oy} = 0.85 \text{ t.m} \end{cases}$$

➤ **Les valeurs des moments en travée sont:**

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{ox} = 0.94 \text{ t.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{oy} = 0.72 \text{ t.m}$$

✓ **Sens X :**

$$M_{tx} = 0.94 \text{ t.m} \quad h = 15 \text{ cm} \quad d = 0.9 \times h = 0.9 \times 15 = 13.5 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = 14.2 \text{ Mpa} \quad \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{\sigma_b \times d^2 \times b} = \frac{0.94 \times 10^7}{14.2 \times 135^2 \times 1000} = 0.036 < \mu_l = 0.392 \quad A' = 0$$

$$\beta = 0.98$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0.94 \times 10^7}{0.98 \times 135 \times 348} = 2.02 \text{ cm}^2$$

✓ **Sens Y :**

$$M_{ty} = 0.72 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{\sigma_b \times d^2 \times b} = \frac{0.72 \times 10^7}{14.2 \times 135^2 \times 1000} = 0.027 < \mu_l = 0.392 \quad A' = 0$$

$$\beta = 0.985$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0.72 \times 10^7}{0.985 \times 135 \times 348} = 1.55 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacements :**

$$\text{Sens x-x et y-y : } S_t \leq \min(2 \times e; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

VII.4.1 Condition de non fragilité:

✓ **Sens Y :**

Section minimal :

Selon le RPA le pourcentage minimum des armatures est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical).

$$A_{y \min} = 0,001 \times 100 \times 15 = 1.5 \text{ cm}^2$$

Et d'après BAEL91

$$A_{y \min} = 0.8 h = 8 \times 0.15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{\text{adoptée}} = \text{Max} (A_{\text{cal}} ; A_{\text{min RPA}} ; A_{\text{min BAEL}}) = \text{Max}(1.55 ; 1.5 ; 1.2) = 1.55 \text{ cm}^2$

On prend: 5T10/mL soit une section de 3,93cm²/ml et un espacement de 20cm.

✓ **Sens X :**

D'après R.P.A 99 (version 2003) on à:

$$A_{x \min} = 0,001 \times 100 \times 15 = 1.5 \text{ cm}^2$$

D'après BAEL 91 :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3-\alpha}{2} \right) = 1.2 \times \left(\frac{3-0.89}{2} \right) = 1.27 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{\text{adoptée}} = \text{Max} (1.27 ; 1.5 ; 2.02) = 2.02 \text{ cm}^2$

On prend: 5T10/mL soit une section de 3,93cm²/ml et un espacement de 20cm.

VII.5 Les vérifications:

a Vérification de l'effort tranchant:

$$V_x = q_u \times \frac{Lx}{2} \times \frac{1}{1+\frac{x}{2}} = 1.69 \times \frac{3.75}{2} \times \frac{1}{1+\frac{0.89}{2}} = 2.19 \text{ t}$$

$$V_y = q_u \times \frac{lx}{3} = 1.69 \times \frac{3.75}{3} = 2.11 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{2.19 \times 10^4}{1000 \times 135} = 0.162 \text{ Mpa}$$

Pour une fissuration préjudiciable, on a :

$$\overline{\tau}_u = \min(0,10 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,162 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition.vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

b Vérification des contraintes à L'E.L.S:

❖ **Charge totale à ELS :**

$$\sigma_1 = P_1 + P_2 = 16.17 \text{ KN / ml} = 1.617 \text{ t/ml}$$

$$\sigma_2 = P_2 = 1.05 \text{ KN / m} = 0.105 \text{ t/ml}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 1.617 + 0.105}{4} = 1.24 \text{ t/ml}$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} = 1.24 \text{ t/ml}$$

Avec : $\begin{cases} \alpha = 0.89 \\ \nu = 0.2 \text{ (ELS)} \end{cases} \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0537 \\ \mu_y = 0.5358 \end{cases} \quad \begin{cases} M_{ox} = 0.93t.m \\ M_{oy} = 0.5t.m \end{cases}$

❖ Les valeurs des moments en travée sont:

$M_{tx} = 0.85 \times M_{ox} = 0.8t.m$

$M_{ty} = 0.85 \times M_{oy} = 0.42t.m$

✓ Sens X: $M_{ser} = 0.8t.m$

Moment service	M_{ser}	8KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{3.93}{100} = 0.58cm$ $E = 2.D.d = 2 \times 0.58 \times 13.5 = 15.92cm^2$ $Y = -0.58 + \sqrt{0.58^2 + 15.92} = 3.45cm$	3.45cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$ $I = (100.(3.45)^3/3) + 15 \times 3.93(13.5 - 3.45)^2 = 7322.88 cm^4$	7322.88cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I$ $K = \frac{8 \times 10^3}{7322.88}$	1.09Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$ $\sigma_b = 1.09 \times 3.45$	3.76MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$ $\sigma_s = 15 \times 1.09(13.5 - 3.45)$	164.32MPa
Vérification de contrainte dans le béton A - 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	3.76 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$ $\bar{\sigma}_{st} = \min(267; 202) = 202MPa$	164.32 < 202

✓ Sens Y:

$$M_{ser}=0.42t.m$$

Moment service	M_{ser}	4.2KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{3.93}{100} = 0.58cm$ $E = 2.D.d = 2 \times 0.58 \times 13.5 = 15.92cm^2$ $Y = -0.58 + \sqrt{0.58^2 + 15.92} = 3.45cm$	3.45cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$ $I = (100.(3.45)^3/3) + 15 \times 3.93(13.5 - 3.45)^2 = 7322.88 cm^4$	7322.88cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I \quad K = \frac{4.2 \times 10^3}{7322.88}$	0.58pa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y \quad \sigma_b = 0.58 \times 3.45$	2Mpa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$ $\sigma_s = 15 \times 0.58(13.5 - 3.45)$	87.43Mpa
Vérification de contrainte dans le béton A - 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	2 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$ $\bar{\sigma}_{st} = \min(267; 202) = 202MPa$	87.43 < 202

Donc les armatures à L'.E.L.U.R conviennent. Le voile sera ferrillé en deux nappes avec 5T10 =3,93 cm²/ml chacune et avec un espacement St=20cm

Schéma ferrailage

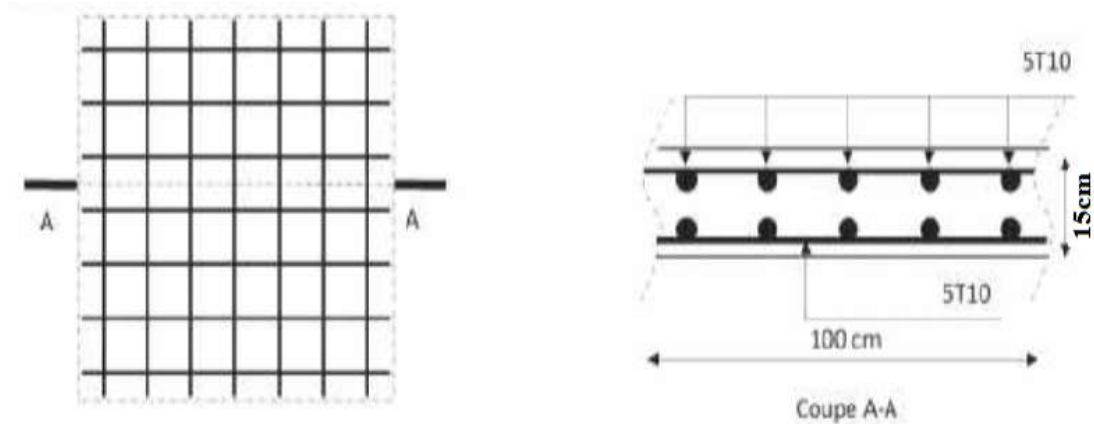


Fig.VII. 2 : Ferrailage de voile périphérique

VII.2 Calcul des fondations:

VII.2.1 Introduction

La fondation est la base de l'ouvrage qui se trouve en contact avec le terrain d'assise. Elle supporte les charges transmises par la superstructure, de façon à assurer sa stabilité.

VII.2.2 Différents types des fondations

Lorsque les couches de terrain susceptibles de supporter sont à une faible profondeur, on réalise des fondations superficielles, lorsque ces couches sont à une grande profondeur on réalise des fondations profondes appuyés sur une couches résistante ou flotter dans un terrain peu résistant ; On mobilise alors les forces de frottement du sol sur les fondations pour soutenir l'ouvrage

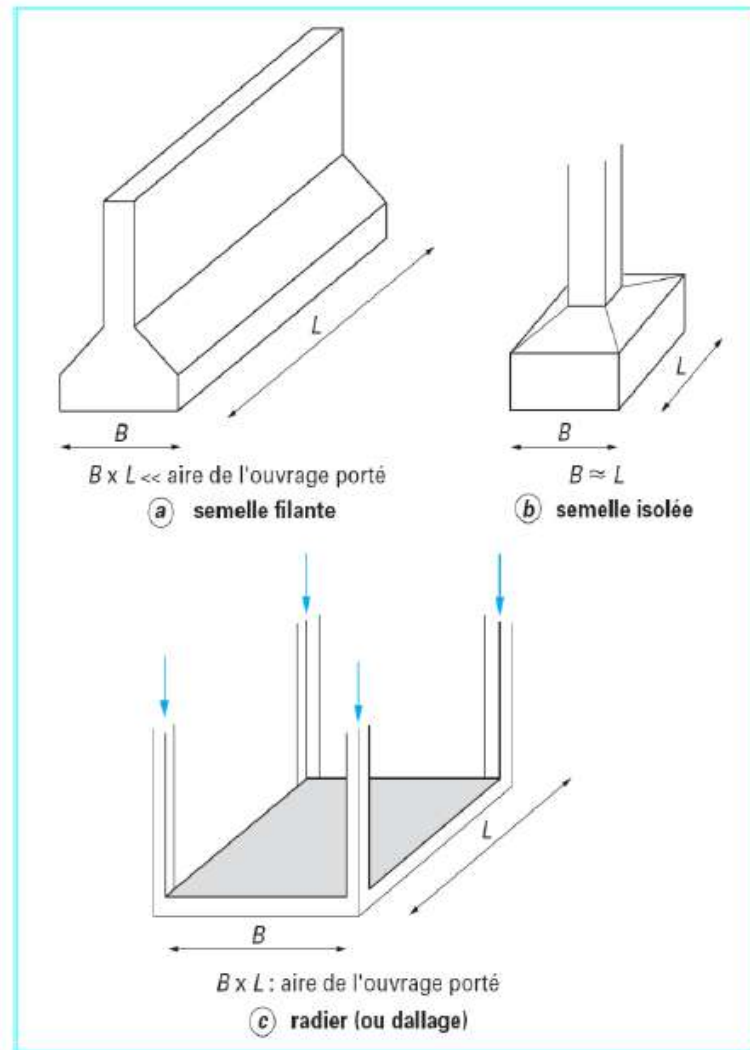
VII.2.3 Choix de type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend de plusieurs critères à savoir :

- Nature du sol
- Nature de l'ouvrage

VII.2.4 Différents types de fondations superficielle :

- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier général



VII.2.5 Combinaison d'action :

- ELS ($G + Q$) pour le dimensionnement.
- ELU ($1.35G + 1.5Q$) pour le ferrailage.
- Vérification de la stabilité et des contraintes à l'état accidentel : $G \pm 0,8 E$

$$G+Q \pm E$$

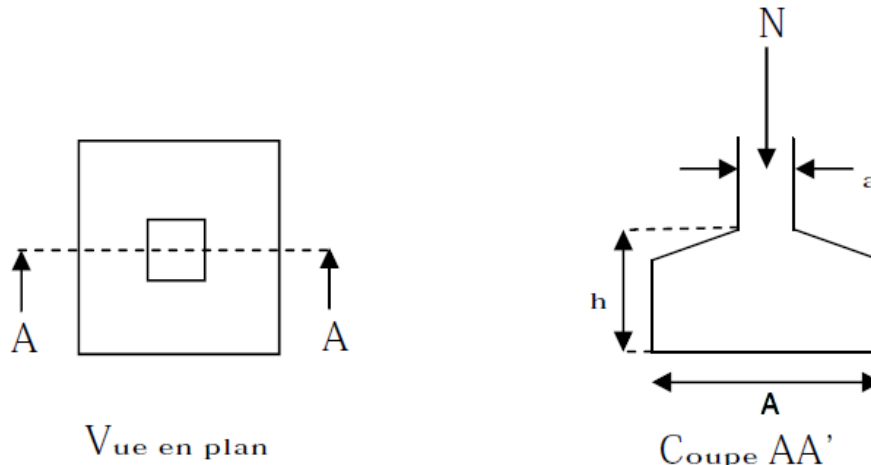
Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

-Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est de 1.5 bars à une profondeur de 2m.

VII.2.6.a Vérification des semelles isolées :

❖ La vérification à faire est :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$$



FigVII.3 : Schéma d'une semelle isolée

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N : l'effort normal agissant sur la semelle obtenu par le **ETABSV9**

S : surface d'appui de la semelle.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

Le poteau le plus sollicité a une section carrée ($B \times B$), donc $S = B^2$.

$N_s = 555.17 \text{ KN}$

$\sigma_s = 1.5 \text{ bar} = 150 \text{ KN/m}^2$

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_s \rightarrow B^2 \geq \frac{N_s}{\sigma_s} \rightarrow B = \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_s}} = \sqrt{\frac{650.46}{150}} \quad \text{AN : } B \geq 2.08 \text{ m}$$

❖ **Remarque**

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 2.15 m, on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

VII.2.6.b Vérification des Semelles filantes :

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que : $\sigma s \geq \frac{N}{S}$

Tel que:

$N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux.

$S = B \times L$

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur de la file considérée

$$B \geq \frac{N}{L \times \sigma s}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Sens y-y :

Files	N(KN)	L(m)	B(m)	B choisie(m)	S(m ²)
1	2601.48	19.5	0.88	1	19.50
2	3225.82	22.45	0.95	1	22.45
3	5158.5	27.8	1.23	1.5	41.7
4	4861.6	27.8	1.16	1.3	36.14
5	4475.46	27.8	1.07	1.2	33.36
6	2327.86	14.8	1.04	1.1	16.28

Tableau VII.1: Sections des semelles filantes.

Sens x-x :

File	N(KN)	L(m)	B(m)	B choisie(m)	S(m ²)
A	895.09	8.5	0.7	1.10	9.35
B	1704.39	19.86	0.57	1.00	19.86
C	3337.57	19.86	1.22	1.3	25.82
D	3105.85	19.86	1.04	1.15	22.84
E	2368.46	14.9	1.06	1.10	16.39
F	2368.46	14.9	1.06	1.10	16.39
G	3105.85	19.86	1.04	1.15	22.84
H	3337.57	19.86	1.22	1.3	25.82
I	1704.39	19.86	0.57	1	19.86
J	895.09	8.5	0.7	1.10	9.35

Tableau VII.2: Sections des semelles filantes.

- ❖ **Remarque:** La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

($S_s / S_b < 50\%$).

Surface totale des semelles = 357.95m^2 (S_s).

Surface total du bâtiment = 425.9m^2 (S_b)

Vérification:

$$\frac{s_s}{s_b} = \frac{357.95}{425.9} = 0.84$$

$$\frac{s_s}{s_b} = 84.04\% > 50\%$$

La surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles elles. Ceci qui nous amène à proposer un radier général comme fondation. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- 1-L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- 2-La réduction des tassements différentiels.
- 3-La facilité d'exécution

VII.2.7 Etude du Radier général:**VII.2.7.1 Introduction:**

Le radier sera muni de nervures reliant les poteaux et sera calculé comme des panneaux de dalles pleines sur quatre appuis continus (nervures) chargés par une pression uniforme qui représente la pression maximale du sol résultante de l'action du poids du bâtiment
L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles.

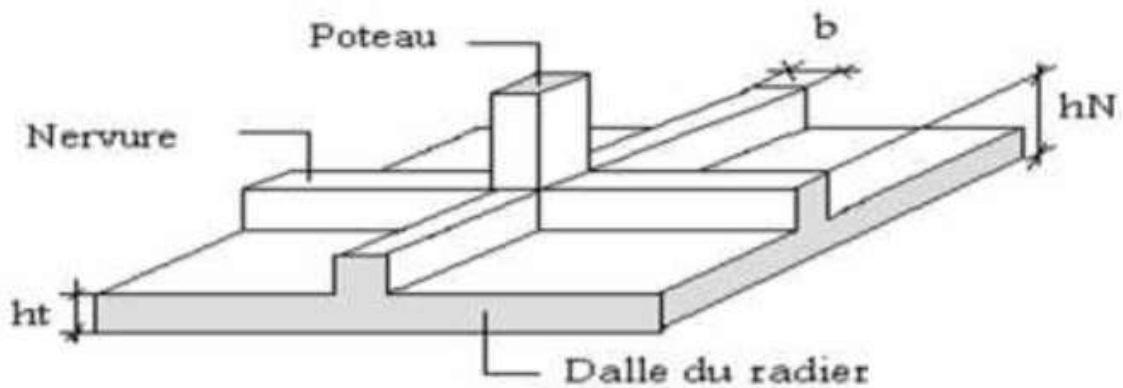


Fig.VII.4 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

VII.2.7.2 Pré dimensionnement du radier :

Le radier général supporte la somme des charges permanentes est charges d'exploitations dues a la Superstructure

$$G_T = \sum_{i=1}^5 G_i$$

$$Q_t = \sum_{i=1}^5 Q_i$$

Avec G_T : la charge permanente totale.

Q_T : la charge d'exploitation totale.

❖ **Combinaison d'actions :**

à L'E.L.U: $N_U = 41866.62\text{KN}=4186.7\text{t}$

à L'E.L.S: $N_{\text{ser}} = 30628.69\text{KN}=3062.9\text{t}$

❖ **Surface minimale du radier :**

$$\text{On a : } \frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{30628.69}{150} = 204.2m^2$$

S bat=426 m2 > S rad=204.2 m2

Pour notre projet, si on prend un débord de 60 cm à partir des axes des poteaux on aura une surface d'assise : **S=501.46m²**

❖ **Épaisseur du radier (h):**

L'épaisseur minimale d'un radier doit respecter les critères suivants :

✓ **Critère de rigidité :**

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \quad , \text{avec : } L = 420\text{cm}$$

16.8 ≤ d ≤ 20cm.....(01)

✓ **Critère de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq 0,06.f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06f_{c28} \cdot b}$$

Avec ; **Vu** : l'effort tranchant ultime d'une bande de un mètre linéaire.

$$V_u = \frac{Qu \times L}{2} = \frac{1m.(Nu / s).L}{2} = \frac{1m.(41866.62 / 501.46).4.2}{2} = 175.32\text{KN/ml}$$

$$\Rightarrow d \geq \frac{17.5 \times 10^2}{0,06 \times 25 \times 100} = 11.67\text{cm}.....(02)$$

De (01) et (02) on a d ≥ 23 cm

Donc : h ≥ d+c= 20+5=25cm

Soit : h= 35 cm.

On prend :h=35cm ;d=30cm

VII.2.7.3 Dimensionnement des poutres de libage :

Comme le radier est considéré comme un élément rigide, la poutre de libage doit respecter la condition de rigidité suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 46.67 \text{ cm} \leq h \leq 70 \text{ cm}$$

On prend comme dimension : **h = 60cm , d=54cm**

2. Largeur de la nervure

b. Condition de coffrage

$$b \geq \frac{l_{max}}{10} = \frac{420}{10} = 42 \text{ cm}$$

b = 45cm

❖ **Conclusion**

✓ **Radier :**

hr=35cm ;d=30cm

✓ **poutre libages :**

b = 45 cm

d= 54 cm

h=60cm

VII.2.7.4 Vérification des contraintes :

✓ **Poids propre du radier :**

En tenant compte du poids propre du radier et poutre libage :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b (h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i)$$

$$G_{\text{radier}} = 2.5 (0.35 \times 501.46 + 0.6 \times 0.45 \times 306.11)$$

$$G_{\text{rad}} = 645.41 \text{ t}$$

$$N_{\text{ser-T}} = N_{\text{ser}} + G_{\text{radier}} + G_{\text{nervure}} = 3062.9 + 645.41 = 3708.301 \text{ t}$$

$$\frac{N_{\text{ser-T}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{3708.3}{501.46} = 7.4 \text{ t/m}^2 < 15 \text{ t/m}^2 = 1.5 \text{ bar} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

VII.2.7.5 La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre de libage est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K.b}}$$

Avec: I : Inertie de la poutre : $I = bh^3/12 = 0,45 \times (0,60)^3 / 12 = 0,0081 m^4$.

E : module d'élasticité du béton, $E = 3216419 t/m^2$.

b : largeur de la poutre $b=0,45m$.

K : coefficient du raideur de sol $k = 40 t/m^2$.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216419 \times 0,0081}{400 \times 0,45}} = 4,91 m$$

$$L_{max} = 4.20m < \frac{\pi}{2} . L_e = 7,70m \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

L_{max} : la longueur maximale entre nues des poteaux.

Donc la poutre de libage se calcule, comme une poutre continue (nervure) soumise à la réaction du sol (répartition linéaire).

VII.2.7.6 Evaluation des charges pour le calcul du radier:

$$N_{u-T} = N_u + 1,35(G_{radier} + G_{nervure})$$

$$N_u = 4186.662 + 1.35 \times 645.41 = 5057.97t$$

✓ **Poids unitaire du radier :**

$$\sigma_{max} = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{5057.97}{501.46} = 10.08 t/m^2$$

$$\sigma_{rad} = \gamma_b \times h = 2.5 \times 0.35 = 0.875 t/m^2$$

$$Q = \sigma_{max} - \sigma_{rad} = 10.08 - 0.875 = 9.22 t/m^2$$

Donc la charges on m^2 a prendre en compte dans la calcule de ferrailages du radier est :

$$Q = 9.22 t/m^2$$

VII.2.7.7 Ferrailage du radier:

VII.2.7.7.1 Ferrailage des dalles:

Soit une dalle reposant sur 4 cotés de dimensions entre nus des appuis Lx et Ly avec Lx≤Ly.

Pour le ferrailage des dalles on a deux cas

1^{ere} cas :

Si $\alpha = \frac{l_x}{l_y} \geq 0.4$ La dalle portante suivant les deux directions

Les moments sont données par:

$$M_{ox} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox}$$

✓ **Moment en travée:**

$$M_t = 0.85 M_0 \dots \dots \dots \text{Panneau de rive}$$

$$M_t = 0.75 M_0 \dots \dots \dots \text{panneau intermédiaire}$$

✓ **Moment sur appuis**

$$M_t = 0.35 M_0 \dots \dots \dots \text{Appuis de rive}$$

$$M_t = 0.5 M_0 \dots \dots \dots \text{Appuis intermédiaire}$$

2^{ème} cas :

Si $\alpha = \frac{l_x}{l_y} < 0.4$ La dalle se calcule comme une poutre continue dans les sens de la petite portée.

Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable (le plus grand)

$$L_y = 4.6 - 0.4 = 4.2\text{m}$$

$$L_x = 4.15 - 0.4 = 3.75\text{m}$$

$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.75}{4.2} = 0.89 > 0.4$ La dalle qui est appuyée sur quatre cotés travaille dans les deux sens.

$$M_{ox} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 0.89 \\ \nu = 0 \text{ (ELUR)} \end{cases} \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0466 \\ \mu_y = 0.7635 \end{cases} \quad \begin{cases} M_{ox} = 6.04\text{t.m} \\ M_{oy} = 4.61\text{t.m} \end{cases}$$

Les valeurs des moments en travée sont:

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{ox} = 5.13\text{t.m}$$

$$M_{ty}=0.85 \times M_{oy}=3.92 \text{ t.m}$$

En travée :

✓ **Sens X :**

$$M_{tx}=5.13 \text{ t.m} \quad h=35 \text{ cm} \quad d=30 \text{ cm} \quad b=100 \text{ cm}$$

$$\sigma_b=14.2 \text{ Mpa} \quad \sigma_s=348 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{\sigma_b \times d^2 \times b} = \frac{5.13 \times 10^7}{14.2 \times 300^2 \times 1000} = 0.04 < \mu_l = 0.392 \quad A' = 0$$

$$\beta = 0.98$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5.13 \times 10^7}{0.98 \times 300 \times 348} = 5.01 \text{ cm}^2$$

On adopte **6T14 / ml** , **A = 9,24 cm²/ml** , **S_t = 15 cm**

✓ **Sens Y :**

$$M_{ty}=3.92 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{\sigma_b \times d^2 \times b} = \frac{3.92 \times 10^7}{14.2 \times 300^2 \times 1000} = 0.03 < \mu_l = 0.392 \quad A' = 0$$

$$\beta = 0.984$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3.92 \times 10^7}{0.984 \times 300 \times 348} = 3.81 \text{ cm}^2$$

On adopte **5T14 / ml** , **A = 7,70 cm²/ml** , **S_t = 20 cm**

En appuis :

Sens Lx et Ly (inter):

$$M_a = 0,5 \times 6.04 = 3.02 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times d^2 \times b} = \frac{3.02 \times 10^7}{14.2 \times 300^2 \times 1000} = 0.023 < \mu_l = 0.392 \quad A' = 0$$

$$\beta = 0.99$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3.02 \times 10^7}{0.99 \times 300 \times 348} = 2.92 \text{ cm}^2$$

On adopte **5T12 / ml** , **A = 5,65 cm²/ml** , **S_t = 20 cm**

✓ Vérification de l'espacement :

$$St \leq \min (3h ; 33 \text{ cm})$$

$$St \leq 33 \text{ cm} \quad \text{condition vérifié}$$

On adopte le même ferrailage pour tous les panneaux du radier.

VII.2.7.8 Vérification des contraintes à ELS :

$$\sigma_{\max} = \frac{Ns}{S_{rad}} = \frac{3708.3}{501.46} = 7.4 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{rad} = \gamma_b \times h = 2.5 \times 0.35 = 0.875 \text{ t/m}^2$$

$$Q = \sigma_{\max} - \sigma_{rad} = 7.4 - 0.875 = 6.53 \text{ t/m}^2$$

Donc la charges on m^2 a prendre en compte dans la calcule de ferrailages du radier est :

$$Q = 6.53 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 0.89 \\ \nu = 0.2 \text{ (ELS)} \end{cases} \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0537 \\ \mu_y = 0.5358 \end{cases} \quad \begin{cases} M_{ox} = 4.93 \text{ t.m} \\ M_{oy} = 2.64 \text{ t.m} \end{cases}$$

Les valeurs des moments en travée sont:

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{ox} = 4.19 \text{ t.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{oy} = 2.24 \text{ t.m}$$

En travée :

✓ Sens X:

$$M_{ser}=4.19t.m$$

Moment service	M_{ser}	41.9KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{9.24}{100} = 1.39cm$ $E = 2.D.d = 2 \times 1.39 \times 30 = 83.16cm^2$ $Y = -1.39 + \sqrt{1.39^2 + 83.16} = 7.83cm$	7.83cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$ $I = (100.(7.83)^3/3) + 15 \times 9.24(30 - 7.83)^2 = 84124.76 cm^4$	84124.76cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I \quad K = \frac{41.9 \times 10^3}{84124.76}$	0.5Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y \quad \sigma_b = 0.5 \times 7.83$	3.4Mpa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$ $\sigma_s = 15 \times 0.5(30 - 7.83)$	166.28Mpa
Vérification de contrainte dans le béton A - 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	3.4 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} fe; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$ $\bar{\sigma}_{st} = \min(267; 202) = 202MPa$	166.28 < 202

➤ Sens Y:

$$M_{ser}=2.24t.m$$

Moment service	M_{ser}	22.4KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{7.7}{100} = 1.15cm$ $E = 2.D.d = 2 \times 1.15 \times 30 = 69cm^2$ $Y = -1.15 + \sqrt{1.15^2 + 69} = 7.23cm$	7.23cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$ $I = (100.(7.23)^3/3) + 15 \times 7.7(30 - 7.23)^2 = 72481.4 cm^4$	72481.4cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I \quad K = \frac{22.4 \times 10^3}{72481.4}$	0.3pa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$ $\sigma_b = 0.3 \times 7.23$	2.2Mpa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$ $\sigma_s = 15 \times 0.3(30 - 7.23)$	102.47Mpa
Vérification de contrainte dans le béton A – 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	2.2 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} fe; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$	102.47 < 202

✓ **En appuis** : les deux sens

$$M_a = 0.5 \times 4.93 = 2.46 \text{ t.m}$$

Moment service	M_{ser}	22.4KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{7.7}{100} = 1.15 \text{ cm}$ $E = 2.D.d = 2 \times 1.15 \times 30 = 69 \text{ cm}^2$ $Y = -1.15 + \sqrt{1.15^2 + 69} = 7.23 \text{ cm}$	7.23cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$ $I = (100.(7.23)^3/3) + 15 \times 7.7(30-7.23)^2 = 72481.4 \text{ cm}^4$	72481.4cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I \quad K = \frac{24.6 \times 10^3}{72481.4}$	0.34pa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$ $\sigma_b = 0.34 \times 7.23$	2.4MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$ $\sigma_s = 15 \times 0.34(30 - 7.23)$	116.12MPa
Vérification de contrainte dans le béton A - 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	2.4 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$	116.12 < 202

❖ **Vérification du radier**• **Vérification à l'effet de sous pression :**

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la sous pression hydrostatique .On doit vérifier :

$$W \geq \alpha \gamma h S_r \quad \text{Avec :}$$

W : Poids total du bâtiment à la base du radier = $W_{\text{bat}} + W_{\text{rad}} = 3136.6 \text{ t}$

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1.5$)

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 1 \text{ t/m}^3$)

h : Profondeur de l'infrastructure (h = 2)

S_r : Surface du radier ($S_r = 501.46 \text{ m}^2$)

$$\alpha \gamma h S_r = 1.531323501.46 = 1504.38 \text{ t}$$

$$\alpha \gamma h S_r = 1504.38 \text{ t} < 3136.6 \text{ t}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas donc de risque de soulèvement.

❖ **vérification de non poinçonnement :**

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°.

la vérification se fait pour le voile le plus sollicité.

Dans notre cas : on a le voile (V1) de longueur 4.2 m

Nous devons vérifier :

$$N_u \leq 0,045 \times u_c \times f_{c28}$$

N_u : charge de calcul à l'ELU

$$N_u = \frac{Nu}{L} \quad \text{avec } L = 4.2 \text{ m}$$

$$N_u = 329.099 \text{ t} = 3.29 \text{ MN}$$

$$N_u / \text{ml} = 3.29 / 4.2 = 0.78 \text{ MN/ml .}$$

u_c : périmètre de contour cisailé, projeté sur le plan moyen du radier.

$$u_c = 2 (a + b + 2h_r)$$

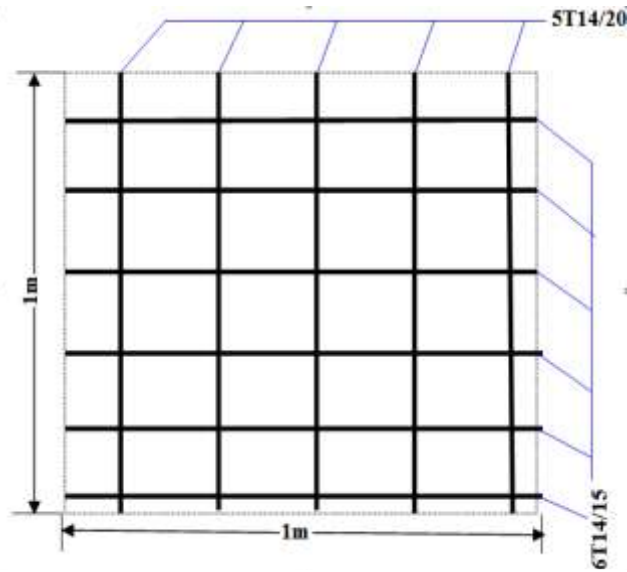
$$u_c = 10.10 \text{ m}$$

$$N_u \leq 0,045 \times u_c \times h_r \times f_{c28} = 3.97 \text{ MN/ml (C.B.A art A.5.2.4.3)}$$

$$N_u / \text{ml} = 0.97 \text{ MN} < 3.97 \text{ MN}$$

✓ Schéma de ferrailage du radier :

En travées



En appuis :

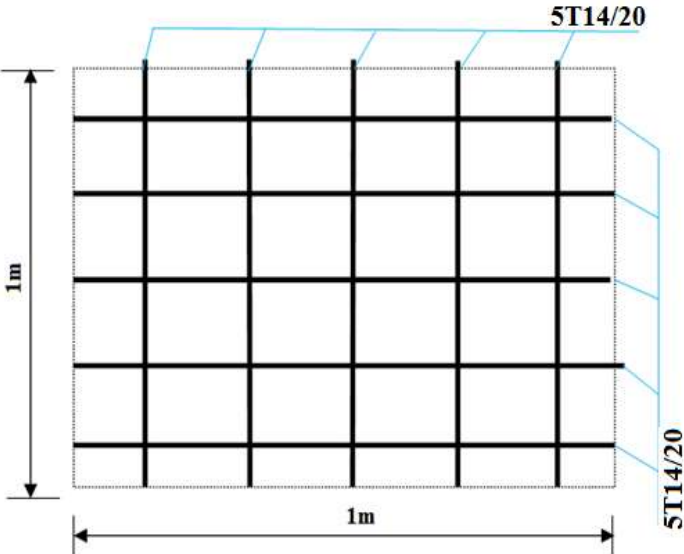
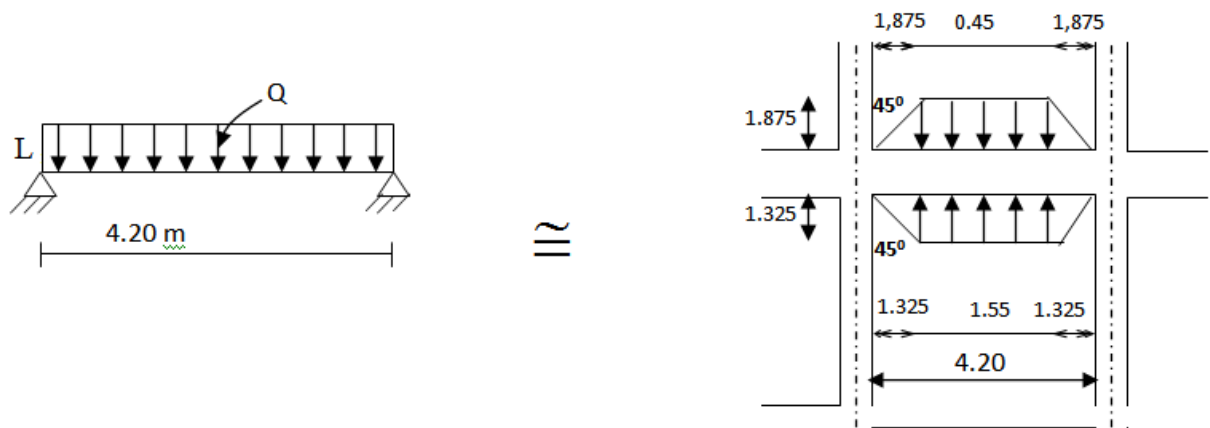


Fig VII.5 : Schéma de ferrailage du radier

VII.2.7.7.9 Ferrailage des poutres de libages :

Le rapport $\alpha = L_x/L_y > 0,4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

a- Sens longitudinal (y) :



$L_{max} = 4.2 \text{ m}$

Fig.VII.6 Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.

➤ **Calcul de Q' :**

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{Lx_1^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_1 + \left(1 - \frac{Lx_2^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_2 \right]$$

Avec : $Lx_1 = 3.75\text{m}$

$Ly_1 = 4,20\text{m}$

$Lx_2 = 2.65\text{m}$

$Q = 6.53 \text{ t/m}^2$

$$Q' = \frac{6.53}{2} \left[\left(1 - \frac{3.75^2}{3 \times 4.2^2} \right) \cdot 3.75 + \left(1 - \frac{2.65^2}{3 \times 4.20^2} \right) \cdot 2.65 \right] = 16.46 \text{ t/m}$$

Donc :

$$M_0 = \frac{Q' \cdot L^2}{8} = \frac{16.46 \times 4.2^2}{8} = 36.29 \text{ t.m}$$

1 Calcul du ferrailage :

➤ En travée :

$$M_t = 0,85M_0 = 0,85 \cdot 36.29 = 30.85 \text{ t.m}, \quad b = 45 \text{ cm}, \quad h = 60 \text{ cm}, \quad d = 0,9 \cdot h = 54 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{30.85 \cdot 10^4}{45 \cdot (54)^2 \cdot 14,17} = 0,17 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \exists A'$$

$$\beta = 0,906$$

$$A_1 = M_t / \sigma_s \cdot \beta \cdot d$$

$$A_1 = 30.85 \cdot 10^4 / 348 \times 0,906 \times 54 = 18.12 \text{ cm}^2$$

$$\text{on adopte : } 8T16 + 2T14 \quad A = 19.47 \text{ cm}^2$$

➤ En appuis :

• Appuis intermédiaires:

$$M_a = 0,5M_0 = 0,5 \cdot 36.29 = 18.15 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,098 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A' = 0)$$

$$\mu = 0,080 \rightarrow \beta = 0,948$$

$$A_S = 10.19 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } (4T14) \text{ Fil} + (4T12) \text{ chap ; } A = 10.68 \text{ cm}^2$$

• Appuis de rive:

$$M_a = 0,2 \cdot M_0 = 0,2 \cdot 36.29 = 7.26 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,039 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A' = 0)$$

$$\mu = 0,032 \rightarrow \beta = 0,980$$

$$A_S = 3.94 \text{ cm}^2$$

On adopte : (4T12) Fil ; A =4.52cm²

b Sens transversal(y) :

$$L_{\max} = 3.75\text{m.}$$

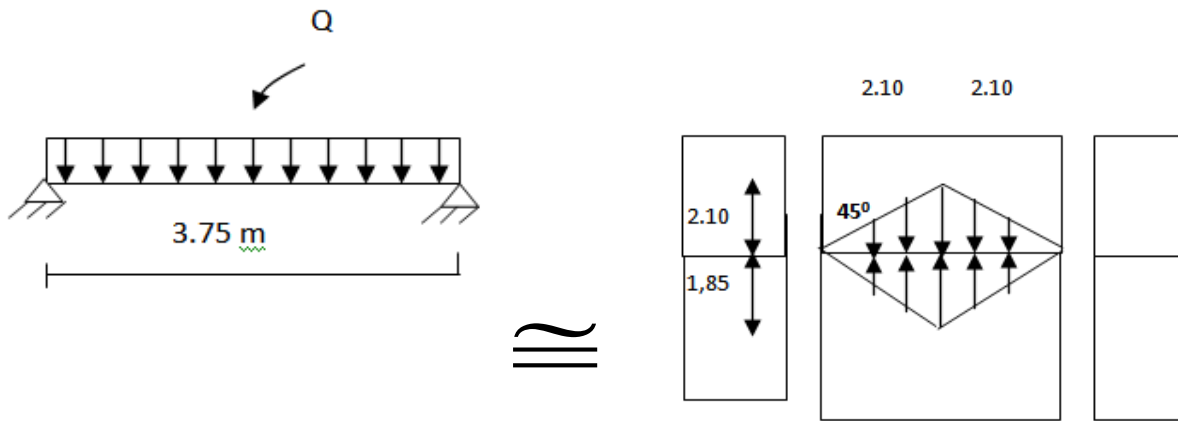


Fig.VII.7 Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.

Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{2}{3} \cdot Q \cdot Lx_1$$

Tel que : Q =6.53 t/m²

$$Lx_1 = 3.75 \text{ m}$$

$$Q' = \frac{2}{3} \times 6.53 \times 3.75 = 16.33\text{t/m}$$

$$M_o = \frac{Q' \cdot L^2}{8} = \frac{16.33 \times 3.75^2}{8} = 28.71 \text{ t.m}$$

1 Calcul du ferrailage :**➤ En travée :**

$$M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 28.71 = 24.40 \text{ t.m}, \quad b = 45 \text{ cm}, \quad h = 60 \text{ cm}, \quad d = 0,9.h = 54 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{24.40 \times 10^4}{45.(54)^2 \times 14,17} = 0,13 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,13 \rightarrow \beta = 0,93$$

$$A = \frac{M}{\beta.d.T\sigma} = \frac{24.40 \times 10^4}{0,9.54.348} = 14.43 \text{ cm}^2.$$

On adopte 8T14+2T12 ; $A=14.57 \text{ cm}^2$

➤ En appuis :**• Appuis intermédiaires:**

$$M_a = 0,5.M_0 = 0,5 \times 28.71 = 14.36 \text{ t.m} \quad b=45 \text{ cm} \quad h=60 \text{ cm} \quad d=0,9h=54 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,077 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A'=0)$$

$$\mu = 0,11 \rightarrow \beta = 0,959$$

$$A_s = 7.96 \text{ cm}^2$$

On adopte : **(4T14) Fil+ (2T12) chap ; A =8.42cm².**

• Appuis de rive:

$$M_a = 0,2.M_0 = 0,2 \times 28.71 = 5.74 \text{ t.m} \quad b=45 \text{ cm} \quad h=60 \text{ cm} \quad d=0,9h=54 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,031 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A'=0)$$

$$\mu = 0,01 \rightarrow \beta = 0,984$$

$$A_s = 3.10 \text{ cm}^2$$

On adopte : **(4T12) Fil ; A =4,52 cm².**

VII.2.7.7.9.1 Armature de peau :

Ce sont des armatures réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins **3 cm²** par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction

$$A_{sp} = 3 \times 2 (b_0 + h) \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\text{Donc : } A_s = 3 \times 2 \times (0,45 + 0,80) = \mathbf{6,3 \text{ cm}^2}$$

Donc pour une poutre de section $(h \times b_0) = (0,60 \times 0,45) \text{ m}^2$, on a :

$$\text{Soit : } \mathbf{4T14+2T12, A_s = 8,42 \text{ cm}^2}$$

VII.2.7.7.10 Contrainte de cisaillement :

$$T_{\max} = 50,23 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{50,23}{450 \times 540} = 2,06 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,50 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 2,06 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

✓ **Armatures transversales :**

$$\text{Diamètre: } \varphi_t \leq \min(h/35; \varphi_l; b/10) = \min(17,14 \text{ mm}; 12 \text{ mm}; 45 \text{ mm}) = 12 \text{ mm}$$

on prend $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

✓ **Espacement :**

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_l\right) = \min(15; 14,4) = 10 \text{ cm}$$

on prend $S_t = 10 \text{ cm}$.

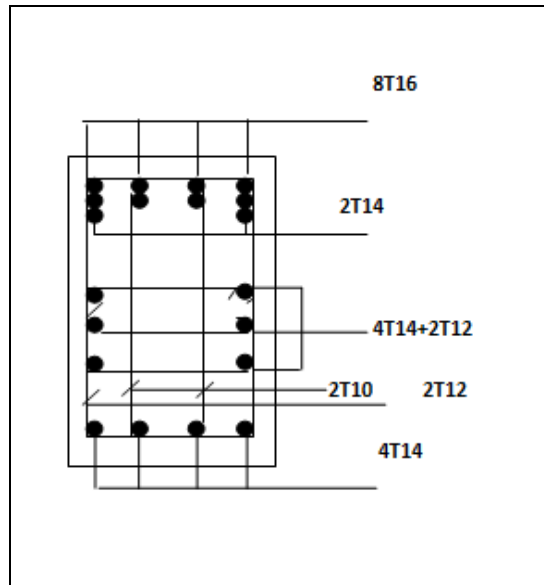
$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{ij}}{0,8f_e}$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{(\tau_u - 0,3f_{ij})b_0 S_t}{0,8f_e} = \frac{(2,06 - 0,3 \times 2,1) \times 45 \times 10}{0,8 \times 400} = 2,01 \text{ cm}^2$$

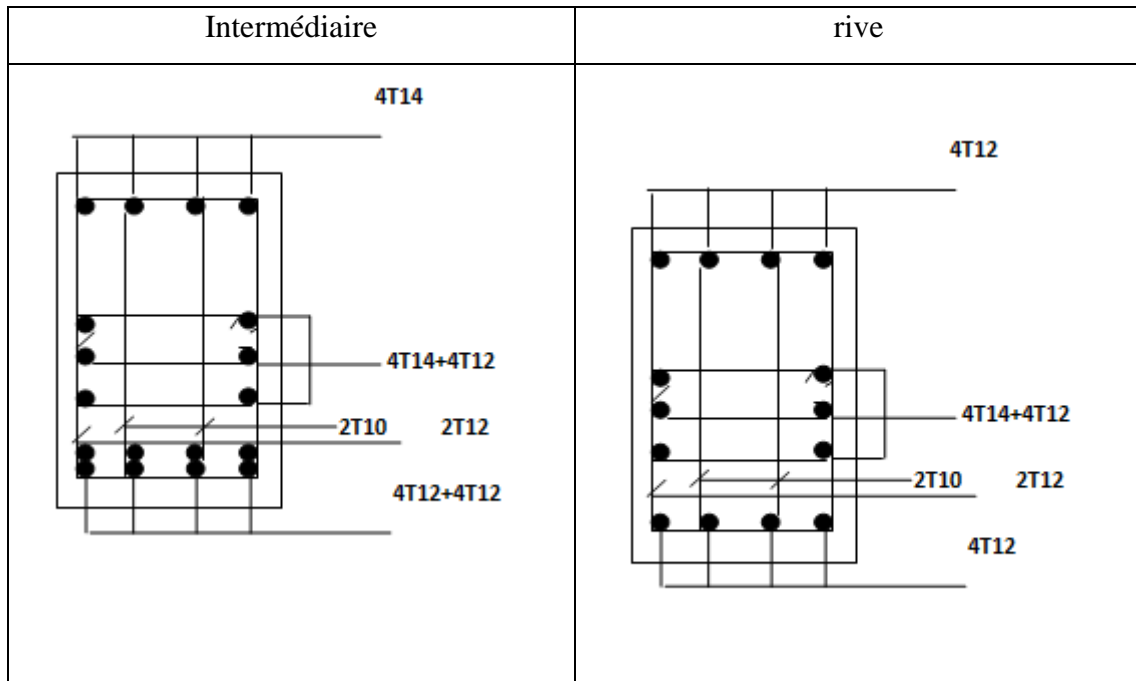
Donc on utilise des armatures HA, Fe400, soit 2T12+2T10, $A = 3,84 \text{ cm}^2$.

Ferrailage dans le sens longitudinal Sens longitudinale (y)

-En travée :

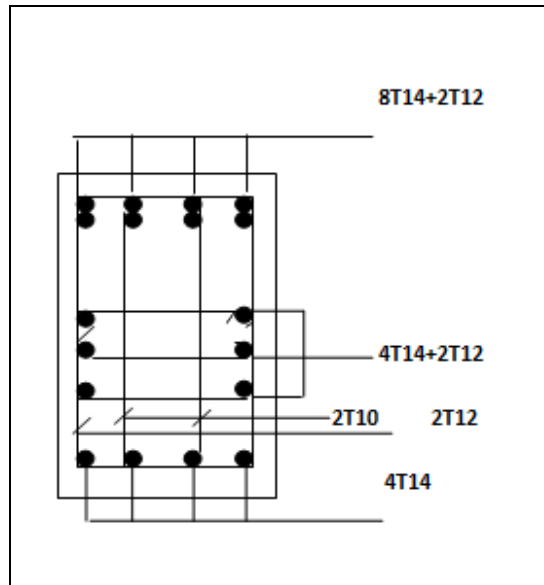


- En appuis :

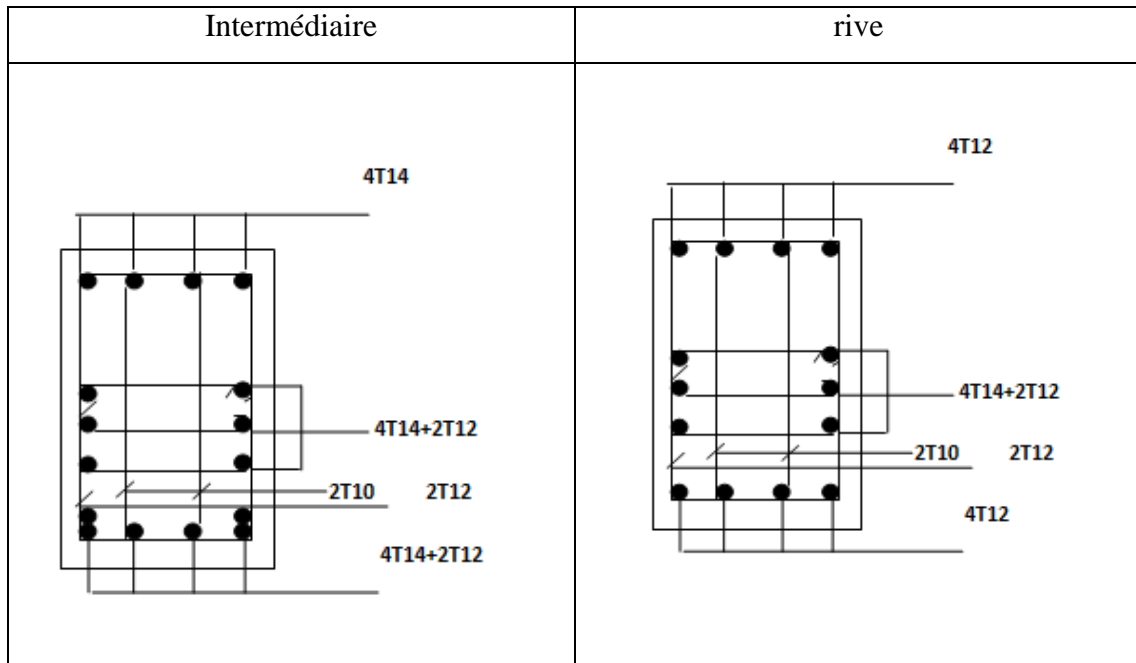


Ferraillage dans le sens longitudinale Sens longitudinale (x)

En travée :



En appuis :



LA LISTE DES FIGURES

Fig I.1: Plancher à corps creux.....	4
Fig I.2: Brique creuse.....	4
Fig I.3: Diagramme de contraintes-déformation du béton.....	8
Fig I.4: Diagramme de contraintes-déformation de l'acier.....	11
Fig I.5: Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.....	12
Fig II.1: Dalle en corps creux.....	13
Fig II.2: Plancher corps creux.....	14
Fig II.3: Plancher terrasse.....	16
Fig II.4 : plancher étage courant.....	16
Fig II.5 : remplissage extérieur.....	17
Fig.II.6 Pré dimensionnement des voiles.....	27
Fig III.1: Schéma d'un escalier.....	30
Fig III.2: Schéma de l'escalier à 2volées.....	30
Figure III.3: les couches de palier.....	31
Fig III.4: Schéma statique d'escalier.....	32
Fig III.5 diagrammes des efforts internes à l'ELU.....	34
Fig III.6 diagrammes des efforts internes à l'ELS.....	35
Fig III. 7 Schéma de ferrailage de l'escalier en travée.....	37
Fig III.8 Schéma de ferrailage de l'escalier en appuis.....	40
Fig III.9 ferrailage d'escalier.....	42
Fig.III.10 La poutre palière.....	42
Fig III.11 : La poutre palière à la torsion.....	49
Fig.III.12: Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	52
Fig III.13: Schéma statique du balcon.....	53
Fig III.14 Diagramme des efforts internes.....	54
Fig.III.15 : Schéma de ferrailage de du balcon.....	57
Fig III.16 .Les dimensions de l'acrotère et le schéma statique.....	58
Fig.III.17:Coffrage et ferrailage de l'acrotère.....	64
Fig IV.1: Plancher à corps creux.....	64
Fig .IV.2 section de la poutrelle.....	65
Fig IV.3: Schéma d'une poutre continue.....	66
Fig IV.4:Moments d'une poutre à plus de 2 travées.....	67

Fig. IV.5: Moments d'une poutre à 2 travées	67
Fig.IV.6: Schéma d'une poutre continue.....	70
Fig. IV.7 Type de poutrelle plancher terrasse.....	70
Fig IV.8.Diagramme de moment à l'E.L.U et E.L.S	71
Fig IV.9.Diagramme L'effort tranchant à l'E.L.U et E.L.S.....	71
Fig IV.10 Ferrailage des planchers	79
Fig.IV.11. Schéma de ferrailage.....	80
Fig .IV.12 :Type de poutrelle plancher terrasse.....	80
Fig.IV.11: Schéma de ferrailage	80
Fig .IV.13 : diagramme de moment à l'E.L.U et E.L.S.....	81
Fig .IV.14 : diagramme l'effort tranchant à l'E.L.U et L.E.S.....	81
Fig IV.15 Schéma de ferrailage.....	89
Fig V.1:Modèle en 3D.	91
Fig V.2: spectre de réponse.	101
Figure V.3. Disposition des voiles.	102
Figure V.4 : L'effet P-Delta	108
Fig VI.1 :Disposition constructives des portiques.....	122
Fig VI.2: Vue en plan du voile plein en U	134
Fig V.3 : Disposition des armatures du voile.....	140
Fig VII.1 :Répartition des contraintes sur le voile	143
Fig.VII. 2 : Ferrailage de voile périphérique	148
FigVII.3 :Schéma d'une semelle isolée	150
Fig Fig.VII.4 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux	153
Fig.VII.5 Répartition des charges sur les poutres selon	165
Fig.VII.6 Répartition des charges sur les poutres selon	167
les lignes de rupture.....	167

CONCLUSION GÉNÉRALE :

L'application des deux stratégies de renforcement comme étant deux propositions provenant de deux philosophies de travail, chacune justifiée par ses buts et ses moyens définis selon deux aspects principaux :

- ▶ ***Aspect sécuritaire** : les deux solutions ont eu comme but d'assurer un niveau de sécurité adéquat aux nouvelles sollicitations générées par l'action sismique définie selon les deux règlements adoptés par chaque solution (**RPA99, RPA99-V. 2003**)*
- ▶ ***Aspect économique** : qui s'impose comme un critère majeur pour la détermination de la solution envisagée et par la suite du niveau de service à atteindre.*

Notre étude a illustré deux façons de travail qui correspondent respectivement aux deux aspects déjà précités, mais l'un dissocié de l'autre, bien que la deuxième variante (contreventement par des voiles) a été conçue pour créer une harmonie entre les deux aspects, ce qui était difficile à atteindre vu à la médiocrité de la résistance de la structure existante.

*Mais cela n'exclut pas d'avoir d'autres possibilités de résoudre ce problème, en se référant toujours à la même approche : **solution sécuritaire et économique.***

La réalisation de cette étude nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Introduction générale

La construction des bâtiments a connu un développement rapide, surtout après la seconde guerre mondiale. Tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique.

La construction dans une zone sismique nécessite des normes spéciales pour assurer la stabilité et la durabilité de bâtiment, L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter et appliquer les normes et les recommandations parasismiques spécifiques pour chaque zone sismique qui rigidifient convenablement la structure.

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99modifié en2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment de configuration simple et régulier en béton armé à usage d'habitation, implantée dans une zone de moyenne sismicité (IIa), comportant un RDC et 5 étages n'est pas encore réalisé à Tissemsilt.

1. Méthodologie :

Notre étude, consiste à :

- Etudier le coté technique c'est-à-dire faire un pré dimensionnement des éléments secondaires et structuraux existés.
- Faire une modélisation numérique en utilisant le logiciel Etabs version8
- Calculer le ferrailage de tous ces éléments.

2. Plan de thèse :

Le travail de thèse est donc organisé en six chapitres :

Chapitre I : consiste à la présentation de l'ouvrage, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.

Chapitre II : présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles).et des

Chapitre III : porte sur le calcul de ferrailage des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers, les balcons et les planchers).

Chapitre IV : porte sur le calcul de ferrailage des planchers.

Chapitre V : porte sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul Etabs V8.

Chapitre VI : Le calcul des ferrailages des éléments structuraux.

Chapitre VII : Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.

Liste des tableaux

Tableau II.1 charge à la terrasse due aux plancher à corps creux	16
Tableau II.2:Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant	17
Tableau II.3: Charge permanente du mur extérieur	17
Tableau II.4: Charge permanente du mur intérieur	18
Tableau II.5:Dégradation des charges d'exploitation.....	21
Tableau II.6: Evaluation des charges du poteau le plus sollicité	24
Tableau II.7: Résultats de la vérification au flambement.....	27
Tableau III.1: Charge du palier.....	32
Tableau III.2: Charge du Paillasse	32
Tableau III.3 Ferrailage d'escalier	39
Tableau II.4: Charge du balcon.....	53
Tableau IV.1 résultats des moments et effort tranchants à ELUR.	70
Tableau IV.2 résultats des moments et effort tranchants à ELS.	70
Tableau IV.3 récapitulatif des résultats obtenus aux planchers étages.	71
Tableau IV.4 :résultats des moments et effort tranchants à ELU.....	80
Tableau IV.5 : résultats des moments et effort tranchants à ELS	80
Tableau IV.6 :récapitulatif des résultats obtenus aux planchers terrasse.	82
Tableau V.1 :poids de la structure.....	97
Tableau V.2. Valeurs des pénalités	98
Tableau : V.3 Participation massique cumulée	103
Tableau .V.3 : Vérification de l'effort normal réduit.....	105
Tableau V.4 : Les déplacements relatifs inter étages suivant xx	106
Tableau V.5 : Les déplacements relatifs inter étages suivant yy.....	107
Tableau VI.1. :Section d'armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.	113
Tableau VI.2:Valeur de Combinaison de calcul	114
Tableau.VI.3: Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux	117
Tableau.VI.5 :Ferrailages des poteaux.....	119
Tableau VI.6 : Moments max des Poutres principales et secondaire.....	123
Tableau.VI.7: Récapitulation du ferrailage des poutres principales et secondaires	125
Calcul de l'espacement des armatures transversales :	126
Tableau VI.8 :Vérification des contraintes (ELS)	128

Tableau VI.9:ferrailage des poutres principales et secondaire.....	131
Tableau VI.10: Tableau récapitulatif des ferrailages des voiles	141
Tableau VII.1: Sections des semelles filantes.....	151
Tableau VII.2: Sections des semelles filantes.....	152

Liste des symboles

- A : Coefficient d'accélération de zone,
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- Q : Charge d'exploitation.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$: Etat limite ultime.
- $E.L.S$: Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant, Période.

- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.
- e : Epaisseur.
- P : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment isostatique
- I : Moment d'inertie.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
- Y : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène