



**MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ «Abbès LAGHROUR» DE KHENCHELA
FACULTÉ DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE**



Département de Génie Civil

Mémoire

Présenté pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

(L.M.D)

Par :

LACHEKHAB NACER EDDINE

AKSEL OUSSAMA

Option : STRUCTURES

**Etude d'un bâtiment en béton
armé (RDC + 5 étages)**

- **Dr. Lekouara Laid (encadreur)**

Année : 2019/2020

Résumé

Le but de cette étude et la conception d'une structure à usage d'habitation composée d'un R.D.C + 5 étages qui sera implanté dans la wilaya de Khenchela, classé en zone I selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, et les poteaux et les voiles.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel :

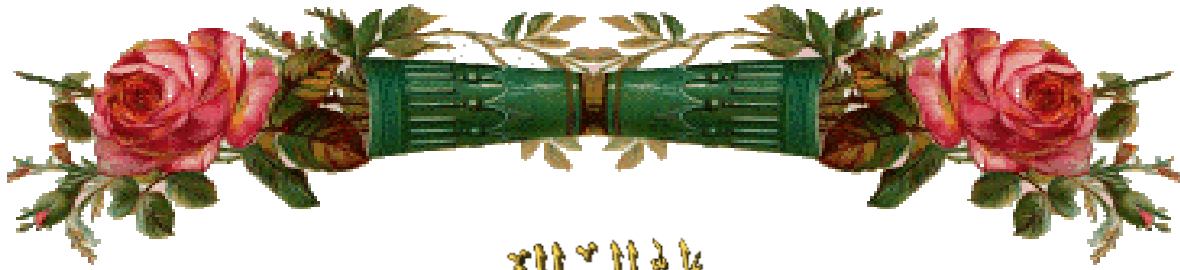
.(ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONA 2020)

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir (BAEL91 modifier99, RPA99 version 2003).

Calcul le ferrailage des éléments résistants et les éléments secondaire manuellement

En fin, l'étude des éléments de l'infrastructure, à savoir les fondations, fait également partie de ce projet.

Les mots clés : béton arme, logiciel ROBOT.



Remerciements

D'abord je remercie dieu de bien fait

Au terme de cette étude en achevants notre mémoire

**Nous voudrions exprimés notre sincère gratitude à notre
encadreur « **LEKOUARA Laid** »**

Qui nous aidons pour faire se travaille la.

Et aussi nos remerciements s'adressent en particulière

Touts les enseignons de département de génie civil

**A tous ceux qui nous ont aidons et encouragée de près ou
de loin**

A tous ceux nous disons

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

- *Mon très cher père, en connaissance de tous les sacrifices, les efforts, l'amour et la gentillesse qu'il m'a toujours apporté.*
- *Ma mère pour sa tendresse, sa patience et ses encouragements.*
- *Mes chères amies, ainsi que toute La famille*
- *Toute la promotion de génie civil 2020 .*
- *Tous mes professeurs.*
- *A toute personne qui me connaisse.*

LACHEKHAB Nacer Eddine
AXEL Oussama



Merci

Sommaire

Introduction générale	03
------------------------------------	-----------

Chapitre I : présentation et description :

I.1.Introduction.....	04
I.2._Présentation du projet	04
I.3. Description de l'ouvrage	04
I.4._Règlement en vigueur	05
I.5._Caractéristiques des matériaux.....	05
I.6. CONTAINTE LIMITES	07
I.7._Hypothèse de calcul_	09
I.8._Action et sollicitation_	10

Chapitre II : Prédimensionnement et descente des charges :

II.1._Prédimensionnement:	12
II.2. EVALUATION DES CHARGES:.....	20
II.3._LA DESCENTE DES CHARGES:	27
II.4. descente des charges :	29

Chapitre III : CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES:

III.1. Balcon :	37
III.2.L'acrotère :	39
III.3.L'escaliers.....	45
III.4.Les PLANCHERS:	58

Chapitre IV : ETUDE DYNAMIQUE:

IV.1. Objectif de l'étude dynamique :	95
IV.2. Hypothèses de calcul:.....	95

IV.3. / Modélisation par méthode DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE	95
IV.4. /Résultats de l'analyse modale :	100
IV.5. Vérification de la résultante des forces sismiques:	107
IV.6. JUSTIFICATION DE LA SECURITE:	109
IV.7. Conclusion:	113

Chapitre V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS:

V.1.Introduction.....	114
V.2. Hypothèses :	114
V.3. Ferrailage des portiques :	114
V.4. Etudes des sections:	142

Chapitre VI : CALCUL DES ELEMENTS DE L'INFRASTRUCTURE :

VI.1.Introduction :	151
VI.2. Différents types de fondations:	151
VI.3. Etude du sol :	152
VI.4. Déterminations du type de fondation :	152
VI.5. Calcul des fondations :	152
VI.6. Calcul des longrines:	161
VI.7. Vérification de tassement :	163
Conclusion	164

Chapitre I : Présentation et description

Fig.I.1. Déformation transversale	6
Fig.I.2. Diagramme (contrainte – déformation) du béton.....	8
Fig.I.3. Diagramme (contrainte – déformation) d'acier	8
Fig.I.4. Diagramme de contrainte de déformation de calcul.....	9

Chapitre II : Pré-dimensionnement

Fig.II.1. Abaque de nombre et hauteur des marches.....	13
Fig.II.2. Croquis d'acrotère	14

Chapitre III : Evaluation des charges

Fig.III.1.1. Schéma statique de balcon	37
Fig.III.1.2. Ferrailage de la console.....	39
Fig.III.2.1. Schéma de l'acrotère	40
Fig.III.2.2. Schéma de ferrailage	45
Fig.III.3.1. Schéma d'escalier rez-de-chaussée volée I	46

Chapitre V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

Fig.V.1. Schéma de ferrailage des poutres principales	122
Fig.V.2 Schéma de ferrailage des poutres secondaires	123
Fig.V.3 Sollicitations sur les poteaux	124
Fig.V.4 zone nodales	126

Liste des tableaux

CHAPITER II: PRÉDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES : PAGE

Tab II-2-1: Charge permanente du plancher terrasse.....	20
Tab II-2-2: Charge permanente du plancher courant.....	21
Tab II-2-3: Charge permanente du mur double cloison.....	23
Tab II-2-4 : Poids propre de la paillasse de l'escalier.....	22
Tab II-2-5 : Poids propre du palier de repos de l'escalier.....	24
Tab II-2-6: Charge permanente de la dalle d'étage.....	24
Tab II-3-1: Descente des charges d'un poteau d'angle.....	29
Tab II-3-2: Descente des charges d'un poteau de rive.....	31
Tab II-3-3: Descente des charges d'un poteau intermédiaire.....	33
Tab II-3-4: Vérification de section pour le poteau	33

CHAPITER III : CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES :

Tab III-3-1: Charges et surcharge de Paillasse et palier.....	46
Tab III-3-2: les charges et les moments à ELU et ELS	48
Tab III-3-3: calcules les armatures l'longitudinales à ELU Volée I et II.....	48
Tab III-3-4: calcules les armatures en appuis et en travée.....	49
Tab III-3-5 : Les armatures de répartition.....	49
Tab III-3-6: calcules les armatures en appuis et en travée.....	55
Tab III-3-7 : récapitulatif des vérifications.....	55
Tab III-4-1: diagramme des moments et efforts tranchants à ELU type (1) terrasse.....	67
Tab III-4-2 : diagramme des moments type(1) terrasse.....	67
Tab III-4-3: diagramme des moments et efforts tranchants à ELS type (1) terrasse.....	69
Tab III-4-4: diagramme des moments à ELS type(1) terrasse.....	69
Tab III-4-5: diagramme des moments et efforts tranchants à ELU type (1) plancher étage.....	71
Tab III-4-6: diagramme des moments ELU type(1) plancher étage.....	71
Tab III-4-7: diagramme des moments et efforts tranchants à ELS type (1) plancher étage.....	73
Tab III-4-8: diagramme des moments à ELS type(1) plancher étage.....	73
Tab III-4-9: diagramme des moments et efforts tranchants à ELU type (2) terrasse.....	78
Tab III-4-10: diagramme des moments type(2)terrasse.	78

Tab III-4-11: diagramme des moments et efforts tranchants à ELU type(2) plancher étage.....	80
Tab III-4-12: diagramme des moments à ELU type(2) plancher étage.....	80
Tab III-4-13: diagramme des moments et efforts tranchants à ELS type (2) terrasse.....	82
Tab III-4-14: diagramme des moments à ELS type(2)terrasse.....	82
Tab III-4-15: diagramme des moments et efforts tranchants à ELS type(2).....	83
Tab III-4-16: diagramme des moments à ELS type(2) plancher étage.....	84
Tab III-4-17: Différentes sollicitations par la poutrelle à deux travées (ELU).....	87
Tab III-4-18: Différentes sollicitations parla poutrelle à deux travées (ELS).....	87
Tab III-4-19: Différentes sollicitations par la poutrelle à deux travées (ELU).....	91
Tab III-4-20: Différentes sollicitations parla poutrelle à deux travées (ELS).....	91
Tab III-4-21: Les sollicitations maximum ELU.....	91
Tab III-4-22: Les sollicitations maximum ELS.....	92
Tab III-4-23: Récapitulatif du Calcul des Sections d'Armatures sur appuis.....	93
Tab III-4-24: Récapitulatif du Calcul des Sections d'Armatures en Travée.....	94
Tab III-4-25 : Vérification a l'ELS sur travée.....	95
Tab III-4-26 : Vérification a l'ELS sur appuis.....	96

CHAPITER IV: ETUDE SISMIQUE :

Tab IV-1: valeurs des pénalités P_q	109
Tab IV-3: Centre de masse et centre de torsion.....	122
Tab IV-2: Périodes et facteurs de participation (Résultats Robot 2014).....	122
Tab IV-4: Vérification de la résultante des forces sismiques.....	124
Tab IV-5: vérification des déplacements suivant le sens X et Y.....	124
Tab IV-6: Récapitulatif de la distribution de la résultante des forces sismiques.....	125
Tab IV-7: les efforts tranchants résultants.....	125
Tab IV-8: Justification vis-à-vis de l'effet- Δ sens X (Combinaison EX).....	128
Tab IV-9: Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens Y (Combinaison EY).....	128
Tab IV-10: Caractéristiques massiques et géométriques dans les cas accidentels.....	130
Tab IV-11: vérification de renversement sens longitudinal.....	131
Tab IV-12: vérification de renversement de sens transversal.....	131

CHAPITER V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS :

Tab V-1 : situations pour le ferrailage des poutres.....	132
Tab V-2 : Sollicitations de la poutre sous différents combinaisons.....	135
Tab V-3 : les résultats de calculs les armatures longitudinales a l'E.A.U.....	139
Tab V-4: vérification à l'E.L.S.....	139
Tab V-5 : Tableau récapitulation des ferrailages des poutres.....	140
Tab V-6: vérification de la contrainte de cisaillement.....	140
Tab V-7: Les sollicitations internes pour le poteau.....	145
Tab V-8: Ferrailage des poteaux.....	158
Tab V-9: Vérification des contraintes à l'ELS.....	158
Tab V-10: Ferrailage des armatures transversales.....	159
Tab V-11: Ferrailages des voiles.....	165
Tab V-12: Résultats de ferrailage horizontal.	

CHAPITER VI : CALCUL DES ELEMENTS DE L'INFRASTRUCTURE :

Tab VI-1: Les efforts internes à la base du poteau de rive (le plus sollicité).....	171
Tab VI-2 : Vérification du poinçonnement.....	175
Tab VI-3: Les efforts internes appliqués sur la semelle d'angle et intermédiaire.....	175
Tab VI-4: Ferrailage de semelle d'angle.....	176
Tab VI-5: Sollicitation de la semelle filante sous voile.....	177
Tab VI-7: Vérification du tassement.....	181

INTRODUCTION GENERALE :

Construire a toujours été un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. De nos jours également, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou travaux publics.

Cependant, si le métier de construire peut se ranger parmi les plus anciens exercés par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades de s'adapter pour tenir compte de l'évolution des goûts et des mœurs, mais surtout aux nouvelles techniques de constructions qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes.

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

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

Pour satisfaire aux exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés, et spécifier des procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la production, de la construction et de l'exploitation ; pour ce faire il faut impérativement se munir des règlements de calculs utilisés (B.A.E.L, C.C.B.A etc) et ceux propres a chaque pays (pour nous en Algérie, on se référant au RPA99/version 2003).

I.1) Introduction :

L'étude des structures est une étape clé et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir, faire cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les années de formation, l'ouvrage en question est un bâtiment en (R+5) La conception de se projet s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels; structuraux et formels, ce qui oblige nous à tenir en compte des données suivantes :

- L'usage.
- La résistance et la stabilité.
- Les exigences architecturales, fonctionnelles et esthétiques.
- Les conditions économiques.

Donc, il est nécessaire de connaître l'éventuel des solutions possibles avec leurs suggestions particulières, leurs limites et leurs coûts

Dans le cadre de cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul (**ROBOT**) .

I.2) Présentation du projet:

Ce projet consiste à l'étude d'un bloc d'habitation (Bloc angle 03 logements par palier)

Appartenant à un site de 500/1000/5000 logements publics locatifs à la daïra de chechar-khenchela .

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un immeuble d'habitation (R + 5) Classé en groupe d'usage2.A selon l' R.P.A 99 / 2003. Il est implanté à la région de KHENCHELA sur un site plat en zone de faible sismicité (zone I).

I.3) Description de l'ouvrage:

I.3.1) Caractéristiques géométriques :

Notre bâtiment comporte un rez-de-chaussée et 05 étages,

I.3.2) Dimensions en élévation :

*Hauteur totale du bloc (y compris acrotère) ----- H =20.40 m

* Hauteur de RDC----- h =3.40 m

* Hauteur d'étage courant----- h =3.40 m

* L'Acrotère-----h=0.60 m

I.3.3) Dimensions en plans (surface bâtie):

* Longueur totale ----- L =25.00 m

* Largeur totale ----- l = 10.30 m

Le contreventement de ce bâtiment est assuré par un système mixte auto stable dans les deux sens. La circulation verticale est assurée par un escalier de deux volets parallèle.

I.4) Règlement en vigueur :

La conception et le calcul sont conduits par les règles et les prescriptions relatives au béton armé : B.A.E.L 91 ; R.P.A.99 et le D.T.R

I.5) Caractéristiques des matériaux :

I.5.1) Introduction :

Le béton et l'acier seront choisis conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93) règlement en vigueur en Algérie.

I.5.2) Béton :

Le béton est un matériau hétérogène comme tout les matériaux ; ce dernier travail très bien à la compression et mal à la traction ; le béton armé utilisé dans la construction de cet ouvrage sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé ainsi qu'a tous les règlements applicables en Algérie.

I.5.2.1) Dosage du béton :

Dans un mètre cube de béton, on a les proportions suivantes :

- Ciment (CPA 425) dosé à $350\text{kg}/\text{m}^3$
- Sable grossier $0 < D_g < 5\text{mm} \rightarrow 400\text{l}$
- Gravier $15 < D_g < 25\text{mm} \rightarrow 800\text{l}$
- Eau de gâchage 175 l
- Enrobage : 3 cm en Infrastructure ; 2,5 cm en super structure. Le béton obtenu aura une masse volumique de $25\text{KN}/\text{m}^3$.

I.5.2.2) Composition de béton :

Le dosage de différent constituant du béton dépend du type de matériau recherché, déterminé par ses utilisations.

En effet, ses propriétés physique et mécanique dépend de sa composition et de ses facteurs extérieurs, tel que la température.

- $350\text{kg}/\text{m}^3$ de ciment. CPA.
- 400l de sable de diamètre (0-5) mm
- 800l de gravier de diamètre (7-25) mm
- 175 litres d'eau de gâchage.

I.5.2.3) Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :

- **Masse volumique** : La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2400 kg/m^3 (cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration. On prendra dans notre cas une masse volumique de 2500 kg/m^3).
- **Retrait hygrométrique** : Au cours de sa vie le béton subit une variation de son volume lorsque le béton est conservé dans une atmosphère séchée, il diminue de volume : c'est le retrait.
- **Fluage** : Le retrait sous charges vient s'ajouter au retrait hygrométrique.

I.5.2.4) Résistance caractéristiques du béton :

- **En compression** « f_{cj} » :BAEL91 Article (A.2.1 ,11).

Elle est définie par une valeur de la résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours par

essais sur éprouvettes cylindriques.

(Ø16cm ; surface=200cm² ; h=32cm)

Le CBA93 préconise pour $j < 28$ jours

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} : \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} : \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.}$$

- **En traction « f_{ij} » :** BAEL91 Article (A.2.1 ,12).

Elle est conventionnellement définie à partir de la résistance à la compression par la relation :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

Dans notre cas on prendra comme données

$$f_{cj} = 25 \text{ MPa.}$$

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 f_{cj} = 2.1 \text{ MPa.}$$

I.5.2.5) Coefficient de poisson : BAEL91 Article (A.2.1, 3).

$$\nu = \frac{\text{déformation transverse}}{\text{déformation longitudinale}}$$

Le coefficient de poisson est pris égal à:

$\nu = 0.20$ pour la justification aux E.L.S (section non fissurée)

$\nu = 0$ pour la justification aux E.L.U

ΔL : raccourcissement longitudinal

ΔT : Allongement transversal

$$\nu = \frac{\Delta T}{\Delta L} \text{ Coefficient de poisson}$$

Béton non fissurée : $\nu = 0.20$

Béton fissuré : $\nu = 0.00$

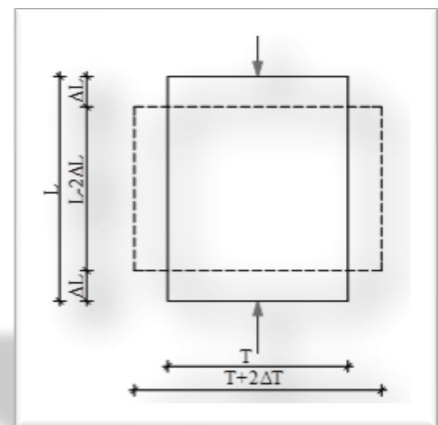
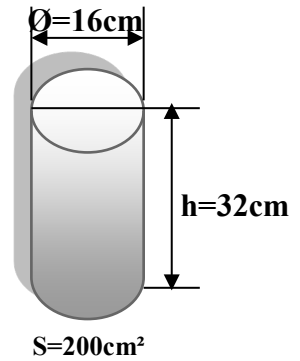


Fig I-1 : Déformation transversale

I.5.2.6) Déformation du béton:

- **Déformation longitudinal (C.B.A 93) :** On distingue :

a. Module de déformation instantané E_{ij} (durée d'applications des charges < 24 heures) :

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3}$$

$$E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$$

b. Module de déformation différée E_{vj} (longue durée d'application) :

$$E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3}$$

$$E_{vj} = 10818.9 \text{ MPa.}$$

I.6) CONTAINTES LIMITES :

D'après les règles BAEL 91, on distingue deux états limites :

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

On appelle état limite, un état particulier ou delà duquel une structure cesse d'emplir les fonctions pour lesquelles elles a été conçu.

a - Etat limite ultime :

Correspond à la valeur maximale de la capacité portante de la construction et dont le dépassement entraînait la ruine et l'ouvrage doit alors justifier.

- La résistance de toute la structure.
- L'équilibre statique (pas de renversement).
- Stabilité de forme (pas de flambement).
- Contrainte limite à l'E.L.U.

La contrainte limite du béton en compressant est :

$$\sigma_{bc} = 0,85 \cdot \frac{F_{c28}}{\gamma}$$

γ_b : coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,50$ cas d'action courante

$\gamma_b = 1,15$ cas d'action accidentelle

Application numérique :

$$F_{28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$- \sigma_{bc} = 18,5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots(2)$$

$$- \sigma_{bc} = 14,2 \text{ Mpa} \dots\dots\dots(1)$$

- Contrainte de cisaillement :
- Fissuration peu préjudiciable :

$$T_u = \min (0,10 \cdot F_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = \min (2,5 \text{ MPa} ; 3 \text{ MPa}) .$$

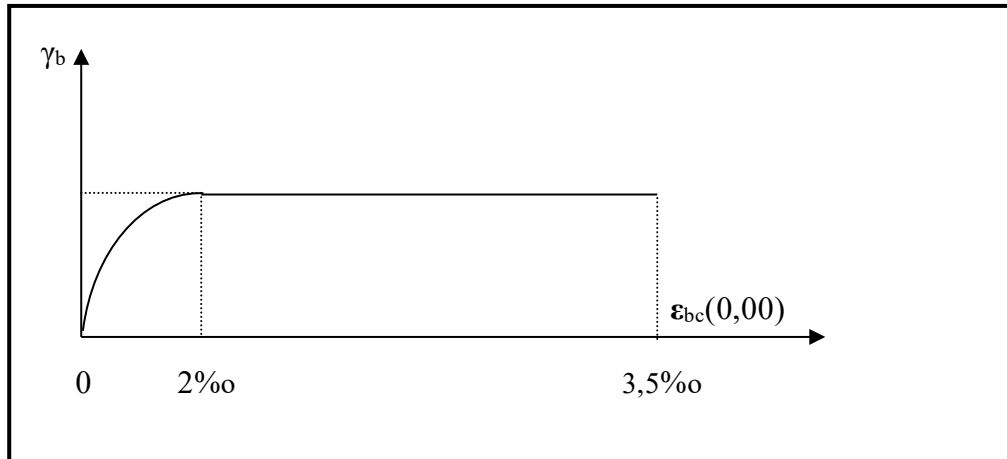
$$T_u = 2,5 \text{ MPa}$$

b- Etat limite de service :

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

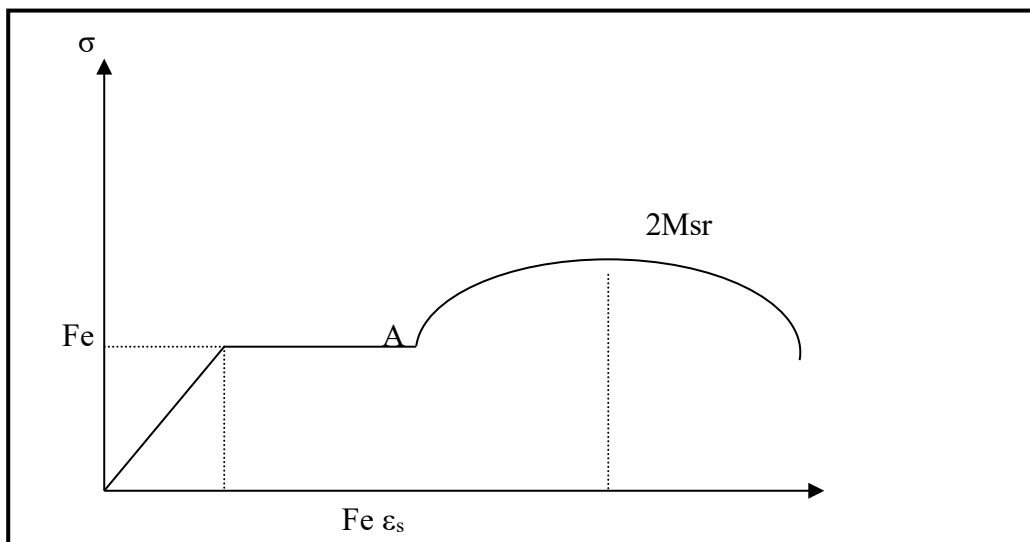
$$\sigma_{bc} = 0,6 \cdot F_{28}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}.$$

MODULE DE DEFORMATION LONGITUDINALE :**Fig. I-2 :** diagramme (contrainte – déformation) du béton

σ_{bc} : contrainte du béton.

ϵ_{bc} : raccourcissement relatif du béton.

DIAGRAMME DE DEFORMATION CONTRAINTE :**Fig. I-3 :** diagramme (contrainte – déformation)d'acier

ϵ_s : module d'élasticité longitudinale ($p_{mx} = 2.10^5$ MPa).

Fe : la limite élastique.

ϵ_r : l'allongement

OA : représente une droite d'équation.

$\sigma_s = \epsilon_s \cdot \epsilon_r$ d'où le comportement linéaire élastique.

$M \epsilon_s // OA$ correspond à la charge de l'éprouvette ce qui donne un déplacement rarement ϵ_r et dans le cas des aciers écrouis Fe est plus difficile de saisir, on peut considérer qu'elle correspond au contrainte pour lequel l'allongement est égal à 2%.

-DIAGRAMME DE CONTRAINTE DEFORMATION DE CALCUL :

On remplace les diagrammes réels par le diagramme conventionnel on introduit un coefficient de sécurité.

$F_s = 1,00$ dans le cas accidentel.

$F_s = 1,15$ dans les autres cas.

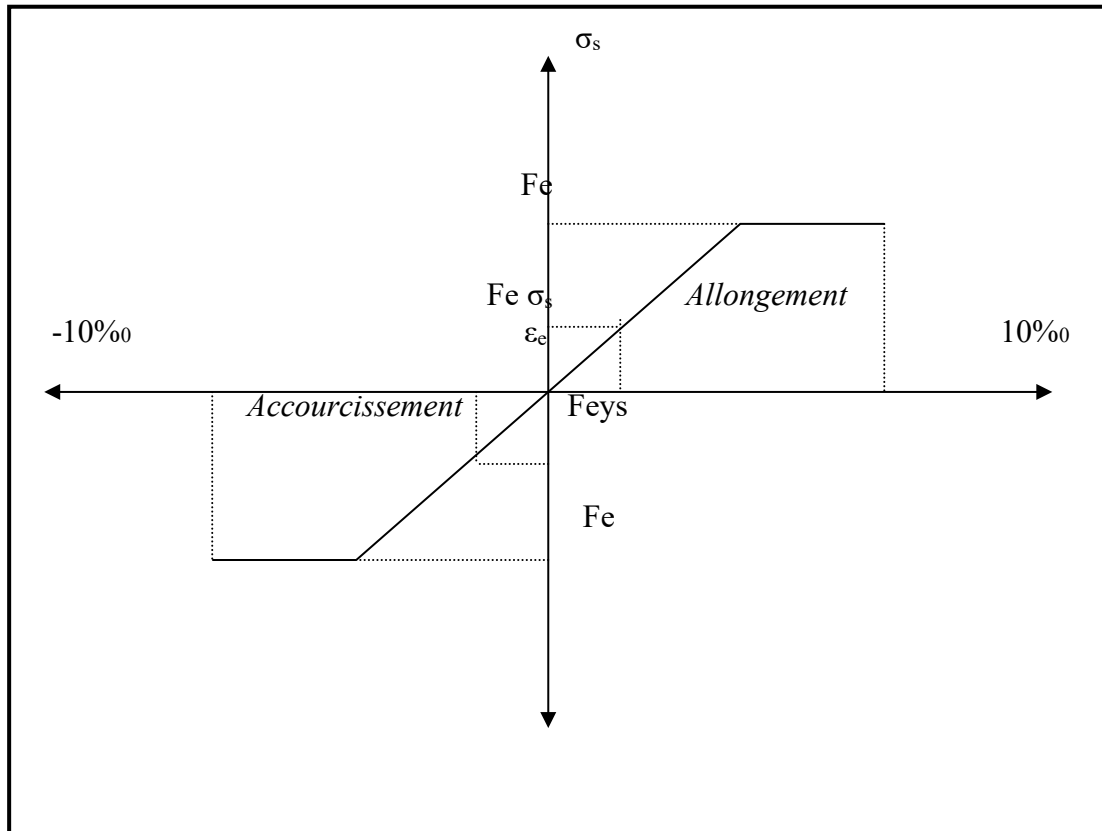


Fig. I-4 : diagramme de contrainte de déformation de calcul

I.7) Hypothèse de calcul :**a - E.L.U.R :**

- conservation des sections planes avant et après déformation.
- la résistance de béton à la traction est négligeable.
- pas de glissement relatif entre l'acier et le béton.
- raccourcissement ultime de béton .
 - $\epsilon_{bu} = 3,5.10^{-3}$ en flexion (3,5‰).
 - $\epsilon_{bu} = 2,0.10^{-3}$ en compression (2‰).
- allongement ultime de l'acier est limite à : 10.10^{-3} ; (10‰).
- les diagrammes de déformation passent par des pivots A ; B ; et C.

b - E.L.S :

- Conservation des sections planes.
- Le béton à une résistance à la traction supposée nulle.
- Pas de glissement relatif béton acier.
- Les contraintes de compression pour le béton et de traction pour l'acier sont supposées

proportionnelle à leur déformation élastique (Loi de Hook). ($\sigma = E \cdot \epsilon$);
 $M = E_s / E_b$
 Coefficient d'équivalence à pour valeur ($n = 15$)

I-8) Action et sollicitation :

I.8.1) Action :

Les charges ou les actions sont les forces directement appliquées à une construction (charge permanente, d'exploitation, climatique, etc.) ou résultat de déformations imposées (retrait, fluage, variation de température, déplacement d'appuis, etc.).

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion). Développés dans une construction par une combinaison d'action donnée.

On distingue trois types d'action :

I.8.1.1) Charge permanent (actions permanentes) :

Les actions permanentes notées G ont une intensité constante ou peu variable dans le temps, elles comprennent :

- Les poids propre de la structure.
- Les actions permanentes autres que le poids propre de la structure.
- Les poussées des terres ou les pressions d'hydrostatiques dont les valeurs sont pratiquement constantes dans le temps.
- Les déformations permanentes imposées à la construction (tassement, retraits...)

I.8.1.2) Charge variables (action variable) :

Ce sont des actions dont l'intensité est plus ou moins constante; mais qui sont appliquées pendant un temps court par rapport aux actions permanentes; on distingue :

- charge d'exploitation.
- actions climatiques.
- les actions dues à la température.
- les actions appliquées en cours d'exécution.

I.8.1.3) Charge accidentelle :

Les actions accidentelles proviennent de phénomènes se produisant rarement et avec une faible durée d'application comme par exemple :

- les séismes.
- les incendies.
- les chocs.
- les explosions.

I.8.2) Sollicitation :

Les sollicitations sont les efforts (effort normal et effort tranchant) et les moments (moment fléchissant et moment de torsion) calculés à partir des actions par des méthodes appropriées

- G= charge permanent.
- Q= charge d'exploitation.
- W= action du vent.
- E= action du séisme.

I.8.3) Combinaison d'action :

Dans le cas où les planchers sont soumis uniquement aux actions des charges permanentes et d'exploitation, les combinaisons à considérer et ceci pour tous les éléments du plancher (nervure

etc....).

Sont : à **selon BAEL 91** : - l'E.L.U : $1.35G+1.5Q$

- l'E.L.S : $G+Q$

Or que pour les combinaisons des actions sismiques et des actions dues aux charges variables on à la formule suivante : selon **RPA99 VERSION 2003**

- $G+Q \pm E$
- $0.8G \pm E$
- $G+Q \pm 1.2^E$

.

II-1-PREDIMENSIONNEMENT

II.1.1) Généralités :

Le but du Pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99 Version 2003 et du CBA93 et B.A.E.L 91mod 99. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase de calcul.

Il convient de dimensionner les éléments de la superstructure du bâtiment:

- Les planchers.
- Les poutres.
- Les poteaux.
- Les voiles
- Les escaliers

II.1.2) Les Poutres :

Selon le règlement B.A.E.L 91mod 99 les poutres seront pré dimensionné par la condition de la flèche et elles sont vérifiées par le R.P.A99 version 2003.

$$L_{\max}/15 \leq h_t \leq L_{\max}/10.$$

$$h_t/2 \leq b \leq h_t/3$$

h_t : hauteur totale de la section de la poutre

b : largeur de la section de la poutre.

L : la longueur de la plus grande portée entre deux appuis.

II.1.2.1) Les Poutres Principales:

$$L_{\max} = 5.00\text{m} = 500 \text{ cm.}$$

$$\text{On a : } 500/15 \leq h_t \leq 500/10 \Rightarrow 33.33\text{cm} \leq h_t \leq 50\text{cm.}$$

On adopte $h_t = 50 \text{ cm.}$

$$\text{Donc } b \geq (50/2 ; 50 \times 2/3) \Rightarrow b \geq (25 ; 33.33)\text{cm.}$$

On adopte $b = 35 \text{ cm.}$

D'après L' R.P.A 99 version 2003 la condition suivante doit être vérifiée.

Zone sismique I.

- 1- $b \geq 20\text{cm} \Rightarrow 35\text{cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots$ condition vérifiée.
- 2- $h_t \geq 30\text{cm} \Rightarrow 50\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots$ condition vérifiée.
- 3- $1/3 \leq h/b \leq 3 \Rightarrow 1/3 = 0,33 \leq 50/35 = 1.43 \leq 3 \dots\dots\dots$ condition vérifiée

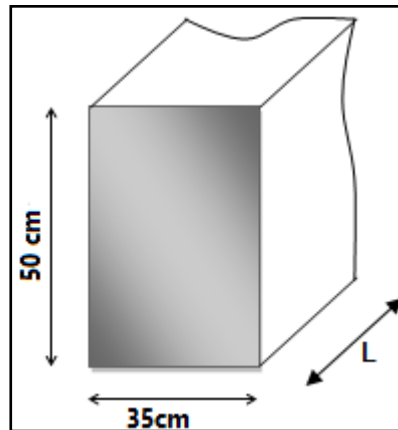


Fig. II-1-1: Les poutres principales.

II.1.2.2) Les Poutres Secondaires :

$$L_{\max} = 3.25\text{m} = 325\text{cm}.$$

$$\text{On a : } 325/15 \leq h_t \leq 325/10 \Rightarrow 21,66\text{cm} \leq h_t \leq 32,5\text{cm}.$$

On adopte $h_t = 30\text{ cm}$.

$$\text{Donc } b \geq (30/2 ; 30 \cdot 2/3) \Rightarrow b \geq (15 ; 20)\text{ cm}.$$

On adopte $b = 30\text{cm}$.

D'après L.R.P.A 99 version 2003 la condition suivante doit être vérifiée pour

La zone sismique I.

- $b \geq 20\text{cm} \Rightarrow 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots \dots \dots$ condition vérifiée.
- $h_t \geq 30\text{cm} \Rightarrow 30\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots \dots \dots$ condition vérifiée.
- $1/3 \leq h/b \leq 3 \Rightarrow 1/3 = 0,33 \leq 30/30 = 1 \leq 3 \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

Changement de H

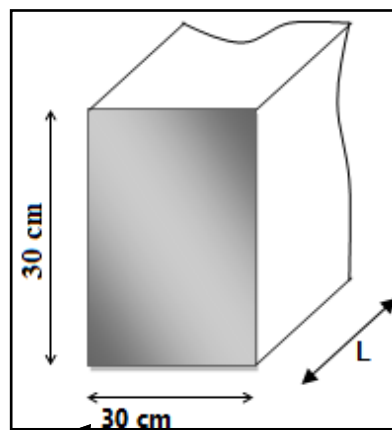


Fig. II-1-2: Les poutres secondaires

I.1.3) LES POTEAUX :

La section d'un poteau doit respecter la condition suivant : selon l'article (B.8.4) de règle B.A.E.L 91 mod 99

$$\lambda = \frac{Lh}{i} \leq 50 \text{ avec } i = \sqrt{\frac{I}{B}}.$$

I : moment d'inertie.

B : section de béton.

$$i = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \text{ donc } h \geq \frac{2\sqrt{3 \times 0,707 \times h_e}}{50}$$

h_e : hauteur d'étage = 3.40 m.

$$h \geq 2\sqrt{3} \times \frac{0,707 \times 3.40}{50} = 0,166 \text{ m} = 17 \text{ cm}$$

On adopte $h=30 \text{ cm}$.

$$\lambda = \frac{0,707 \times h_e}{\frac{b}{2\sqrt{3}}} = \frac{0,707 \times 3.06 \times 2\sqrt{3}}{b} \leq 50.$$

$$b = \frac{0,707 \times 3.40 \times 2\sqrt{3}}{50} = 0,167 \text{ m}$$

On adopte $b = 35 \text{ cm}$.

La section de poteau adoptée est $(b.h) = (35 \times 50) \text{ cm}^2$ d'après la condition donnée par l'R.P.A 99 version 2003. Zone sismique I

- $\text{Min}(b ; h) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{min}(35 ; 50) > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$
- $\text{Min}(b ; h) \geq h_e / 20 \Rightarrow \text{min}(35 ; 50) \geq 0,17 \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$
- $1 / 4 \leq b / h \leq 3 \Rightarrow 1 / 4 < 35 / 50 < 3 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

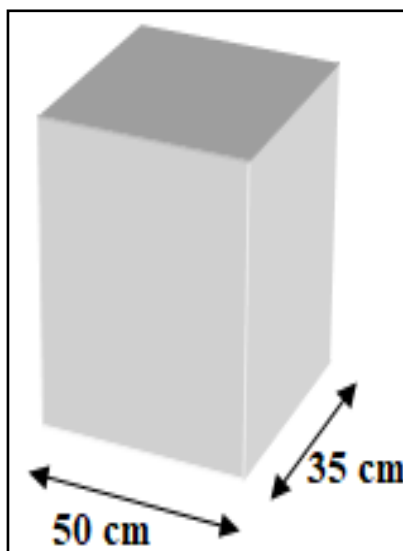


Fig II-1-3: Les poteaux.

II.1.4) LES PLANCHERS :

D'après les règles B.A.E.L 91 mod 99 on doit vérifier la condition de la flèche $ht / L \geq 1 / 22,5$

avec :

ht : la hauteur maximale de la section du plancher.

L : la plus grande portée de la poutrelle.

$L_{max} = 3.25$ m.(entre nus).

$ht / L \geq 1 / 22,5 \Rightarrow ht \geq 325 / 22,5 \Rightarrow ht \geq 14.45$ cm. Donc on adopte $ht = 20$ cm.

Dalle de compression = 4 cm.

Corps creux = 16 cm.

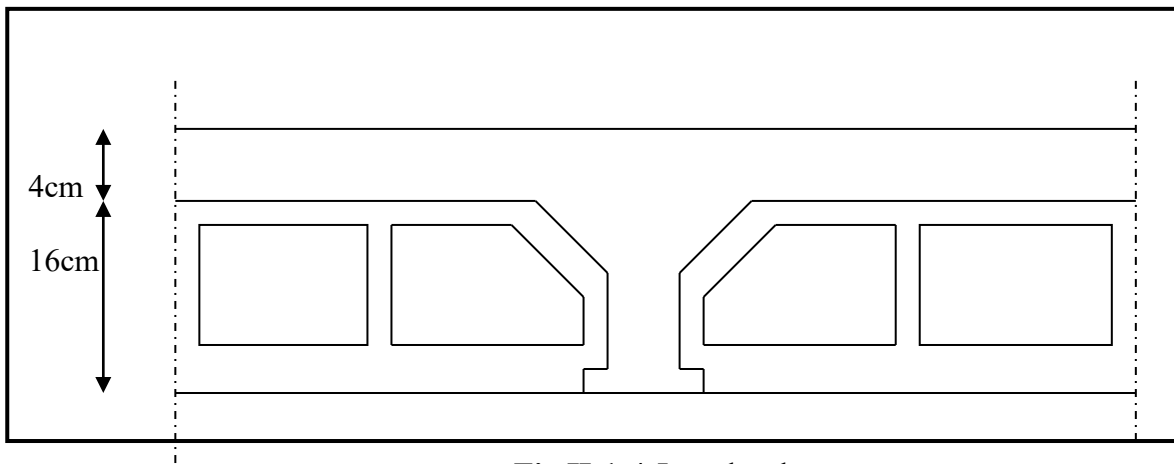


Fig II-1-4:Les planchers

II.1.5) POUTRELLE :

On a $b = 2b_1 + b_0$.

$b_0 \geq [0,3 ht ; 0,4 ht]$ avec $ht = 20$ cm.

$b_0 \geq [6 ; 8] \Rightarrow$ on adopte $b_0 = 10$ cm.

$b_1 \geq \min[L/2 ; L_{max}/10]$ tel que : $L = b - b_0 = 65 - 10 = 55$ cm.

$b_1 \geq \min[55/2 ; 325/10] = \min (27,5 ; 32.5)$ cm ; on adopte $b_1 = 27,5$ cm.

$b = 2b_1 + b_0 = 2 (27,5) + 10 = 65$ cm.

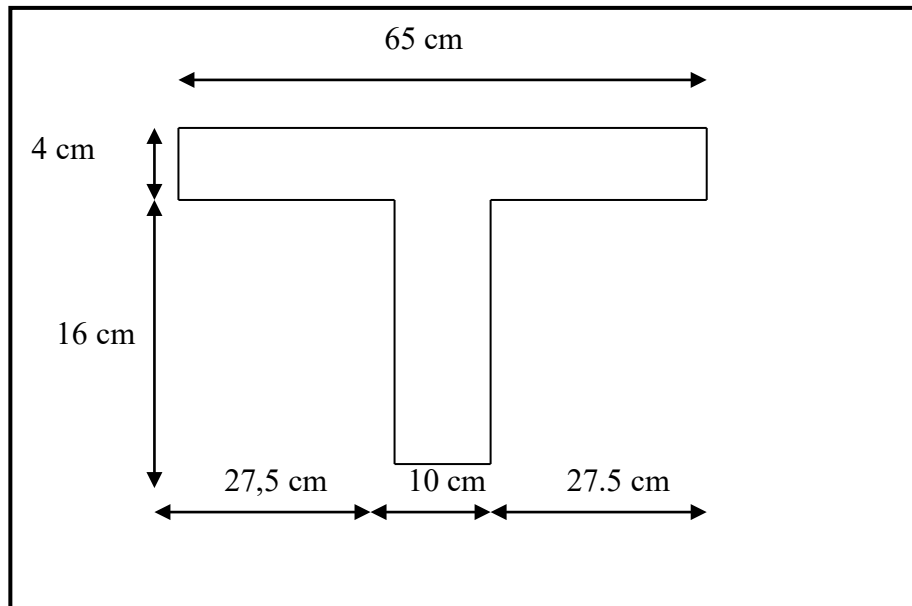


Fig II-1-5: Les poutrelles.

II.1.5-LES ESCALIERS :

A/ Définition :

Un escalier est constitué d'une sécession de gradin, il sert à relier deux niveaux différents d'une construction.

L'établissement d'un escalier nécessite le respect de certain facteur, il doit être agréable à l'œil et fonctionnelle et aussi facile à aggraver sans fatigue, ce qui implique une conservation de la cadence du pas-d'âne ou une régularité dans son exécution cet équilibre est réalisé par une relation entre la hauteur d'une marche et le giron $2h + g = p$: l'amplitude du pas

B/Pré dimensionnement :

Les escaliers sont constitués de volées classiques en béton armé reposant sur des paliers coulés sur place.

Pour le dimensionnement des marches (g) et contre marche (h), on utilise la formule de

BLONDEL : $59 < (g+2h) < 66$.

h varie de 14 cm à 20 cm.

g varie de 22 cm à 33 cm.

ETAGE COURANT :

Hauteur d'étage he = 3.40 m.

Giron.....g = 30cm

On a: 14, 5 < h < 18

Pour h=17cm on aura 10 marches par volée.

La longueur de la ligne de foulée sera :

$$l = g(n-1) = 30(10-1) = 270 \text{ cm} = 2.70 \text{ m}$$

L'inclinaison de la paillasse :

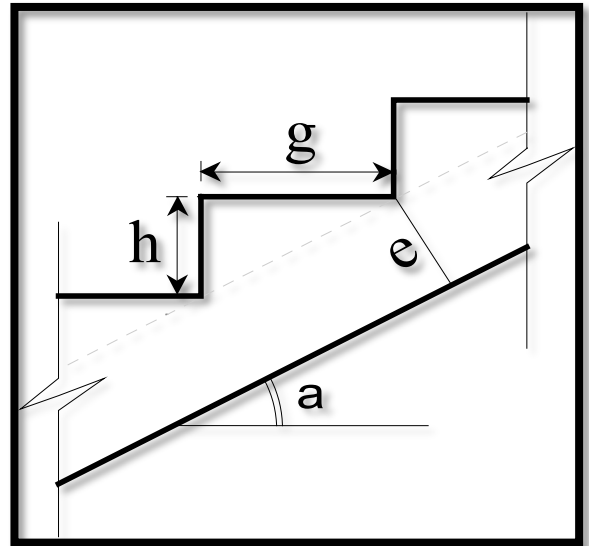
$$\text{tg}\alpha = 170/270 \quad \text{donc} \quad \alpha = 29.54^\circ$$

La longueur de la paillasse est :

$$L = h/\sin\alpha \quad L = 170/0.49 = 3.12 \text{ m.}$$

Condition de résistance :

$$L/30 < e < L/20 \quad \text{donc} \quad 10.40 < e < 15.6$$



On prend comme épaisseur : **e = 15cm.** Pour la résistance à la flamme selon l' R.P.A

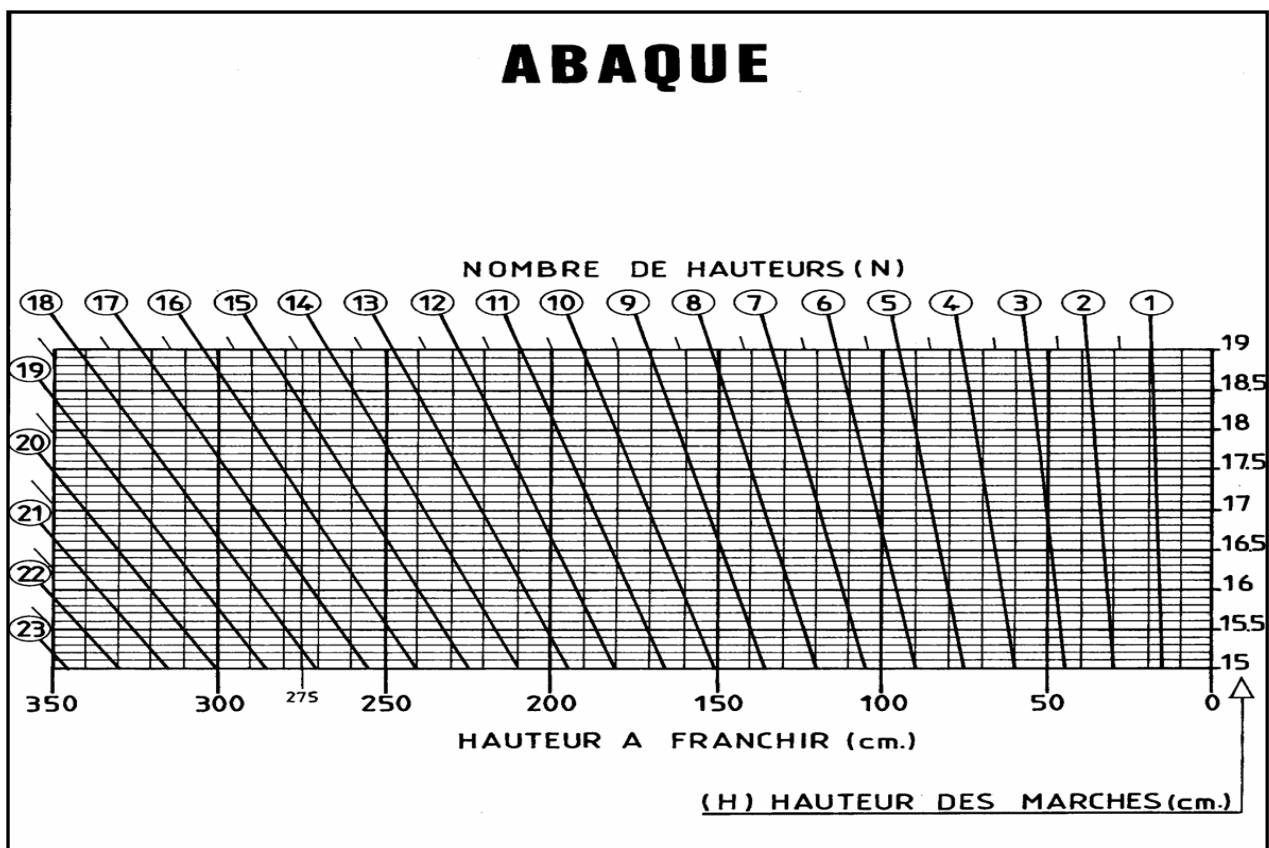


Fig.II-1-6 : Abaque de nombre et hauteur des marches

II.1.6) LES BALCONS (LES CONSOLES) :

A/ Définition :

Notre balcon est considéré comme une dalle pleine, on fait son calcul comme une poutre encastrée d'une seule extrémité.

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

B/Pré dimensionnement :

D'après le B.A.E.L 91 :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} \quad L = 125 \text{ cm}$$

$$h \geq \frac{L}{15} = 8.33 \text{ cm}$$

Donc on adopte $h = 15 \text{ cm}$ selon la RPA à résistance de flamme

II.1.7) ACROTERE:

-Pré dimensionnement et évaluation des charges :

$$S = (0.60 \times 0.1 + \frac{0.1 \times 0.1}{2} + 0.05 \times 0.1) = 0.07 \text{ m}^2$$

$$G = 0.07 \times 2500 = 175 \text{ kg/m}$$

$$G = 1.75 \text{ kN/m}$$

$$Q = 0.90 \text{ kN/m}$$

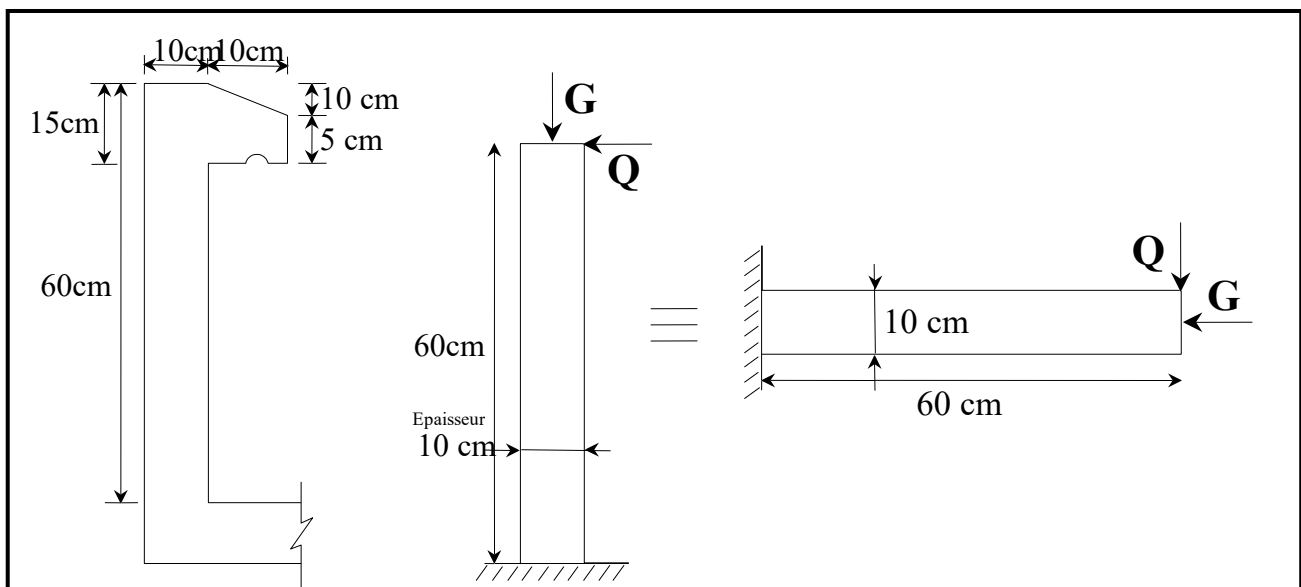
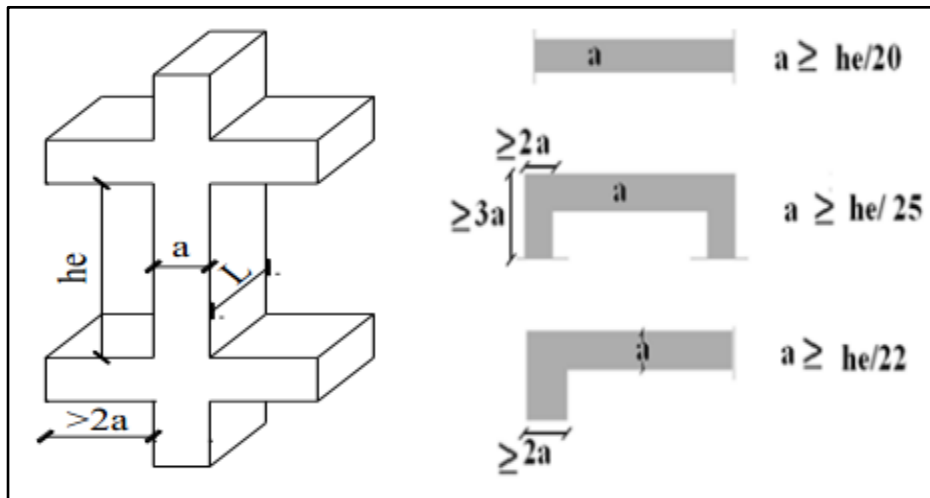


Fig.II-1-7 : Croquet d' acrotere

II.1.8) LES VOILES :



FigII-1-8: Coupe de voile en plan (droite) Voile en 3D (gauche).

Le pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par **l'article 7.7.1 du RPA99/version 2003**. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- ✓ Les charges verticales sont les charges permanentes et surcharges.
- ✓ Les actions horizontales sont celles dues au séisme ou au vent.
- ✓ Les voiles assurant le contreventement sont continus jusqu'aux fondations.
- ✓ Seuls les efforts de translation seront pris en compte.

Ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre du pré dimensionnement.

D'après le **RPA 99/version 2003, article 7.7.1** « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

Avec

- L : Porté du voile.
- e : Epaisseur du voile.

L'article 7.7.1 RPA99/version 2003 exige une épaisseur minimale de 15cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité à l'extrémité comme indiquée sur les figures suivantes:

À partir de la hauteur d'étage **$h=3.40$ m** et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :
 $a \geq \text{Max} (15\text{cm}; h_e/20)$.

Tel que : $h_e = h - h_{\text{poutre}} = 3.40 - 0.50 = 2.90$ m (hauteurs libres).

Alors $a \geq \text{max} (15; 14.5)$

On adopte une épaisseur des voiles : **$a=20$ m**.

II-2-EVALUATION DES CHARGES :

II.2.1) LES POUTRES :

A/ Poids des poutres principales :

$$b \times h \times 25.$$

$$0,35 \times 0,50 \times 25 = 4.38 \text{ KN/ ml}$$

$$\boxed{G = 4.38 \text{ KN/ ml}}$$

B/ Poids des poutres secondaires :

$$b \times h \times 25.$$

$$0,30 \times 0,30 \times 25 = 2.25 \text{ KN / ml}$$

$$\boxed{G = 2.25 \text{ KN / ml}}$$

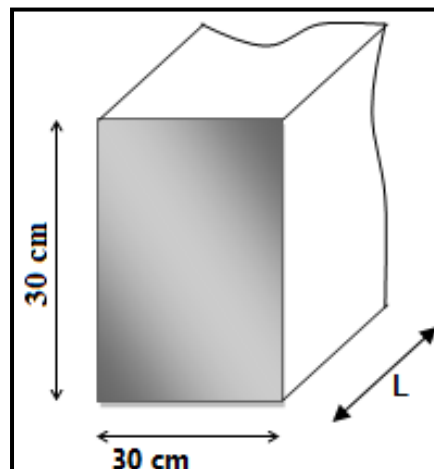


Fig.II-2-1: Section, transversale d'une poutre.

II.2.2) POIDS DES POTEAUX :

$$a \times b \times 25.$$

$$0.50 \times 0.35 \times 25 = 4.38 \text{ KN / ml.}$$

$$\boxed{G = 4.38 \text{ KN / ml}}$$

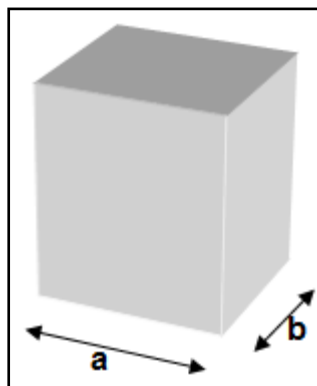
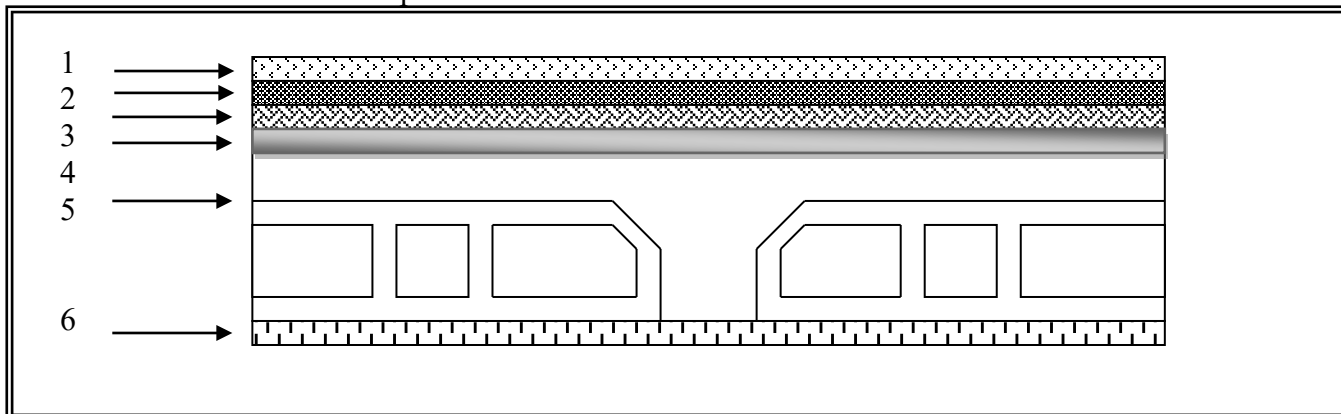


Fig.II-2-2: Schéma d'un poteau

II2.3) LES PLANCHERS :**A / Plancher terrasse :**

il se trouve en contact avec une bonne étanchéité.

1. Gravillon (protection hydrostatique).
2. Etanchéité multicouche.
3. Béton (Forme de la pente de 1,5 %).
4. Polystyrène expansé.
5. hourdis corps – creux (16 + 4).
6. Enduit de plâtre.



FigII-2-3: composants d'un plancher terrasse.

Charges permanentes plancher terrasse :

<i>N</i>	<i>Composants</i>	<i>Épaisseur (m)</i>	<i>$\rho(kN/m^3)$</i>	<i>Poids surfacique (KN/m²)</i>
1	Gravillon roulé	0,045	20	0,9
2	Etanchéité	0,02	6	0,12
4	Forme de pente en béton	0,10	22	2,20
6	Isolation thermique (liège)-(polystirène)	0,04	4	0,16
8	Plancher en corps creux (16+4)	0,20	/	2,85
9	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
<i>G totale</i>				6,43

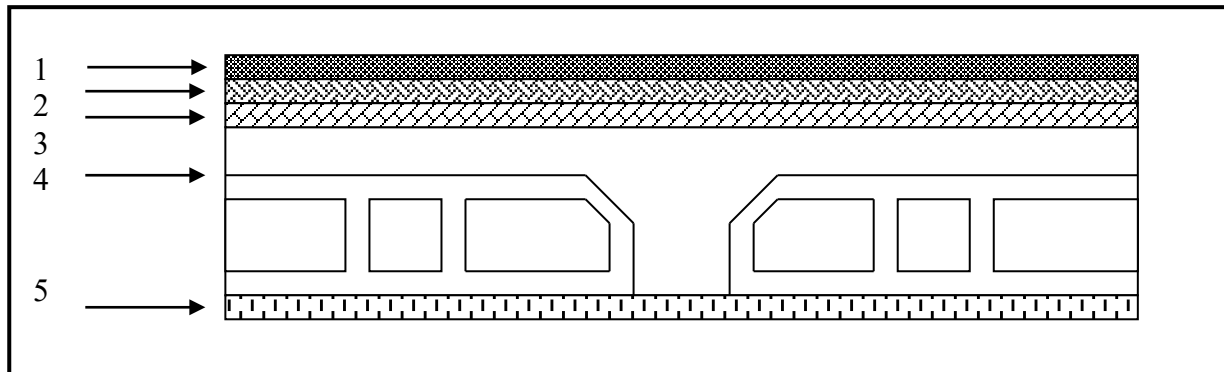
$$G = 6.43 \text{ KN / m}^2$$

$$Q = 1.00 \text{ KN / m}^2$$

TabII-2-1: Charge permanente du plancher terrasse.

B/ Plancher étage courant :

1. Carrelage.
2. Mortier de ciment.
3. Couche de sable.
4. Corps – creux (16 + 4).
5. Enduit de plâtre

**FigII-2-5:** composants d'un plancher courant**Charge permanente :**

N	Composants	Épaisseur (m)	ρ (kN / m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	0,22	0,44
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Plancher en corps creux (16+4)	0,2	/	2,85
5	Enduit au plâtre	0,02	10	0,20
6	cloison en brique creuse + enduit sur les 2 faces	0,10+ (2x0,02)	/	1.00
G				5,25

$$G = 5.25 \text{ KN / m}^2.$$

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

Tab II-2-2: Charge permanente du plancher courant.

II.2.4) POIDS PROPRE DES MURS EXTERIEURS :

Le mur extérieur est constitué en doubles parois de briques creux dans les épaisseurs sont ($e = 10$) cm et ($e = 15$ cm)[10cm à l'intérieur, 15cm l'extérieur]

Le vide de 5 cm entre parois est utile pour obtenir l'isolation phonique et thermique.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids surfaciques (KN/m ²)
1	Enduite de ciment	0,02	20	0,40
2	mur en brique(int)	0,10	/	1.30
3	Lame d'aire	0,05	/	/
4	mur en brique(ext)	0,15	/	1.30
5	Enduit plâtre	0,015	10	0.15
			G totale	3.35

Tab II-2-3: Charge permanente du mur double cloison.

Avec 30 % d'ouverture : $3.35 \times 0,7 = 2.34 \text{ KN / m}^2$

$$G = 2.34 \text{ KN/ m}^2.$$

II.2.5) Poids propre de mur extérieur:

- Mur $e = 15\text{cm}$ $14 \times 0,15 \times 1,50 \times 1 = 3,15 \text{ KN/ml}$
- Enduis en plâtre $e = 01\text{cm}$ $14 \times 0,01 \times 1,5 \times 2 \times 1 = 0,42 \text{ KN/ml}$

$$G = 3,57 \text{ KN/m}$$

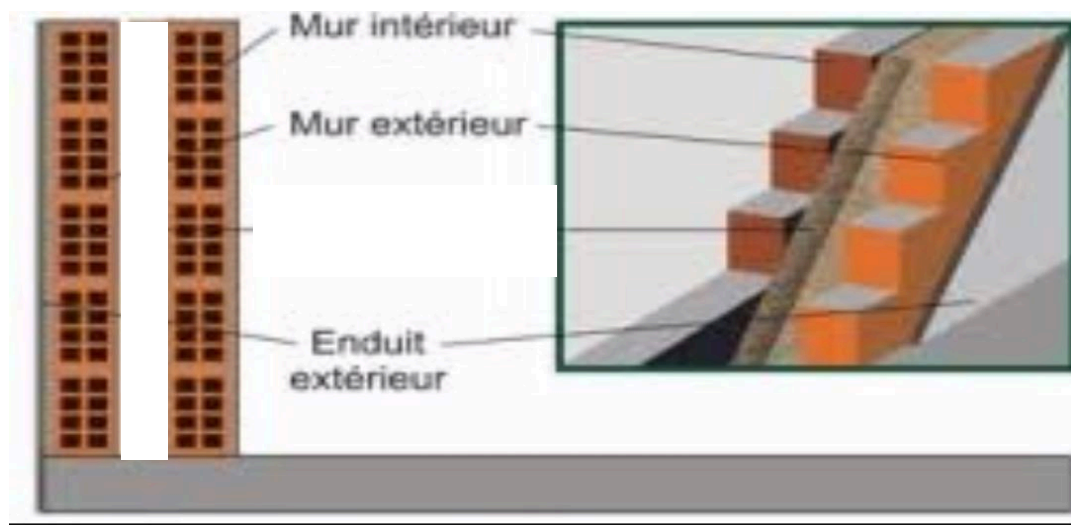


Fig.II-2-6:Schéma des murs extérieurs

II.2.6) LES ESCALIERS :**A/Paillasse :**

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.02	18	0.36
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre de la paillasse	0.15 / cos α	25	3.26
5	Poids des marches	0.17 / 2	22	1.76
6	Enduit ciment	0.02	20	0.40
			G	6.62

$$G = 6.62 \text{ kN/m}^2 \quad Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

Tab II-2-4 : Poids propre de la paillasse de l'escalier.

B/Palier :

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.02	18	0.36
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre du palier	0.15	25	3.75
5	Enduit ciment	0.02	20	0.40
			G	5.35

$$G = 5.35 \text{ kN/m}^2 \quad Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

Tab II-2-5 : Poids propre du palier de repos de l'escalier.

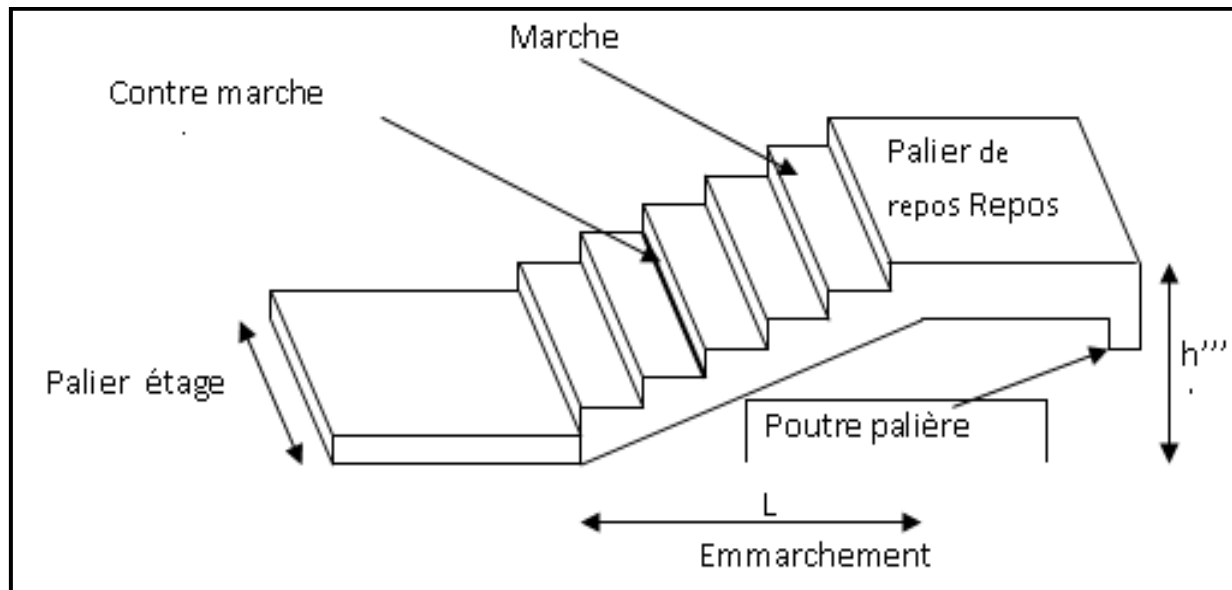


Fig.II-2-7 :Schéma d'un escalier

II.2.6) BALCON :

N°	Composants	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	$0,22 \times 22 = 0,44$
2	Mortier de pose	$0,02 \times 20 = 0,40$
4	Dalle pleine	$0,15 \times 25 = 3,75$
5	Enduit en plâtre	$0,01 \times 14 = 0,14$
	G	4.73KN/m^2

$$G = 4.73 \text{KN/m}^2 \quad | \quad Q = 2,50 \text{KN/m}^2$$

Tab II-2-6: Charge permanente de la dalle d'étage.

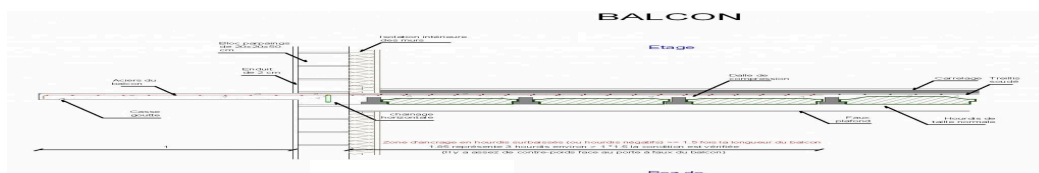


Schéma d'un balcon

II.2.7) L'acrotère:

L'acrotère est un élément complémentaire des planchers-terrasse. Pour l'objectif d'assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et protéger le gravier de la poussée du vent, d'où il forme un écran.

II.2.7.1) Charge permanente :

G₁: poids de béton. [KN/ml] :

$$G_1 = 0.07 \times 25 = 1.75 \text{ KN/m}$$

G₂: poids de revêtement [KN/ml] : Pour un revêtement de 2 cm

$$G_2 = [(0.02 \times (0.6 + 0.10 + 0.10 + 0.05 + 0.10 + 0.45)) \times 20] = 0.56$$

$$\text{KN/ml. } G = G_1 + G_2 = 1.75 + 0.56 = 2.31 \text{ KN/ml}$$

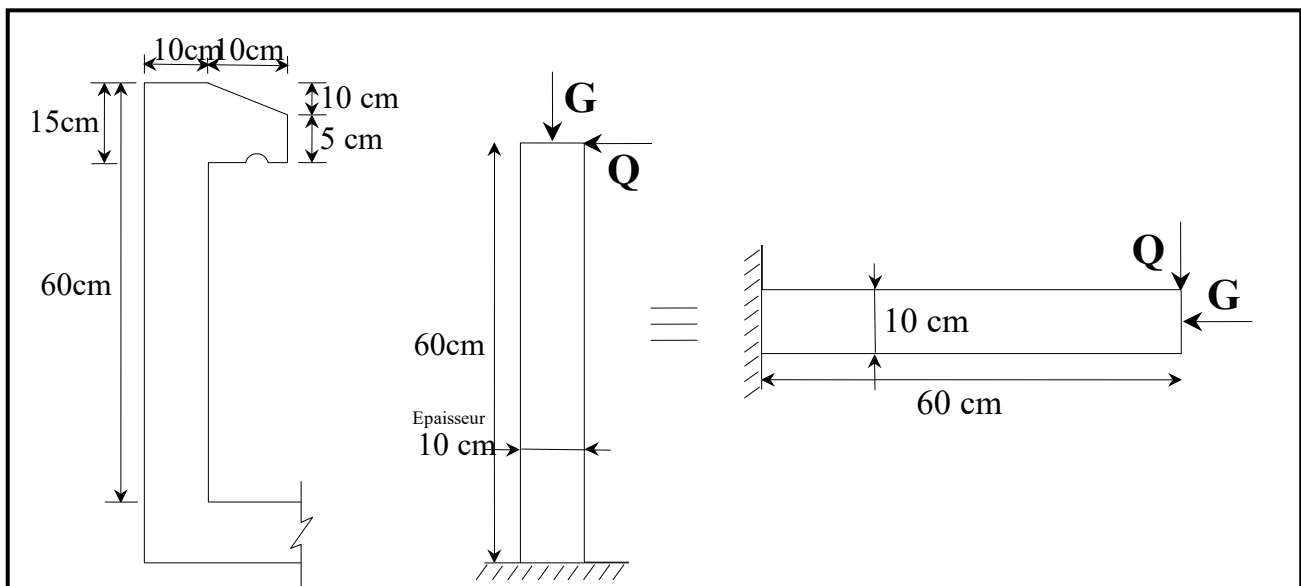


Fig II-2-9: L'acrotère.

II.3.LA DESCENTE DES CHARGES

II.3.1) DEFINITION :

La descente des charges est l'opération qui consiste à calculer pour chaque élément porteur (poteau, refend, ..), les charges qu'il supporte au niveau de chaque étage jusqu'au fondation.

Pratiquement, la descente des charges précède toujours le calcul des dalles et des poutres car il est impossible de tenir compte de la continuité des dalles, des poutres et des poteaux.

Par mesures de simplification les calculs de descente des charges sont faites en délimitant les zones d'influence des dalles et des poutres par des lignes correspondant au milieu des portés (poutres simplement appuyées sur des poteaux), il est tenue compte de l'effet de continuité des dalles et des poutres sur les moments de flexion dans les poteaux de manière approximative sous forme de majoration des efforts normaux :

- 15% pour les poteaux courant de la file centrale d'un bâtiment à deux travées.
- 10% pour les poteaux centraux voisins des poteaux de rive dans un bâtiment dont au moins il y a trois travées.

Pour les décomptes des murs, le vide des ouvertures est négligé quand la surface de celle – ci est au plus égal à 25% de la surface des murs. Dans le cas contraire la déduction des vides des ouvertures (portes et fenêtres), se fait sous la forme d'un coefficient minoratif égale au rapport de surface des éléments pleins sur la surface totale des murs.

Dans notre étude, on a choisi pour faire la descente des charges trois poteaux qu' sont :

- (A-7) : poteau d'angle.
- (C-2) : poteau de rive.
- (E-2) : poteau intermédiaire.

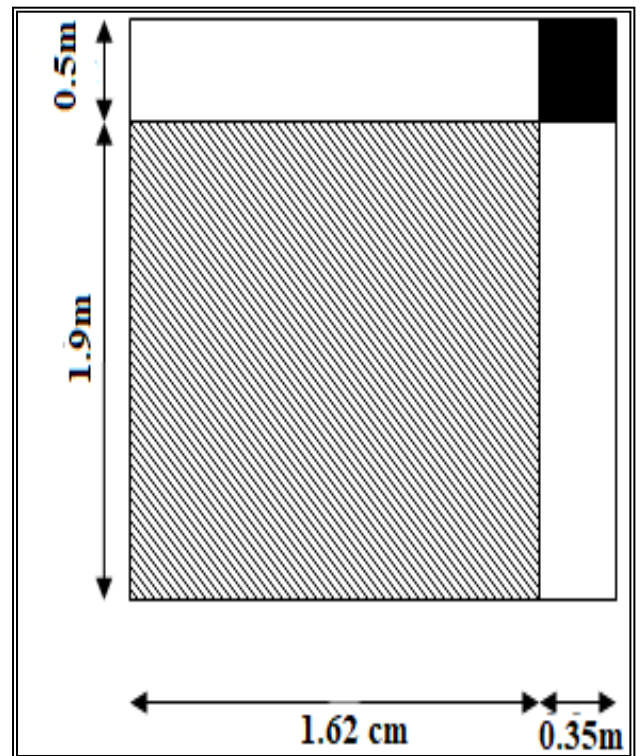
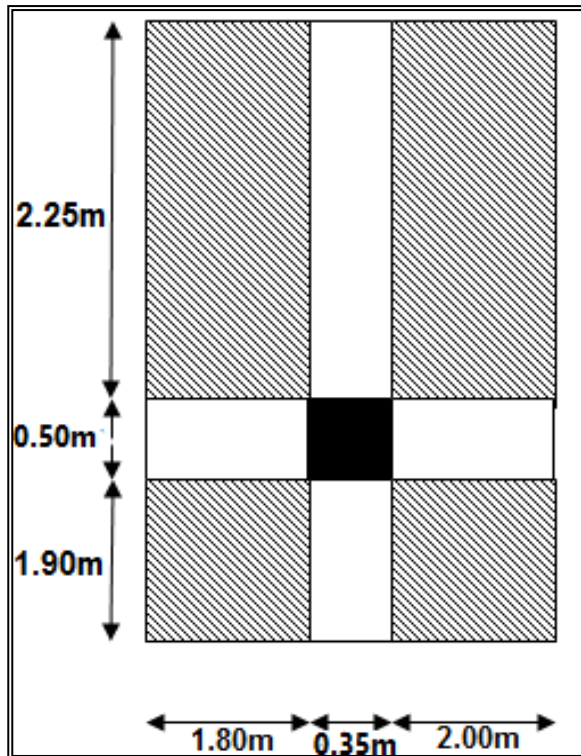


Fig.II-3-1: Croquis d'un poteau intermédiaire (E-2) **Fig.II-3-2 :** Croquis d'un poteau d'angle (A-7)

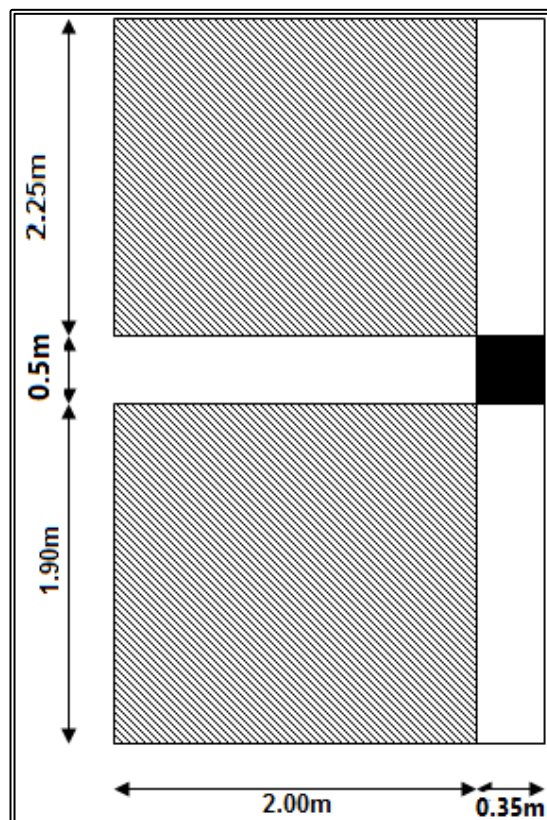


Fig.II-3-3: Croquis d'un poteau de rive (C-2)

II.3.2) CALCUL :**Poteau d'angle(A-7):**

Section	G (KN)	Q (KN)
<u>Section 1-1 :</u>		
• plancher terrasse : $(6,43 \times 1,975 \times 3,00)$	38.09	1(1.975x3.00)
• poutre principale : $(0,50 \times 0,35 \times 25) \times 2,5$	10.93	
• poutre secondaire : $(0,30 \times 0,30 \times 25) \times 1,625$	3.65	0.9x4.975
• l'acrotère : $2,31 \times (1,975 + 3,00)$	11.49	
Σ	64.16	10.40
<u>Section 2-2 :</u>		
• poids venant de la section 1-1.....	64.16	
• poids de poteau : $(0,50 \times 0,35 \times 25) \times 3,40$	14.87	10.40
• poids de mur extérieure : $(2,34 \times 2,5 \times 2,90) + (2,34 \times 1,625 \times 3,10)$	28.71	
Σ	106.74	10.40
<u>Section 3-3 :</u>		
• poids venant de la section 2-2.....	106.74	10.40+1,50
• poutre principale : $(0,50 \times 0,35 \times 25) \times 2,5$	10.93	(1.975*3.00)
• poutre secondaire : $(0,30 \times 0,30 \times 25) \times 1,625$	3.65	
• plancher étage : $5,25(1,975 \times 3,00)$	31.10	
Σ	152.42	17.82
<u>Section 4-4 :</u>		
• poids venant de la section 3-3.....	152.42	17.82
• poids de poteau : $(0,50 \times 0,35 \times 25) \times 3,40$	14.87	
• poids de mure extérieure : $(2,34 \times 2,5 \times 2,90) + (2,34 \times 1,625 \times 3,10)$...	28.71	
Σ	196	17.82
<u>Section 5-5 :</u>		
• poids venant de la section 4-4.....	196	17.82+0.9(1.5(
• poutre principale : $(0,50 \times 0,35 \times 25) \times 2,5$	10.93	1.975*3.00))
• poutre secondaire : $(0,30 \times 0,30 \times 25) \times 1,625$	3.65	
plancher étage : $5,25(1,975 \times 3,00)$	31.10	
Σ	241.68	25.81
<u>Section 6-6 :</u>		
• poids venant de la section 5-5.....	241.68	
• poids de poteau : $(0,50 \times 0,35 \times 25) \times 3,40$	14.87	25.81
• poids de mure extérieure : $(2,34 \times 2,5 \times 2,90) + (2,34 \times 1,625 \times 3,10)$...	28.71	
Σ	285.26	25.81

<u>Section 7-7 :</u>		
• poids venant de la section 6-6.....	285.26	25.81+0.8(1.5(1.975*3.00))
• poutre principale : (0,50x0,35x25)x2.5.....	10.93	
• poutre secondaire : (0,30x0,30x25)x1.625.....	3.65	
• plancher étage : 5,25(1.975* 3.00).....	31.10	
Σ	330.94	32.92
<u>Section 8-8 :</u>		
• poids venant de la section 7-7.....	330.94	32.92
• poids de poteau : (0,50x0,35x 25)3.40.....	14.87	
• poids de mure extérieure : (2.34x 2.5 x2.90)+(2.34x1.625x3.10)...	28.71	
Σ	374.52	32.92
<u>Section 9-9 :</u>		
• poids venant de la section 8-8.....	374.52	32.92+0.7(1.5(1.975*3.00))
• poutre principale : (0,50x0,35x25)x2.5.....	10.93	
• poutre secondaire : (0,30x0,30x25)x1.625.....	3.65	
• plancher étage : 5,25(1.975* 3.00).....	31.10	
Σ	420.2	39.92
<u>Section 10-10 :</u>		
• poids venant de la section 9-9.....	420.2	39.92
• poids de poteau : (0,50x0,35x 25)x3.40.....	14.87	
• poids de mure extérieure : (2.34x 2.5 x2.90)+(2.34x1.625x3.10)...	28.71	
Σ	463.78	39.92

G total = 463.78KN

Q total = 39.92KN

TabII-3-1:.Descente des charges d'un poteau d'angle

• **Poteau de rive (C-2) :**

Section	G (KN)	Q (KN)
<u>Section 1-1 :</u>		
• plancher terrasse : 6,43 (3.00)x(3.60).....	69.44	1,00x(3.00)x(3.60)
• poutre principale : (0,50x0,35x25)x2.5.....	10.93	
• poutre secondaire : (0,30x0,30x25)x3.25	7.31	0.9x3.60
• l'acrotère : 2.31x 3.60.....	8.31	3.5x(1.625x1.25)
• balcon :((1.25x(1.625)x4.73).....	9.60	
Σ	105.59	33.83

<u>Section 2-2 :</u>		
• poids venant de la section 1-1.....	105.59	33.83
• poids de poteau : (0,50x0,35x 25)x3.40.....	14.87	
• poids de mure extérieure : 2.34x(3.60x.3.10).....	26.11	
Σ	146.57	33.83
<u>Section 3-3 :</u>		
• poids venant de la section 2-2.....	146.57	33.83+(1.5(3.00*3.60))
• plancher étage : 5,25(3.00)x(3.60).....	56.7	
• poutre principale : (0,50x0,35x25)x2.5	10.93	
• poutre secondaire : (0,30x0,30x25)x3.25	8.31	
• balcon :((1.25x(1.625)x4.73.....	9.6	
Σ	232.11	65.56
<u>Section 4-4 :</u>		
• poids venant de la section 3-3.....	232.11	65.56
• poids de poteau : (0,50x0,35x 25)x3.40.....	14.87	
poids de mure extérieure : 2.34x(3.60x.3.10).....	26.11	
Σ	273.09	65.56
<u>Section 5-5 :</u>		
• poids venant de la section 4-4.....	273.09	65.56+0.9(1.5(3.00*3.60))
• plancher étage : 5,25((1.90+2.25)x2.00).....	56.7	
• poutre principale : (0,50x0,35x25)x2.5	10.93	
• poutre secondaire : (0,30x0,30x25)x3.25	8.31	
• balcon :((1.25x(1.625)x4.73.....	9.6	
Σ	358.63	87.24
<u>Section 6-6:</u>		
• poids venant de la section 5-5.....	358.63	87.24
• poids de poteau : (0,50x0,35x 25)x3.40.....	14.87	
poids de mure extérieure : 2.34x(3.60x.3.10).....	26.11	
Σ	399.61	87.24

<u>Section 7-7 :</u>		
• poids venant de la section 6-6.....	399.61	87.24+0.8(1.5(3.00*3.60))
• plancher étage : 5,25((1.90+2.25)x2.00).....	44.88	
• poutre principale : (0,50x0,35x25)x2.5	10.93	
• poutre secondaire : (0,30x0,30x25)x3.25	7.31	
• balcon :((1.25x(1.625)x4.73.....	9.6	
Σ	472.33	107.3
<u>Section 8-8 :</u>		

- poids venant de la section 7-7..... - poids de poteau : $(0,50 \times 0,35 \times 25) \times 3.40$..... - poids de mure extérieure : $2.34 \times (3.60 \times 3.10)$.....	472.33 14.87 26.11	107.3
Σ	513.31	107.3
<u>Section 9-9 :</u>		
- poids venant de la section 8-8..... - plancher étage : $5,25 \times ((1.90 + 2.25) \times 2.00)$..... - poutre principale : $(0,50 \times 0,35 \times 25) \times 2.5$..... - poutre secondaire : $(0,30 \times 0,30 \times 25) \times 3.25$..... - balcon : $((1.25 \times (1.625) \times 4.73)$.....	513.31 44.88 10.93 7.31 9.6	$107.3 + 0.7(1.5(3.00 \times 3.60))$ $3.5 \times (1.625 \times 1.25)$
Σ	586.03	125.74
<u>Section 10-10 :</u>		
- poids venant de la section 9-9..... - poids de poteau : $(0,50 \times 0,35 \times 25) \times 3.40$..... - poids de mure extérieure : $2.34 \times (3.60 \times 3.10)$.....	586.03 14.87 26.11	125.74
Σ	627.01	125.74

G total = 627.01 KN

Q total = 125.74 KN

Tab II-3-2. Descente des charges d'un poteau de rive

• **Poteau intermédiaire (E-2) :**

Section	G (KN)	Q (KN)
<u>Section 1-1 :</u>		
- plancher terrasse : $6,43 \times (3.60 \times 4.90)$..... - poutre principale : $(0,50 \times 0,35 \times 25) \times 4.40$..... - poutre secondaire : $(0,30 \times 0,30 \times 25) \times 3.25$.....	113.42 19.25 7.31	$1,00 \times (3.60 \times 4.90)$
Σ	139.98	17.64
<u>Section 2-2 :</u>		
- poids venant de la section 1-1..... - poids de poteau : $(0,50 \times 0,35 \times 25) \times 3.40$.....	139.98 14.87	17.64
Σ	154.85	17.64
<u>Section 3-3 :</u>		
- poids venant de la section 2-2..... - plancher étage : $5,25 \times (4.40 \times (3.25))$..... - poutre principale : $(0,50 \times 0,35 \times 25) \times 4.40$..... - poutre secondaire : $(0,30 \times 0,30 \times 25) \times 3.25$.....	154.85 75.07 19.25 7.31	$17.64 + 1.5(4.40 \times 3.25)$
Σ	256.48	39.09
<u>Section 4-4 :</u>		
- poids venant de la section 3-3..... - poids de poteau : $(0,50 \times 0,35 \times 25) \times 3.40$.....	256.48 14.87	39.09

Σ	271.35	39.09
Section 5-5 :		
• poids venant de la section 4-4.....	271.35	
• plancher étage : 5,25 (4.40)x(3.25)	75.07	39.09+0.9(1.5(4.40
• poutre principale : (0,50 x0,35x25)x4.40.....	19.25	3.25))
• poutre secondaire : (0,30x0,30x25)x3.25.....	7.31	
Σ	372.98	58.40
Section 6-6 :		
• poids venant de la section 5-5.....	372.98	
• poids de poteau : (0,50x0,35x 25)x3.40.....	14.87	58.40
Σ	387.85	58.40
Section 7-7 :		
• poids venant de la section 6-6.....	387.85	
• plancher étage : 5,25 (4.40)x(3.25)	75.07	
• poutre principale : (0,50 x0,35x25)x4.40.....	19.25	58.40+0.8(1.5(4.40
• poutre secondaire : (0,30x0,30x25)x3.25.....	7.31	X3.25))
Σ	489.48	75.56

Section 8-8 :		
• poids venant de la section 7-7.....	489.48	
• poids de poteau : (0,50x0,35x 25)x3.40.....	14.87	75.56
Σ	504.35	75.56
Section 9-9 :		
• poids venant de la section 8-8.....	504.35	75.56+0.7(1.5(4.40
• plancher étage : 5,25 (4.40)x(3.25)	75.07	X3.25)
• poutre principale : (0,50 x0,35x25)x4.40.....	22.31	
• poutre secondaire : (0,30x0,30x25)x3.25.....	19.25	
Σ	620.98	90.57
Section 10-10 :		
• poids venant de la section 9-9.....	620.98	
• poids de poteau : (0,50x0,35x 25)x3.40.....	14.87	90.57
Σ	635.85	90.57

G total = 635.85 KN

Q total = 90.57KN

Tab.II-3-3.Descente des charges d'un poteau intermédiaire

II.3.3) VERIFICATION DE SECTION POUR LE POTEAU :

<i>Poteau</i>	<i>G(KN)</i>	<i>Q(KN)</i>	<i>Nu=1,35G+1,5Q</i>	<i>Ns=G+Q</i>
A-1	463.78	39.92	685.98	503.7
D-3	627.01	125.74	1035	752.75
B-2	635.85	90.57	994.25	726.42

Tab.II-3-4. Vérification de section pour le poteau

- **Poteau d'angle A-1 :**

Br : section réduite du béton.

$$Br : (50.35) = 1750 \text{ cm}^2$$

D'après le B.A.E.L.91

$$Sp \geq \frac{Nu}{1,1 \times \sigma_{bc}} ; \text{ avec } \sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$Sp \geq \frac{46378}{1,1 \times 14,2} = 2969 \text{ mm}^2 = 296 \text{ cm}^2$$

$$Sp = 1750 \text{ cm}^2 > 296 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Poteau de rive D-3 :**

Br : section réduite du béton.

$$Br : (50.35) = 1750 \text{ cm}^2$$

D'après le B.A.E.L.91

$$Sp \geq \frac{Nu}{1,1 \times \sigma_{bc}} ; \text{ avec } \sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$Sp \geq \frac{62701}{1,1 \times 14,2} = 4014 \text{ mm}^2 = 401 \text{ cm}^2$$

$$Sp = 1750 \text{ cm}^2 > 401 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Poteau intermédiaire B-2 :**

Br : section réduite du béton.

$$Br : (50.35) = 1750 \text{ cm}^2$$

D'après le B.A.E.L.91

$$Sp \geq \frac{Nu}{1,1 \times \sigma_{bc}} ; \text{ avec } \sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$Sp \geq \frac{63585}{1,1 \times 14,2} = 4070 \text{ mm}^2 = 407 \text{ cm}^2$$

$$Sp = 1750 \text{ cm}^2 > 407 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

II.3.4) VERIFICATION DU FLAMBEMENT :

- **Poteau d'angle A-7 :**

$$Nu \leq \frac{\alpha \cdot Br \cdot F_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b}$$

$$Br = (b-2)(h-2) = (35-2)(50-2) = 1064 \text{ cm}^2$$

$$\lambda = \frac{3,46 \times L_f}{h} = \frac{3,46 \times 0,7 \times 340}{50} = 20,60$$

Dans notre cas $\lambda < 50$

$$\alpha = \frac{0,85}{1+0,2} = \frac{0,85}{1+0,2(20,60/30)^2} = 0,77$$

$$Nu \leq \frac{\alpha \cdot Br \cdot F_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \rightarrow Br \geq \frac{Nu \cdot 0,9 \cdot \gamma_b}{\alpha \cdot F_{c28}} = \frac{611120 \times 0,9 \times 1,5}{0,77 \times 25 \times 100} = 428,577 \text{ cm}^2$$

$$Br = 1064 \text{ cm}^2 > 428,577 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc, la section adoptée (50.35) cm² pour les poteaux vérifie la condition précédente et se sera valable pour tous les autres poteaux...

- **Poteau de rive C-2 :**

$$Nu \leq \frac{\alpha \cdot Br \cdot F_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b}$$

$$Br = (b-2)(h-2) = (35-2)(50-2) = 1064 \text{ cm}^2$$

$$\lambda = \frac{3,46 \times L_f}{h} = \frac{3,46 \times 0,7 \times 340}{50} = 20,60$$

Dans notre cas $\lambda < 50$

$$\alpha = \frac{0,85}{1+0,2} = \frac{0,85}{1+0,2(20,60/30)^2} = 0,77$$

$$Nu \leq \frac{\alpha \cdot Br \cdot F_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \rightarrow Br \geq \frac{Nu \cdot 0,9 \cdot \gamma_b}{\alpha \cdot F_{c28}} = \frac{126990 \times 0,9 \times 1,5}{0,77 \times 25 \times 100} = 890,57 \text{ cm}^2$$

$$Br = 1064 \text{ cm}^2 > 890,57 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc, la section adoptée (50.35) cm² pour les poteaux vérifie la condition précédente et se sera valable pour tous les autres poteaux...

- **Poteau intermédiaire E-2 :**

$$Nu \leq \frac{\alpha \cdot Br \cdot Fc28}{0,9 \cdot \gamma b}$$

$$Br = (b-2)(h-2) = (35-2)(50-2) = 1064 \text{ cm}^2$$

$$\lambda = \frac{3,46 \times Lf}{h} = \frac{3,46 \times 0,7 \times 340}{50} = 20,60$$

Dans notre cas $\lambda < 50$

$$\alpha = \frac{0,85}{1+0,2 \cdot (\lambda/30)^2} = \frac{0,85}{1+0,2(20,60/30)^2} = 0,77$$

$$Nu \leq \frac{\alpha \cdot Br \cdot Fc28}{0,9 \cdot \gamma b} \rightarrow Br \geq \frac{Nu \cdot 0,9 \cdot \gamma b}{\alpha \cdot Fc28} = \frac{1173890 \times 0,9 \times 1,5}{0,77 \times 25 \times 100} = 823,25 \text{ cm}^2$$

$$Br = 1064 \text{ cm}^2 > 823,25 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc, la section adoptée (50.35)cm² pour les poteaux vérifie la condition précédente et se sera valable pour tous les autres poteaux...

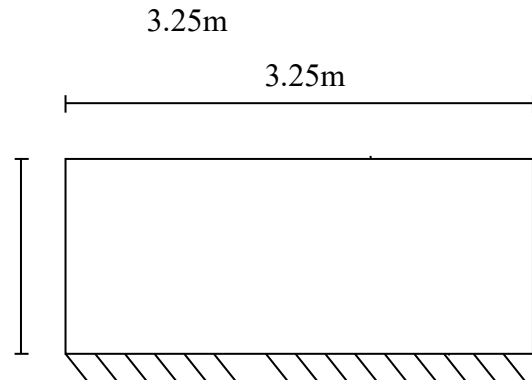
LES ELEMENTS SECONDAIRES**III-1- Balcon****III-1-1-Définition**

Le balcon est assimilé d'une dalle console prévue en dalle plein de 15 cm d'épaisseur, soumise à son poids propre G, à une charge d'exploitation Q et à une charge concentrée à son extrémité libre du à la maçonnerie de garde corps ou mur extérieur.

$$b_0^3 \frac{L_x}{20}$$

$$b_0 \geq \frac{1,25}{20} = 0,0625m L_x = 1,25m \quad 1.25m$$

On prend : $b_0 = 12cm$



$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{1,25}{3,25} = 0,38 < 0,40 \Rightarrow \text{la dalle porte dans seul sens (ferraillage dans une seule direction)}$$

III-1-2-Évaluation des charges :

Charges permanentes : $G = 4,73 \text{ KN/m}^2$

Charges d'exploitation : $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$

On prend une bande de 1m de larguer donc :

$$G = 4,73 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2,50 \text{ KN/ml}$$

III-1-3-Calcul des moments :

$$M_G = G \times b \times \frac{L^2}{2} + G_p \times 1 \times L$$

$$M_G = 4,73 \times 1 \times \frac{1,25^2}{2} + 1,40 \times 1 \times 1,25 = 4,91$$

$$M_G = 4,91 \text{ KN.m}$$

$$M_Q = Q \times b \times \frac{L^2}{2} = 3,5 \times 1 \times \frac{1,25^2}{2} = 2,73$$

$$M_Q = 2,73 \text{ KN.m}$$

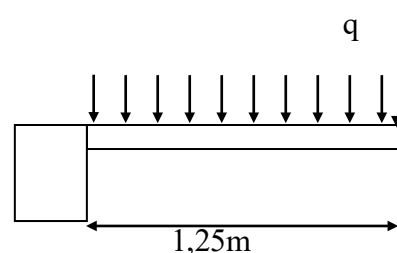


Fig III-1-1: Schéma statique de balcon.

$$\text{E.L.U : } M_U = 1,35 M_G + 1,5 M_Q = 1,35 \times 4,91 + 1,50 \times 2,73 = 10,72 \text{ KN.m}$$

$$\text{E.L.S : } M_S = M_G + M_Q = 4,91 + 2,73 = 7,64 \text{ KN.m}$$

III-1-4-Calcul des Armatures :

$$d = b_0 - 2 = 10 \text{ cm}$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{10.72}{7.64} = 1.403$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{10.72 \times 10^6}{1000 \times 100^2 \times 14.20} = 0.075 < \mu_{Lu} = 0.392$$

$$\mu_{bu} = 0.075 < 0.392$$

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 0.10(1 - 0.6 \times 0.075) = 0.0955 \text{ m}$$

$$A_U = \frac{M_u}{Z_b f_{ed}} = \frac{10.72 \times 10}{0.0955 \times 348} = 3.22 \text{ cm}^2$$

$$\mu_{bu} = 0.075 > 0.03 \Rightarrow \text{il ya une vérification de Amin}$$

$$\Rightarrow A = A_U = 3.22 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend : } \mathbf{5T10} \quad \mathbf{A=3.93 \text{ cm}^2}$$

***Espacement :** $S_t = \text{Min} \begin{cases} 3h = 3 \times 12 = 36 \text{ cm} \\ 33 \text{ cm} \end{cases}$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

***Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

On prend : $\mathbf{4T6} \quad \mathbf{A_r=1.13 \text{ cm}^2}$

Espacement :

$$S_t = \text{Min} \begin{cases} 3h = 3 \times 12 = 36 \text{ cm} \\ 33 \text{ cm} \end{cases}$$

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

III-1-5-Vérification :

a)Vérification de l'effort tranchant :

$$T_G = 4.73 \times 1.25 + 1.40 \quad T_G = 6.45$$

$$\tau_u = \frac{\tau}{b \times d} < 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{6.45}{0.10 \times 1} = 64.50 \text{ KN} < 0.07 \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 1166.67 \text{ KN} \quad (\text{cv})$$

b) Vérification de la flèche (BAEL91) :

$$* \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.12}{1.25} = 0.096 > 0.0625 \quad (\text{cv})$$

$$* \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{100 \times 12} = 0.0028 < \frac{2}{400} = 0.005 \quad (\text{CV})$$

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

c)Vérification à l'ELS :

Puisque la fissuration est peu préjudiciable, il sera inutile de calculer les contraintes si la condition suivante est vérifiée : $\alpha \leq \alpha^{\circ}$

$$\alpha \leq \alpha^{\circ} = (\gamma - 1) / 2 + (f_{c28} / 100) \text{ avec } \gamma = M_u / M_{ser}$$

$$\gamma = (10.72 / 7.64) = 1.403 \quad \text{et} \quad ((\gamma - 1) / 2) + (f_{c25} / 100) = 0.45$$

Alors $\alpha = 0.158 < 0.45$ Condition Vérifiée

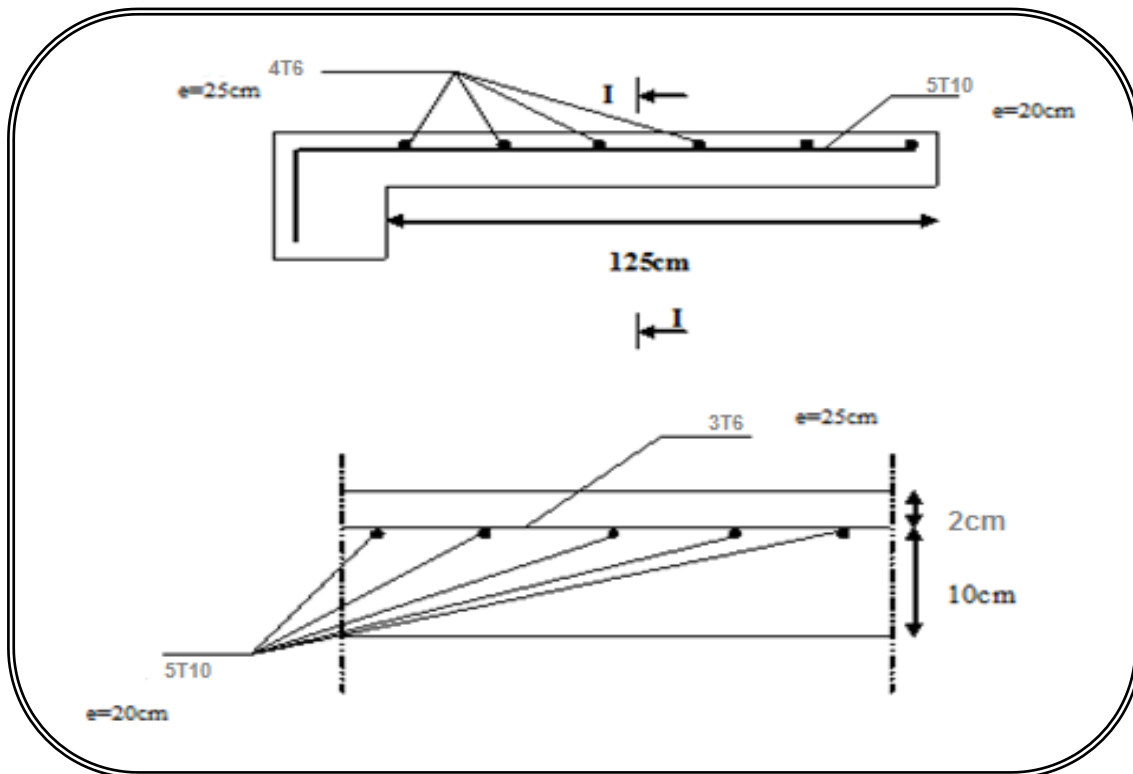


Fig III-1-2 : Ferrailage de la console

III-2- L'ACROTERE

III-2-1-Introduction

L'acrotère est un élément complémentaire de la structure, assimilé à une console encastrée à la base du plancher terrasse, ayant pour objectif l'étanchéité et notamment la protection.

Elle est soumise à son poids propre G qui donne un effort normal N et une surcharge $Q(1\text{kn/m})$ due à la main courante qui donne une poussée horizontale et un moment M au niveau de l'encastrement.

Elle doit être calculée sous l'action du séisme et du vent, mais le calcul se donne généralement des Sections d'acier très faible vu à la hauteur faible, donc le calcul se fait à la flexion composée.

III-2-2-Calcul de l'acrotère :

$$G_1 = \{25 \times (0.60 \times 0.1 + \frac{0.1 \times 0.1}{2} + 0.05 \times 0.1)\} = 1.75 \text{ Kn/m}^2$$

$$G_2 = [(0.02 \times (0.6 + 0.10 + 0.10 + 0.05 + 0.10 + 0.45) \times 20] = 0.56 \text{ kn/m}^2$$

$$G = G_1 + G_2 = 1.75 + 0.56 = 2.31 \text{ Kn/m}^2$$

Le calcul s'effectue sur une bande de 1m $N_G = 2.31 \text{ KN/m}^2$

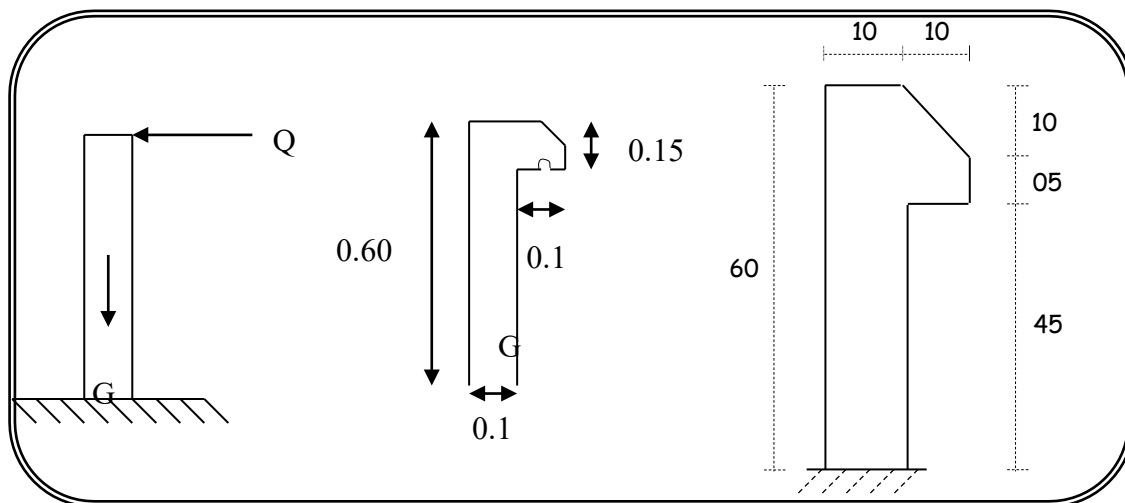


Fig III-2-1- Schéma de l'acrotère

D'après le **RPA99 page 43** l'élément secondaire doit être calculé sous l'action de la force horizontale donnée par la formule : $F_p = 4 A C_p W_p$

Avec

A : coefficient d'accélération obtenu suivant la zone et le groupe d'usage donc : $A=0,10$

(Groupe d'usage 2, zone 1 d'après RPA99 page 26 tableau 4.1)

C_p : facteur de forces horizontales varie entre 0,3 et 0,8 donc $C_p=0,8$

(D'après RPA99 page 43 tableau 6.1)

W_p : poids propre de l'acrotère $W_p = N_G \cdot 1 \text{ m} = 2.31 \text{ KN/ml}$

$$F_p = 4 \times 0,10 \times 0,8 \times 2.31 = 0,73 \text{ KN/ml} \Rightarrow F_p = 0,73 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Effort dû à la surcharge} \Rightarrow Q = 1 \text{ KN/ml}$$

$$F = \max(Q, F_p) \Rightarrow F = 1 \text{ KN/ml}$$

III-2-3- Sollicitation et combinaison :

Sous l'action de surcharge

N_G : effort de compression du au poids propre $G = 2,31 \text{ KN/ml}$

M_G : moment crie par N_G , $M_G = N_G \times L = 0 \quad (L=0)$

N_Q : effort du au surcharge $Q = 1 \text{ KN/ml}$

M_Q : moment crié par N_Q , $M_Q = Q \times L = 1 \times 0,60 = 0,60 \text{ KN.m}$

❖ Combinaison :

On ne majore pas par puisque le poids du béton travail dans le sens favorable

E.L.U : $N_U = 1,35N_G + 1,5 N_Q = 1,35 \times 2,31 + 1,5(0) \Rightarrow N_U = 3,11 \text{ KN}$

$M_U = M_G + 1,5M_Q = 1,35(0) + 1,5 \times 1 \times 0,6 \Rightarrow M_U = 0,90 \text{ KN.m}$

E.L.S : $N_S = N_G + N_Q = 2,31 + 0 = 2,31 \Rightarrow N_S = 2,31 \text{ KN}$

$M_S = M_G + M_Q = 0 + 1 \times 0,6 = 0,60 \Rightarrow M_S = 0,60 \text{ KN.m}$

Détermination de l'excentricité:

E.L.U:

$$e = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0,90}{3,11} = 0,28\text{m} = 28\text{cm}$$

$$\text{Centre de gravite du béton : } e_0 = \frac{h}{2} = \frac{0,10}{2} = 0,05 \Rightarrow CG = 0,50\text{m} > 0,05\text{m}$$

$e = 0,50 \text{ m} > e_0 = 0,05\text{m}$ donc l'effort normal étant un effort de compression et le centre de pression ce trouve à l'excentricité de la section, celle-ci est partiellement comprimée, donc elle va- être calculé comme une section soumise à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_a calculé par rapport aux armatures tendues.

III-2-4. Ferrailage à l'E.L.U:

Tous les problèmes de flexion composée, lorsque la section est partiellement comprimée, se ramener à un calcul de flexion simple en prenant comme moment fictif, avec :

$$M_{uA} = N_u \cdot e_A$$

On obtient une section fictive d'acier A_{lu} , dont on déduit la section d'acier tendu :

$$A_u = A_{lu} - \frac{N_u}{100\bar{\sigma}_s} (\text{cm}^2)$$

Avec:

e_A : Distance entre le point d'application de centre de pression « C » et le centre de gravité des armatures tendus.

$$e_A = e_U + (d - h_i/2)$$

Avec :

$$d = 0,9h = 9 \text{ cm.}$$

$$e_A = 28 + (9 - 10/2) = 32 \text{ cm.}$$

$$M_{UA} = 3,11 \times 32 = 99,52 \text{ KN.cm.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{AU}}{bd^2 f_{bu}} = 0.086$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1,5$$

$$\mu_{lu} = 0,3584$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0 \text{ (Pas d'armature comprimée).}$$

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.113$$

$$A_{u1} = \frac{0.8 \cdot \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bu}}{f_e / \gamma_s} \Rightarrow A_{u1} = 3.46 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_u = A_{u1} \cdot \frac{N_u}{\sigma_s} \Rightarrow A_{ua} = 3.37 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

-Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0,23 \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 1.08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max \{A_{\min}; A_u\} = 3.37 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\text{On adopte : } A_s = 5 \text{ HA } 10/\text{ml} = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm.}$$

❖ **Vérification de l'espacement :**

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv.}$$

• **Les armatures de répartitions:**

$$A_r = A_s / 4 = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On adopte : } A_r = 4 \text{ HA } 6/\text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } S_t = 25 \text{ cm.}$$

❖ **Vérification de l'espacement :**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv.}$$

III-2-5 Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15(A' + A)y_{ser} - 15(A'_c + Ad) = 0 \quad \text{et on a: } A' = 0$$

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15Ay_{ser} - 15Ad = 0$$

$$50 y_{ser}^2 + 15(3.93)y_{ser} - 15(3.93 \times 13.5) = 0$$

$$50 y_{ser}^2 + 58.95 y_{ser} - 795.83 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = \sqrt{b^2 - 4ac} = 403.18.$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$y_{ser} = 3,44 \text{ cm.}$$

• Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit:

$$I = \frac{b.y_1^3}{3} + 15.[A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2] \Rightarrow I = 2723.54 \text{ cm}^4.$$

❖ Vérification des contraintes :

• Contraintes maximale de compression de béton: $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{y_c M_{ser}}{I} = 10.42 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 10.42 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{cv.}$$

• Contraintes maximales de traction des aciers: $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} \times F_e E, \max\left[110\sqrt{n f_{tj}}; \frac{F_e}{2}\right]\right] = 201,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y_1) = 183.8 \text{ MPa}$$

$$183.8 \text{ MPa} < 201.66 \text{ MPa} \dots \text{cv}$$

III-2-6 Vérification au cisaillement :

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites (c'est-à-dire perpendiculaire à la fibre moyenne ($\alpha = 90$)) et dans celui où elles comportent à la fois des barres relevées et des armatures droites, la contrainte τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes:

$$\begin{cases} 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2.50 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa.}$$

Ces valeurs sont valables lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.

Avec :

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

$$V_u = 1.5Q = 1,50 \text{ KN/ml.}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.016 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots \text{cv}$$

a) la contrainte de traction de armature

Dans le cas on la fissuration est préjudiciable d'après le **B.A.E.L91A-4-5,33** la vérification de contrainte des armatures tendues :

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e \\ \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0,5 f_e (\text{MPa}) \\ 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} (\text{MPa}) \end{array} \right. \end{array} \right. \quad \text{Avec } \eta : \text{coefficient de fissuration}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 : \text{rends lisse} \\ 1,60 : \text{hautes adhérence} \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \times 400 = 266,67 \\ \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 200 \\ 110 \sqrt{1,60 \times 2,10} = 201,63 \end{array} \right. \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

b) la contrainte de compression de béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\text{Avec } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_c = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,60}{2,31} = 0,26 \text{ m}$$

$$\text{Centre de gravité du béton : } e_0 = \frac{h}{2} = \frac{0,10}{2} = 0,05 \quad \text{CG} = 0,082 \text{ m} > 0,05 \text{ m}$$

$e = 0,082 \text{ m} > e_0 = 0,05 \text{ m}$ donc l'effort normal étant un effort de compression et le centre de pression se trouve à l'excentricité de la section, celle-ci est partiellement comprimée, donc elle va être calculée comme une section soumise à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_a calculé par rapport aux armatures tendues.

$$\mu_l = 0,392$$

$$\mu_{du} = 0,00084 \quad \beta = 0,956 \quad \gamma = 0,0095$$

$$\bar{\sigma}_{bc} \times \sigma_s = 0,0095 \times 201,63 = 1,91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,91 \text{ MPa} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow A = 0$$

On a pas besoin d'armatures comprimées ($A' = 0$)

$$\alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,00084}] = 0,00125 \Rightarrow \alpha = 0,00125 \quad Z_b =$$

$$d(1 - 0,4\alpha) = 0,08(1 - 0,4 \times 0,00125) = 0,08 \Rightarrow Z_b = 0,08 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_a}{Z_b \times \sigma_s} = \frac{1,09}{0,08 \times 201,63 \times 1000} = 0,000068 \Rightarrow A_u = 0,68 \text{ cm}^2$$

*** détermination de la section des armatures a la flexion composée**

$$A = A_f - \frac{N_s}{\sigma_s} = 0,68 - \frac{2,73}{201,63} = 0,67 \text{ cm}^2$$

*Vérification de l'effort tranchant :

Contrainte tangente conventionnelle (BEAL91 page 155).

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{Avec :} \quad V_u : \text{effort tranchant ultime en compte à l'E.L.U}$$

$$V_u = Q + F_p = 1 + 0,88 = 1,88 \text{ KN/ml}$$

$$b = 1,00 \text{ m} \quad d = 0,10 - 0,02 = 0,08 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{1,50}{1,00 \times 0,08} = 18,75 \Rightarrow \tau_u = 187,5 \text{ KN/m}^2$$

Pour une fissuration préjudiciable

$$\tau = \min \left\{ 0,10 f_{c28} = 0,10 \times 25 = 2,50 \text{ MPa} \right. \Rightarrow \tau = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,1875 \text{ MPa} < \tau = 2,50 \text{ MPa}$$

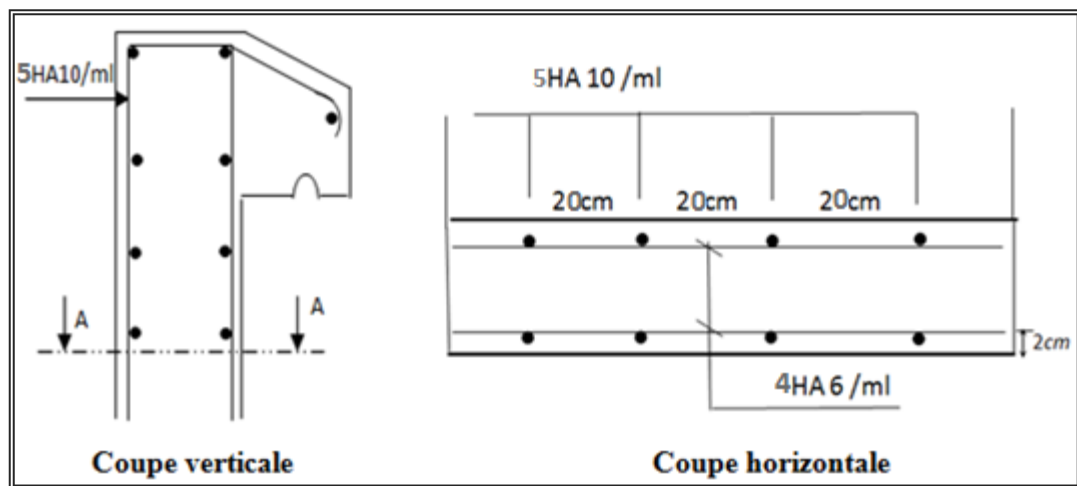


Fig.III-2-2 -Schéma de ferrailage

III-3- L'ESCALIERS

III-3-1-INTRODUCTION :

L'escalier est la partie d'ouvrage qui sert à assurer la liaison entre les différents niveaux d'une construction.

III-3-1-METHODE DE CALCUL :

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple. Le calcul des armatures se fait sur une bonde de 1 m de largeur

III-3-3-LES CHARGES APPLIQUEES:

a- Charges permanentes :-

- Paillasse : $g = G \times 1 \text{ m} = 6,62 \times 1 \text{ m} = 6,62 \text{ KN/ml}$.

- Palier : $g = G \times 1 \text{ m} = 5,35 \times 1 \text{ m} = 5,35 \text{ KN/m}$

b- Surcharges d'exploitation : $q = Q \times 1\text{m} = 2,5 \times 1\text{m} = 2,5 \text{ KN/ml}$

III-3-4-COMBINAISONS D'ACTION :

E.L.U : $P_u = 1,35G + 1,5Q$

ELS : $P_{ser} = Q + G$

	Paillasse (1) (KN/ml)	Paillasse (2) (KN/ml)	Palier (KN/ml)
ELU	12.69	12.69	10.97
ELS	9.12	9.12	7.85

Tab III-3-1: Charges et surcharge de Paillasse et palier

III-3-5-DETERMINATION DES SOLLICITATIONS :

a) Rez-de-chaussée

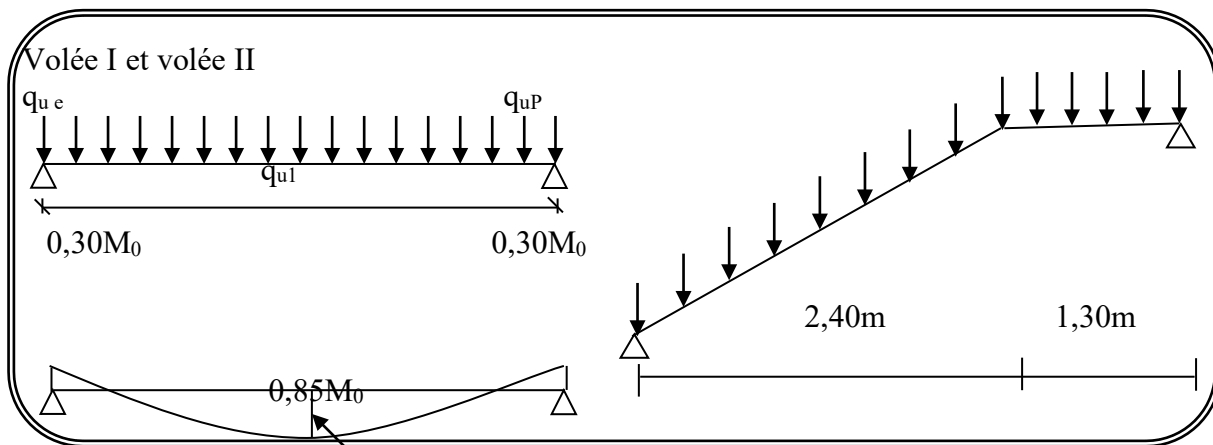


Fig III-3-1: Schéma d'escalier rez-de-chaussée volée I.

*Calcul de la charge équivalente :ELU

$$q_{ueq} = \frac{(q_{UP} \times 1,30) + (q_{ul} \times 2,40)}{1,30 + 2,40} = \frac{(10,97 \times 1,30) + (12,69 \times 2,40)}{3,70} = 12,02 \text{ KN/m}$$

*Calcul des moments: $M_0 = q_{ueq} \frac{l^2}{8} = 12,02 \times \frac{3,70^2}{8} = 22,85 \text{ KN.m}$

Moment sur Appui : $M_{0A} = M_{0B} = 0,30 \times M_0 = 0,3 \times 22,85 = 6,86 \text{ KN.m}$

Moment sur travée : $M_{0t} = 0,85 M_0 = 0,85 \times 22,85 = 19,42 \text{ KN.m}$

Calcul des efforts tranchants

$$T_A = T_B = q_{ueq} \left(\frac{l}{2} \right) + \frac{M_{0A} - M_{0B}}{l} = 12,02 \times \frac{3,90}{2} + \frac{6,86 - 19,42}{3,90} = 20,22 \text{ KN}$$

*Calcul de la charge équivalente :ELS

$$q_{\text{ueq}} = \frac{(q_{\text{UP}} \times 1,30) + (q_{\text{ul}} \times 2,40)}{1,30 + 2,40} = \frac{(7,85 \times 1,30) + (9,12 \times 2,40)}{3,70} = 8,63 \text{ KN/m}$$

*Calcul des moments: $M_0 = q_{\text{ueq}} \frac{l^2}{8} = 8,63 \times \frac{3,70^2}{8} = 16,40 \text{ KN.m}$

Moment sur Appui : $M_{0A} = M_{0B} = 0,30 \times M_0 = 0,3 \times 16,40 = 4,92 \text{ KN.m}$

Moment sur travée : $M_{0t} = 0,85 M_0 = 0,85 \times 16,40 = 13,94 \text{ KN.m}$

Calcul des efforts tranchants

$$T_A = T_B = q_{\text{ueq}} \left(\frac{l}{2} \right) + \frac{M_{0A} - M_{0B}}{l} = 8,63 \times \frac{3,90}{2} + \frac{4,92 - 13,94}{3,90} = 14,51 \text{ KN}$$

	$q_{\text{eq}} (\text{KN/ml})$	$M_0 (\text{kN.m})$	$M^a = 0,3 M_0$	$M^t = 0,85 M_0$	$T_u (\text{KN})$
ELU	12.02	22.85	6.86	19.42	20.22
ELS	8.63	16.40	4.92	13.94	14.51

Tab III-3-2 : les charges et les moments à ELU et ELS

III-3-6-CALCUL DE FERRAILLAGE :

III-3-6 -1- Armatures longitudinales

- E.L.U :

$f_e = 400 \text{ MPa}$, $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$, $\bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ MPa}$

$\mu_t = 0,392$, $\mu < \mu_t$

$d = 13 \text{ cm}$, $h = 15 \text{ cm}$, $b = 100 \text{ cm}$

$\lambda = 0$; avec : $\mu = \frac{M^u}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$

$\beta = (1 - 0,4 \alpha)$, $\alpha = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) / 0,8$

	$M (\text{N.m})$	μ	β	$A^{\text{cal}} (\text{cm}^2)$
Travée	19420	0,080	0,958	4.48
Appuis	6860	0,028	0,986	1.53

Tab III-3-3 : calculs les armature l'longitudinales à ELU Volée I et II

- E.L.S :

La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'égénéralité suivante est vérifiée : α

$$\leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

	A	M _u (N.m)	M _{ser} (N.m)	γ	f _{c28} (MPa)	$\bar{\alpha}$	condition
En travée	0,104	19420	13940	2.83	25	1.165	V
Sur appuis	0,036	6860	4920	2.83	25	1.165	V

*Conditions de non fragilité :

-Section minimale d'armatures : **BAEL91 (art A.4).**

$$A^1_{min} \geq 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} \quad \Rightarrow \quad A^1_{min} \geq 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

- Pourcentage minimal : **BAEL 91 (art B.6.4)**

$$A^2_{min} \geq 0,001.b.hA^2_{min} \geq 0,001 \times 100 \times 16 = 1,6 \text{ cm}^2$$

Donc : A = max (A^u ; A_{min})

	A _u (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Appuis	1,53	1,57	1,57	2T12 = 2.26
travée	4.48	1,60	4.48	4T12 = 4.52

Tab III-3-4 : calculs les armature en appuis et en travée

III-3-6-2-Vérification de l'effort tranchant :

* La contrainte tangente τ_u : **BAEL91 (art A.5.1,1)**

$$\tau_u = \frac{V_{u_{max}}}{b_0.d} = \frac{19420}{1000 \times 130} = 0.13 \text{ MPa.}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \quad (\text{BAEL91 Art A.5.1,211})$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,60 ; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,60 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,60 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

III-3-6-3:- Les armatures de répartition

$$A_t = A_L / 4$$

	A _t (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Travée	1.13	3Ø8 = 1.51 cm ²
Appuis	0,56	2Ø6 = 0,57 cm ²

Tab III-3-5 : Les armatures de répartition

Espacement entre les armatures : **BAEL91 (art A.8.2,42)**

a- Armatures longitudinales : $S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

$$\begin{array}{l} \text{-Travée: } S_t \\ \text{- Appuis: } S_t \end{array} \left\{ \begin{array}{l} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \\ = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

b-Armatures transversales : $S_t \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

$$\begin{array}{l} \text{-Travée: } S_t \\ \text{- Appuis: } S_t \end{array} \left\{ \begin{array}{l} = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm (Appui)} \\ = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm (Travée)} \end{array} \right.$$

***Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5, 1)**

$$\left\{ \begin{array}{l} 1/ \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20M_0}; M_t = 0,85M_0 \\ \quad \frac{h}{L} = \frac{16}{390} \geq 0,85/20 \Rightarrow 0,038 < 0,0425 \dots\dots\dots (C.V) \\ 2/ \quad \frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,52}{100 \times 13} = 0,0034 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots (C.V) \\ 3/ \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{16}{390} = 0,041 < 0,0625 \dots\dots\dots (C.V) \end{array} \right.$$

Comme les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} < f_{adm}$$

Avec : $f_{adm} = L / 500$, pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L au plus égale à 5 m (BAEL 91(art B.6.5, 3)).

***Calcul de la flèche :BAEL 91 (art B.6.5, 2)**

Position du centre de gravité de la section homogène :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{b \cdot h \cdot \frac{h}{2} + \eta \cdot A_s \cdot d}{b \cdot h + \eta \cdot A_s}$$

Avec : η = coefficient d'équivalence ($\eta = 15$)

$$Y_G = \frac{100 \times 16 \times \frac{16}{2} + 15 \times 4,52 \times 13}{100 \times 16 + 15 \times 4,52} = 8,20 \text{ cm}$$

Alors : $y'_G = h - y_G = 16 - 8,20 = 7.8 \text{ cm}$.

$$\delta = y_G - 2 = 5.80 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section homogène:

$$I_0 = \frac{b}{3} (y_G^3 + y_G'^3) + \eta \times A \times \delta^2 = 36478.13 \text{ cm}^2$$

Déformations instantanées :

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{(2+3 \times \frac{b_0}{b}) \rho}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{4,52}{100 \times 13} = 0,0035$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{(2+3) \times 0,0035} \Rightarrow \lambda_i = 6,00$$

Déformations de longue durée :

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{(2+3 \times \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{2}{5} \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 2,40$$

***Calcul du moment fléchissant à E.L.S :**

g: C'est l'ensemble des charges permanentes.

J: Les charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements.

P: C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

$$g_{eq} = \frac{(6620 \times 2,40) + (5350 \times 1,50)}{3,70} = 6131.54 \text{ N/ml}$$

$$J_{eq} = \frac{(5420 \times 2,40) + (4150 \times 1,50)}{3,70} = 4931.53 \text{ N/ml}$$

$$P = g_{eq} + q = 6131.54 + 2500 = 8631.54 \text{ N/ml}$$

$$M_g = \frac{g_{eq} \cdot \ell^2}{8} = \frac{6131.54 \times (3,70)^2}{8} \quad M_g = 11657.60 \text{ N.m}$$

$$M_j = \frac{j_{eq} \cdot \ell^2}{8} = \frac{4931.53 \times (3,70)^2}{8} \quad M_j = 9376.07 \text{ N.m}$$

$$M_p = \frac{P \cdot \ell^2}{8} = \frac{8631.54 \times (3,70)^2}{8} \quad M_p = 13938.09 \text{ N.m}$$

***Calcul des contraintes de traction effective de l'armature :**

$$\rho_1 = 100 \times \rho = 0,323 \Rightarrow \beta_1 = 0,911 \text{ (Tableau BAEL 83)}$$

$$S = B_1 \times d \times A = 0,911 \times 13 \times 4,52 = 57,65 \text{ cm}^3$$

***Calcul de σ_s :**

$$\sigma_g = \frac{M_g}{S} = \frac{11657.60}{57,65} = 202.21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_j = \frac{M_j}{S} = \frac{9376.07}{57,65} = 162.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_p = \frac{M_p}{S} = \frac{13938.09}{57,65} = 241.77 \text{ MPa}$$

***Calcul du coefficient μ :**

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \rho \cdot \sigma_g + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0035 \times 202.21 + 2,1} = 0,74$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho \cdot \sigma_j^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0035 \times 162.63 + 2,1} = 0,17$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho \cdot \sigma_p^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0035 \times 241.77 + 2,1} = 0,33$$

Donc :

$$I_{fv}^g = (1, 1I_0) / (1 + \lambda_v \times \mu_g) = (1, 1 \times 36478.13) / (1 + 2,40 \times 0,74) = 14454.60 \text{ cm}^2$$

$$I_{fi}^g = (1, 1I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_g) = (1, 1 \times 36478.13) / (1 + 6,00 \times 0,74) = 7376.09 \text{ cm}^2$$

$$I_{fv}^j = (1, 1I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_j) = (1, 1 \times 36478.13) / (1 + 6,00 \times 0,17) = 19864,32 \text{ cm}^2$$

$$I_{fv}^p = (1, 1I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_p) = (1, 1 \times 36478.13) / (1 + 6,00 \times 0,33) = 40128.923 \text{ cm}^2$$

Calcul de la flèche:

On a: $E_i = 32164, 2 \text{ MPa}$, $E_v = 10818, 86 \text{ MPa}$.

$$f_v^g = M_g \cdot \ell^2 / 10E_v. I_{fv}^g = 11657.60 \times (370)^2 / 10 \times 10818, 86 \times 14454.6 = 1.13 \text{ cm}$$

$$f_i^g = M_g \cdot \ell^2 / 10E_i. I_{fi}^g = 11657.60 \times (370)^2 / 10 \times 32164,20 \times 7376.09 = 0.75 \text{ cm}$$

$$f_v^j = M_j \cdot \ell^2 / 10E_i. I_{fj}^j = 9376.07 \times (370)^2 / 10 \times 32164,20 \times 19864,32 = 0, 22 \text{ cm}$$

$$f_i^p = M_p \cdot \ell^2 / 10E_i. I_{fi}^p = 13938.09 \times (370)^2 / 10 \times 32164,20 \times 40128.923 = 0,16 \text{ cm}$$

La flèche totale:

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0, 32 \text{ cm.}$$

$$\Delta f_t = 0, 32 \text{ cm} < \bar{f} = L / 500 = 370 / 500 = 0,78 \text{ cm} \quad (\text{C.V})$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée

III-3-7-CALCUL DE LA POUTRE PALIERE :

• Dimensionnement :

Selon RPA 99, les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left. \begin{array}{l} \cdot b \geq 20 \text{ cm} \\ \cdot H \geq 30 \text{ cm} \end{array} \right\} \rightarrow \text{soit : } b = 30 \text{ cm} , \quad h = 30 \text{ cm}$$

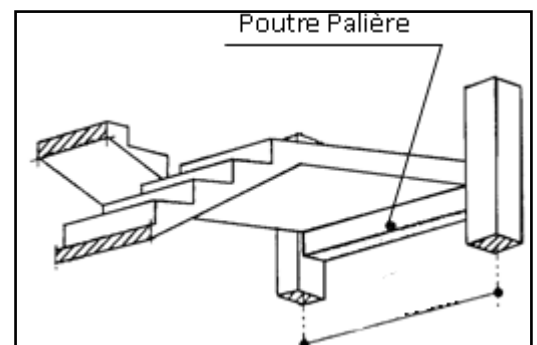
$$\cdot h/b \leq 4 \Rightarrow \frac{30}{30} = 1.00 < 4$$

Donc on fixe les dimensions de la poutre palier (30×30) cm².

• Méthode de calcul:

La poutre palier est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple et à la torsion, elle est soumise à :

Son poids propre g



La réaction de la volée (P, q).

Poids du mur extérieur g_m .

- **Évaluation des charges :**

Poids propre de la poutre :

$$g = h.b.\gamma = 0,3 \times 30 \times 2500 = 2250 \text{ N/ml}$$

La réaction d'escalier :

$$P = P_{eq} \times \frac{L}{2} = 8631.54 \times \frac{2.7}{2} = 11652.58 \text{ N/ml}$$

$$q = 2500 \times \frac{2.7}{2} = 3375 \text{ N/ml}$$

$$\text{Poids du mur : } g_m = h.\gamma = 2345 \times 1.33 = 3118.85 \text{ N/ml}$$

a-Calcul de la poutre à la flexion :

***Combinaisons d'actions :**

$$\text{-E.L.U : } P_u = 1,35 (g + P + g_m) + 1,5 q = 28041.35 \text{ N/ml}$$

$$\text{- E.L.S : } P_{ser} = g + P + g_m + q = 20396.43 \text{ N/ml}$$

*** les sollicitations :**

$$\text{-E.L.U : } M_u = P_u \times \frac{L^2}{8} = 28041.35 \times \frac{(2.7)^2}{8} = 25552.68 \text{ N.m}$$

$$T_u = P_u \times L = 28041.35 \times 2.7 = 75711.65 \text{ N.m}$$

$$\text{- E.L.S : } M_{ser} = P_{ser} \times \frac{L^2}{8} = 20396.43 \times \frac{(2.7)^2}{8} = 18586.25 \text{ N.m}$$

- **Caractéristiques des poutres palières :**

	P N/ml	q N/ml	g_m N/ml	P_u N/ml	P_{ser} N/m	M_u N/ml	M_{ser} N/ml	T
Poutre	11652.58	3375	3118.85	28041.35	20396.43	25552.86	18586.25	75711.65

III-3-7-1-Calcul de ferrailage

Armatures longitudinales :

Moment sur travée:

$$M_t = 0.85 M_0;$$

$$\text{E.L.U : } M_t = 21719.93 \text{ N/m};$$

$$\text{E.L.S : } M_t = 15783.04 \text{ N/m}$$

Moment en appui :

$$M_a = 0.3M_0;$$

$$\text{E.L.U} : M_a = 7665.86 \text{ N/m};$$

$$\text{E.L.S} : M_a = 5575.88.30 \text{ N/m};$$

III-3-7-2-Calcul des efforts tranchants:

$$V_A = -V_B = \frac{qL}{2} = 4556.25 \text{ kg};$$

III-3-7-3-Ferraillage de la poutre palière:

-E.L.U :

Sur travée

$$\mu = \frac{M_{uT}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{21719.93}{14,2 \times 30 \times (28)^2} = 0,065$$

$$\mu = 0,065 < \mu \ell = 0,392 \Rightarrow \dot{A} = 0, \beta = 0,664, \alpha = 0,084$$

$$A = \frac{M_{uT}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{21719.93}{348 \times 0,664 \times 28} = 3,35 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$\mu = \frac{M_{uA}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{7665.86}{14,2 \times 30 \times (28)^2} = 0,029$$

$$\mu = 0,065 < \mu \ell = 0,392 \Rightarrow \dot{A} = 0, \beta = 0,99, \alpha = 0,036$$

$$A = \frac{M_{uA}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{7665.86}{348 \times 0,99 \times 28} = 2.85 \text{ cm}^2$$

- ELS :

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- Section rectangulaire + flexion simple + les aciers de type FeE400, donc la vérification de σ_b set

inutile, si la condition suivante est remplie. $\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 25552.86 / 18586.25 \Rightarrow \gamma = 1,37$$

$$\bar{\alpha} = \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,54 \alpha = 0,036 < \bar{\alpha} = 0,442 \rightarrow \text{(C.V)}$$

*Condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2)

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \quad A_{min} \geq 0,23 \times 30 \times 28 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{min} \geq 0,85 \text{ cm}^2.$$

*Pourcentage minimale :BAEL91 (art B.6.4)

$$A'_{min} \geq 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 30 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2$$

*Pourcentage minimale : RPA99

$$ARPA_{min} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 0,005 \times 30 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_u; A'RP A_{min_{min_{min}}})$$

$$A = A_{min} = 4.5 \text{ cm}^2$$

Donc soit : $A_u = 3 \text{ T } 14 = 4,62 \text{ cm}^2$

	$A_u \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{ado}} \text{ (cm}^2\text{)}$	Choix
Travée	3.35	4.5	4.62	3HA14
Appuis	2.85	4.5	4.62	3HA14

Tab III-3-6 : calcules les armatures en appuis et en travée

• **Vérification des contraintes:**

- Contrainte admissible de béton comprimé $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- Contrainte admissible de acier tendu
- Contrainte tangentielle admissible $\bar{\tau} = \min\{0.133 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\} = 3.33 \text{ MPa}$

	$\sigma_{bc} \text{ (MPa)}$	$\sigma_s \text{ (MPa)}$	$\tau \text{ (MPa)}$	Vérification
Travée	7.2	299.40	-	OK
Appuis	4.00	174.4	0.05	OK

Tab III-3-7 : récapitulatif des vérifications

II-3-7-4 Vérification de la contrainte de cisaillement :BAEL91 (art A.5.1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{75711.65}{300 \times 280} = 0,90 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min\{0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 0,90 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

Selon **BAEL 83**, les armatures ne sont pas nécessaires, et il faut disposer des cadres de diamètres minimale :

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10}\right\} \phi_t \leq \min\left\{\frac{30}{35}; 1,4; \frac{30}{10}\right\} = 0,85 \text{ cm}$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

III-3-7-5- Espacement des armatures transversales :RBA99

- Dans la zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l; 30 \text{ cm}\right)$
- $S_t \leq \min\left(\frac{30}{4}; 12 \times 1,4; 30 \text{ cm}\right) \Rightarrow S_t \leq 7,5$ Soit: $S_t = 7 \text{ cm}$
- Dans la zone courante : $S' \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} \Rightarrow S' \leq 15 \text{ cm}$ Soit $S' = 15 \text{ cm}$
- La longueur de la zone nodale : $L' = 2.h = 60 \text{ cm}$

III-3-7-6-La quantité des armatures transversales : BAEL91: (art A.5.1, 2)

$$A_t \geq 0,4 \cdot b_0 \frac{S}{f_e} \Rightarrow A_t \geq 0,4 \times 30 \frac{15}{235} \Rightarrow A_t \geq 0,77 \text{ cm}^2 \quad A_t \geq \frac{b_0 \times S \times (\tau_u - 0,3 f_{t28})}{0,8 \times f_e} \rightarrow A_t \geq$$

$$\frac{30 \times 15 \times (0,90 - 0,3 \times 2,1)}{0,8 \times 235} \quad A_t \geq 0,65 \text{ cm}^2$$

$$* \text{ RPA 99: } A_t \geq 0,003 \cdot S \cdot b \Rightarrow A_t \geq 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max (A_{t \text{ BAEL}}, A_{t \text{ RPA}}) \Rightarrow A_t = A_{t \text{ RPA}} = 1,35 \text{ cm}^2$$

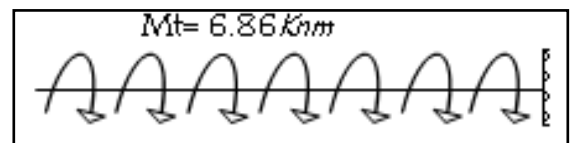
III-3-7-7-Calcul de la poutre à la torsion :

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

$$M_t = M_a (\text{escalier}) = 6860 \text{ N.m}$$

On utilise les règles exposées dans le **BAEL91[4]**.

T_u = le couple de torsion maximale



* Contraintes tangentes de torsion :

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{2 \cdot \Omega \cdot b_0} \quad (\text{formule de Rausch})$$

T_u : moment de torsion ($T_u = M_{\text{tor}} = 0,30 M_u = 6860 \text{ N.m}$)

$$b_0 = b_t = \frac{a}{6} = \frac{b}{6} \Rightarrow b_0 = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

Ω : Aire du contour à mi-épaisseur.

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

$$\tau_u = \frac{6860 \times 1000}{2 \times 625 \times 5 \times 1000} = 1,10 \text{ MPa}$$

* Résistance en torsion et flexion :

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 \leq (\tau_{u \text{ limite}})^2 \quad (\text{Section pleine})$$

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 = 0,90^2 + 1,10^2 = 2,02 \text{ MPa}$$

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 = 2,02 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u^2 = 10,56 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

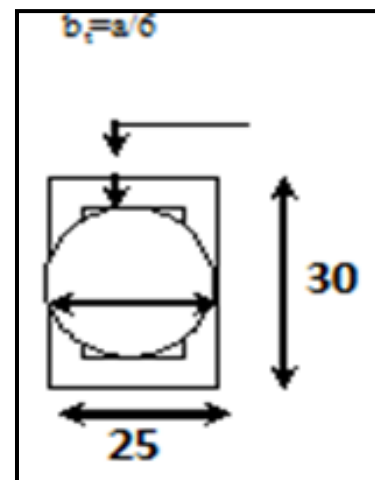
* Les armatures longitudinales:

$$A_l = \frac{\mu \cdot T_u}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

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

$$\mu = 2[(h - b_t) + (b - b_t)] = 100 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{100 \times 6860 \times 100 \times 1,15}{2 \times 625 \times 400 \times 100} = 1,58 \text{ cm}$$



III-3-8- Les armatures transversales :

$$A_t = \frac{T_u \cdot S_t}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad A_t = \frac{6860 \times 15 \times 1.15}{2 \times 625 \times 400} = 0,23 \text{ cm}^2.$$

a) Section minimale des armatures :BAEL 91

$$1) \frac{\sum A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot \mu} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{1.58 \times 400}{5 \times 100} = 1.264 \text{ MPa} > 0.4 \dots \dots \dots (cv)$$

$$2) \frac{A_t \cdot f_e}{b_t \cdot S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{0.23 \times 400}{5 \times 15} = 1.23 \text{ MPa} > 0.4 \dots \dots \dots c.v$$

b) Les armatures totales :

$$\text{b-1- Armatures longitudinales : } A_\ell^{tot} = A_\ell^{fl} + A_\ell^{tor}$$

- Nappe supérieure :** $A_\ell^{tot} = A_\ell^{fl} + \frac{A_\ell^{tor}}{2} = 4,5 + (1,58/2) = 5.29 \text{ cm}^2$

$$\text{Soit : } A_\ell^{tot} = 5T12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

- Nappe inférieure :** $A_\ell^{tot} = \frac{A_\ell^{tor}}{2} = 0.79 \text{ cm}^2$ Soit : $A_\ell^{tot} = 2T10 = 1.57 \text{ cm}^2$

$$\text{b-2- Armatures transversales } A_t^{tot} = A_t^{fl} + A_t^{tor} = 1,58 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc soit : } A_t = 4\emptyset 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

b-3- État limite de déformation :**-Etat limite de déformation :**

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{270} = 0.11 > 0.0625 \dots \dots \dots (C. V)$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20M_0} = 0.11 \geq 0.042 \dots \dots \dots (C. V)$$

$$3) \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_c} \Rightarrow \frac{5,65}{30 \times 28} = 0,0067 \leq \frac{4.2}{400} = 0,0105 \dots \dots (C. V)$$

Les (3) conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche

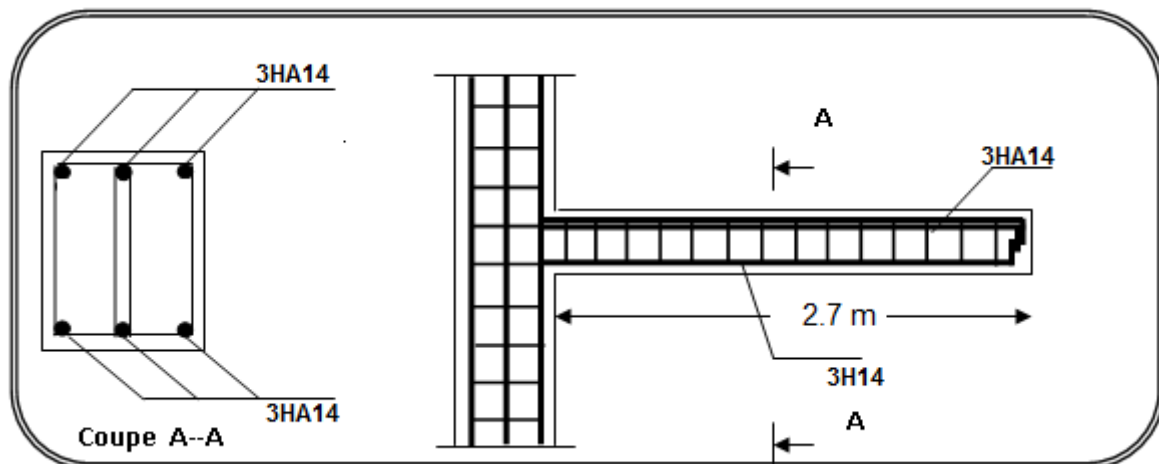


Fig III-3-2 : ferrailage de la poutre palière

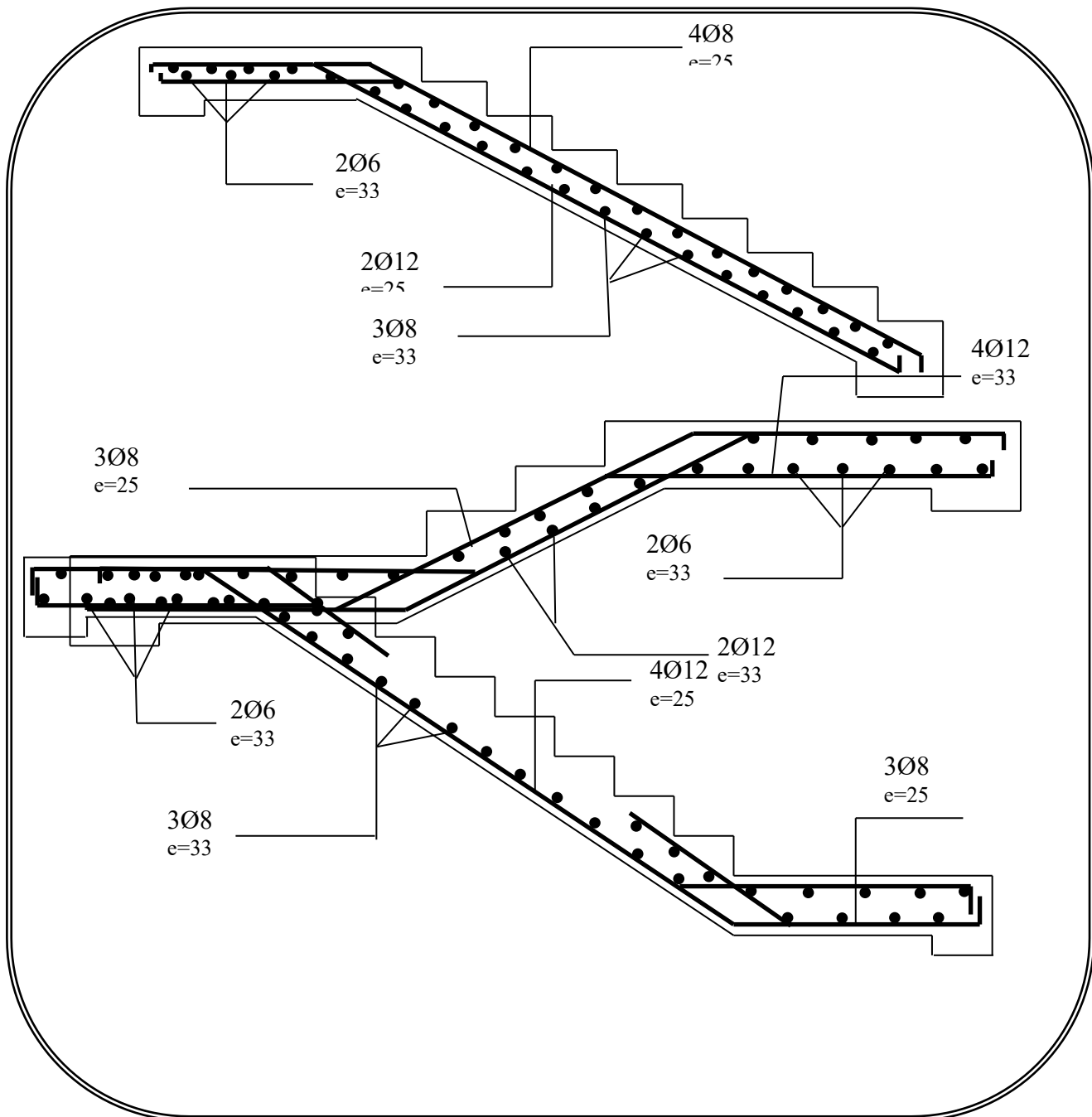


Fig III-3-3 : ferrailage de l'escalier

III-4-LES PLANCHERS

Les planchers sont les aires planes limitant les étages et supportant le revêtement de sols, et sont généralement horizontale.

Méthode forfaitaire:**❖ Domaine d'application:**

La méthode forfaitaire s'applique aux poutres, poutrelles et dalle supportant des charges d'exploitations modérées ($2G \leq Q$ ou $Q < 5000 \text{ N/m}^2$).

Cette méthode s'applique aux éléments fléchis remplissant les conditions suivantes :

- ✓ Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ;
- ✓ Les portées successives sont dans un rapport comprises entre 0.8 et 1.25 ;
- ✓ La fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé ni celle de ses revêtements.

Dans le cas où l'une de ces trois conditions complémentaires n'est pas satisfaite, on peut appliquer la méthode de calcul des planchers à charge d'exploitation relativement élevée (méthode de A. CAQUOT).

Soit :

- 1) M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la « travée » c'est-à-dire dans la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges ;
- 2) M_w et M_e : Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite, et M_t le moment maximal en travée qui sont pris en compte dans les calculs de la travée considérée.
- 3) $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation.

III-4-1- Méthode de Caquot :**❖ Domaine d'application :**

La méthode s'applique essentiellement aux poutres - planchers des constructions industrielles, c'est-à-dire pour des charges d'exploitation élevées : ($Q > 2G$ ou $Q > 5 \text{ KN/m}^2$).

Elle peut aussi s'appliquer lorsqu'une des trois conditions b, c ou d de la méthode

Forfaitaire n'est pas validée (Inerties variables ; la longueur entre les portées supérieure à 25% ; fissuration préjudiciable ou très préjudiciable). Dans ce cas, il faut appliquer la méthode de Caquot.

III-4-2- Principe de la méthode:

La méthode proposée par Albert Caquot tient compte :

- De la variation du moment d'inertie due aux variations de la largeur de la table de compression, en réduisant légèrement les moments sur appui et en augmentant proportionnellement ceux en travée.
- De l'amortissement de l'effet des chargements des poutres en BA, en ne considérant que les travées voisines de l'appui pour déterminer le moment sur appui.

Soit l'appui numéro i d'une poutre continue, entouré par les deux travées ouest (w) et est (e) de longueurs respectives L_w et L_e ; ces travées supportent :

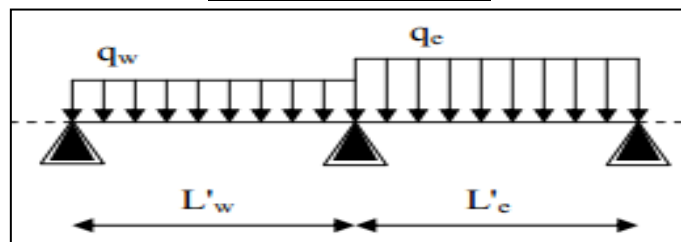
a) Moments sur appuis :

On calcule les quantités suivantes :

La longueur réduite de chaque travée L' :

- $L' = L$ pour les deux travées de rive,
- $L' = 0.8 L$ pour les travées intermédiaires
- Le moment sur l'appui (calculé ici en valeur absolue)

$$M_a = - \frac{P_w l'_w{}^3 + P_e l'_e{}^3}{8,5(l'_w + l'_e)}$$



Ma: du aux charges réparties sur les deux travées ; Avec :

La convention de signe utilisée, le moment sur appui est évidemment négatif.

b) Moment de flexion maximal en travée :

Le moment est maximal au point d'effort tranchant nul dont on nomme X

L'abscisse à de l'appui gauche (w):

$$X_{(m)} = \frac{L}{2} - \frac{M_w - M_e}{PL}$$

Le moment maximal en travée:

$$M_{(x)} = \frac{ql}{2} \cdot x - \frac{qx^2}{2} + M_w \cdot \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_e \cdot \frac{x}{L}$$

c) Efforts tranchants :

M_w moment sur l'appui gauche et M_e moment sur l'appui droit

Les efforts tranchants d'appui (V_w sur l'appui gauche et V_e sur l'appui droit) sont calculés par la méthode générale suivante:

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

$$V_e = V_w + qL$$

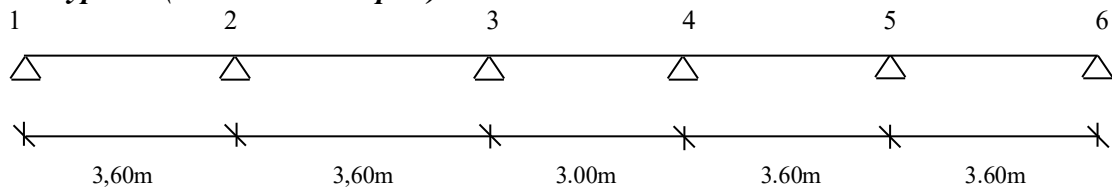
Plancher a corps creux :

Ce type de plancher est largement utilisé dans les constructions civiles, surtout dans les bâtiments a usage d'habitation.

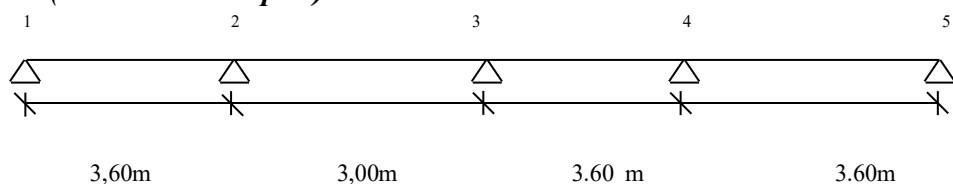
Il se compose d'un corps préfabriqué en béton ou en céramique appelé «corps creux », D'un ensemble de nervures et d'une dalle de compression en béton arme appelée « hourdis »

On a 3 types des nervures :

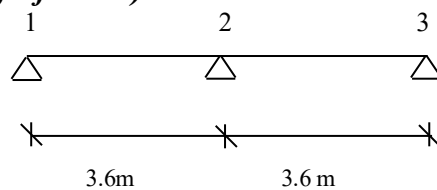
* -nervure type 1 : (méthode de Caquot)



-nervure type 2 :(méthode de Caquot)



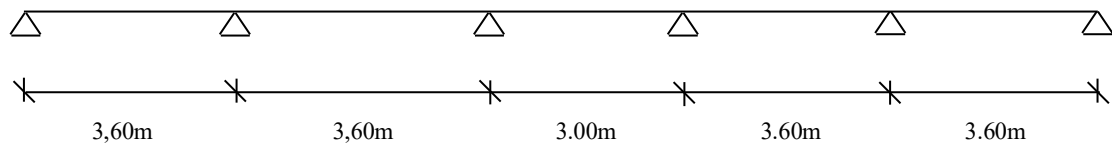
-nervure type 3 : (méthode forfaitaire)



* Nervure type 1 :

Plancher Terrasse (ELU):

2 3 4 5 6



$$G=6.43 \text{ KN/m}$$

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

Le rapport : $0,80 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 \Rightarrow \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3,60}{3,10} = 1,26$

Cette condition n'est pas vérifiée donc on utilise la méthode CAQUOT

Charge permanente répartie : $g = G \times l = 6.43 \times 0,65$

$$\Rightarrow g=4.18 \text{ KN/m}$$

Surcharge répartie : $q = Q \times l = 1 \times 0,65$

$$\Rightarrow q= 0,65 \text{ KN}$$

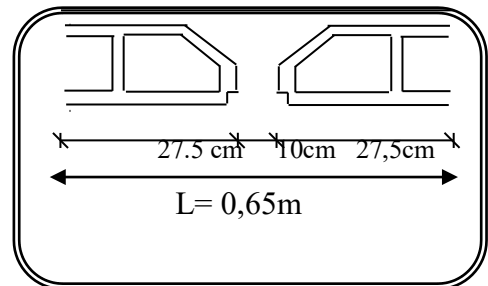


Fig III-4-1- : démontions de planche cure creux

Charge Ultime : $q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 1,35 \times 4.18 + 1,5 \times 0,65$

$$\Rightarrow q_u= 6.618 \text{ KN/m}$$

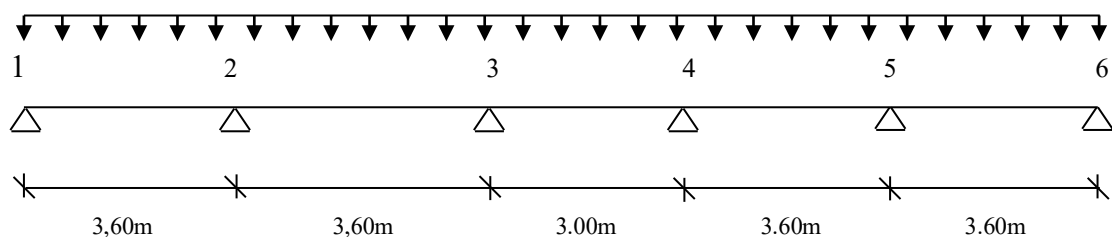
* $L'_i = L_i$ pour les travées de rive

* $L'_i = 0,80 \times L_i$ pour les travées intermédiaires

* Calcul des moments :

*Moment sur Appui :

$$q_u = 6,618 \text{ KN/m}$$



$$M_1 = M_6 = 0$$

$$M_a = - \frac{q_w \times l_w'^3 + q_e \times l_e'^3}{8,5(l_w' + l_e')}$$
 Avec

q_w : charge ultime réduite droite.

q_e : charge ultime réduite gauche.

$$M_2 = -\frac{q_{u.reduit}(l_1'^3 + l_2'^3)}{8,5(l_1' + l_2')} = -\frac{6,618 \times (3,60^3 + 3,12^3)}{8,5 \times (3,60 + 3,12)} = -8,96 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -\frac{q_{u.reduit}(l_2'^3 + l_3'^3)}{8,5(l_2' + l_3')} = -\frac{6,618 \times (3,12^3 + 2,48^3)}{8,5 \times (3,12 + 2,48)} = -6,34 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -\frac{q_{u.reduit}(l_3'^3 + l_4'^3)}{8,5(l_3' + l_4')} = -\frac{6,618 \times (2,48^3 + 3,12^3)}{8,5 \times (2,48 + 3,12)} = -6,34 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -\frac{q_{u.reduit}(l_4'^3 + l_5'^3)}{8,5(l_4' + l_5')} = -\frac{6,618 \times (3,12^3 + 3,60^3)}{8,5 \times (3,12 + 3,60)} = -8,96 \text{ KN.m}$$

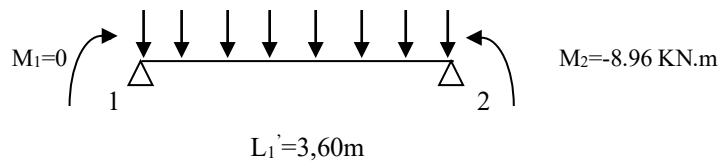
Moment sur travée :

Sera calcul par : $M_t(x) = M(x) + M_w(1 - \frac{x}{l}) + M_e \frac{x}{l}$

Avec $M(x) = q \frac{x}{2} l - q \frac{x^2}{2}$

Alors $M_t(x) = q \frac{x}{2} (l - x) + M_w(1 - \frac{x}{l}) + M_e \frac{x}{l}$

Travée 1-2 :



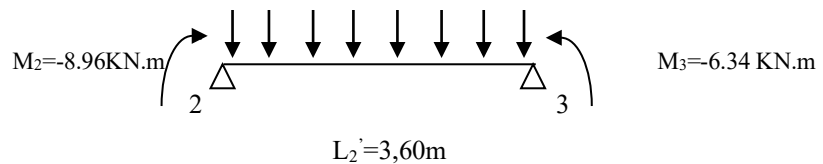
$$M_{t1}(x) = q \frac{x}{2} (l - x) + M_1(1 - \frac{x}{l}) + M_2(\frac{x}{l}) = 6,618 \times \frac{x}{2} (3,60 - x) + 0(1 - \frac{x}{3,60}) - 8,96(\frac{x}{3,60})$$

$$\Rightarrow M_{t1}(x) = -3,309x^2 + 9,42x$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow \frac{dM_{t1}(x)}{dx} = -6,618x + 9,42 = 0 \Rightarrow x = 1,42 \text{ m}$$

$$M_{t1}(x = 1,42) = -3,309 \times 1,42^2 + 9,42 \times 1,42 = 6,70 \Rightarrow M_{t1}(x = 1,42) = 6,70 \text{ KN.m}$$

Travée 2-3 :



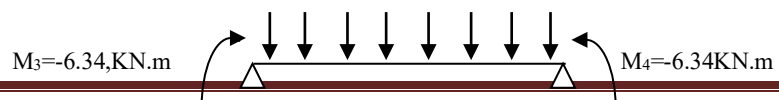
$$M_{t2}(x) = q \frac{x}{2} (l - x) + M_2(1 - \frac{x}{l}) + M_3(\frac{x}{l}) = 6,618 \times \frac{x}{2} (3,60 - x) - 8,96(1 - \frac{x}{3,60}) - 6,34(\frac{x}{3,60})$$

$$\Rightarrow M_{t2}(x) = -3,309x^2 + 13,58x - 8,96$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow \frac{dM_{t2}(x)}{dx} = -6,618x + 13,58 = 0 \Rightarrow x = 2,09 \text{ m}$$

$$M_{t2}(x = 2,09) = -3,309 \times 2,09^2 + 13,58 \times 2,09 - 8,96 = 2,34 \Rightarrow M_{t2}(x = 2,09) = 4,96 \text{ KN.m}$$

Travée 3-4 :



3

4

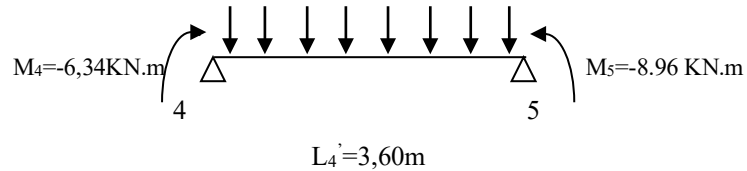
$$L_3 = 3.00\text{m}$$

$$M_{t3}(x) = q \frac{x}{2}(l - x) + M_3(1 - \frac{x}{l}) + M_4(\frac{x}{l}) = 6,618 \times \frac{x}{2}(3,10 - x) - 6,34(1 - \frac{x}{3,10}) - 6,34(\frac{x}{3,10})$$

$$\Rightarrow M_{t3}(x) = -3,309x^2 + 10,26x - 6,34$$

$$\frac{dM}{dx}=0 \Rightarrow \frac{dM_{t3}(x)}{dx} = -6,618x + 10,26 = 0 \Rightarrow x = 2,18\text{m}$$

$$M_{t1}(x = 1,55) = -3,309 \times 1,55^2 + 10,26 \times 1,55 - 6,34 = 1,61 \Rightarrow M_{t3}(x = 1,55) = 1,61\text{KN.m}$$

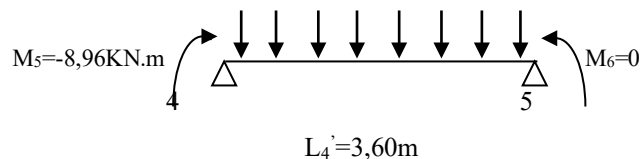
Travée 4-5 :

$$M_{t4}(x) = q \frac{x}{2}(l - x) + M_4(1 - \frac{x}{l}) + M_5(\frac{x}{l}) = 6,618 \times \frac{x}{2}(3,60 - x) - 6,34(1 - \frac{x}{3,60}) - 8,96(\frac{x}{3,60})$$

$$\Rightarrow M_{t3}(x) = -3,309x^2 + 12,24x - 6,34$$

$$\frac{dM}{dx}=0 \Rightarrow \frac{dM_{t4}(x)}{dx} = -6,618x + 12,24 = 0 \Rightarrow x = 1,84$$

$$M_{t1}(x = 1,84) = -3,309 \times 1,84^2 + 12,24 \times 1,84 - 6,34 = 4,98 \Rightarrow M_{t4}(x = 1,84) = 4,98\text{KN.m}$$

Travée 5-6 :

$$M_{t5}(x) = q \frac{x}{2}(l - x) + M_5(1 - \frac{x}{l}) + M_6(\frac{x}{l}) = 6,618 \times \frac{x}{2}(3,60 - x) - 8,96(1 - \frac{x}{3,60}) - 0(\frac{x}{3,60})$$

$$\Rightarrow M_{t3}(x) = -3,309x^2 + 14,41x - 8,96$$

$$\frac{dM}{dx}=0 \Rightarrow \frac{dM_{t4}(x)}{dx} = -6,618x + 14,41 = 0 \Rightarrow x = 2,18$$

$$M_{t1}(x = 2,18) = -3,309 \times 2,18^2 + 14,41 \times 2,18 - 8,96 = 6,73 \Rightarrow M_{t4}(x = 2,26) = 5,53\text{KN.m}$$

***Calcul de l'effort tranchant :**

L'effort tranchant sera calculé par la relation :

$$V_0 = \frac{dM_t}{dx} \qquad V_{w,e} = V_{0w,e} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

Travée 1-2 :

$$V_0 = \frac{dM_{t1}(x)}{dx} = -6,618x + 9,42 \quad \left\{ \begin{array}{ll} \text{Pour } x=0 & V_{0w} = 9,42\text{KN} \\ \text{pour } x=3,60\text{m} & V_{0e} = -14,40\text{KN} \end{array} \right.$$

$$V_{w1} = V_{0w} + \frac{M_2 - M_1}{l_1} = 9,42 + \frac{-8,96 - (0)}{3,60} = 6,93\text{KN}$$

$$V_{e1} = V_{0e} + \frac{M_2 - M_1}{l_1} = -14,40 + \frac{-8,96 - (0)}{3,60} = -16,89\text{KN}$$

Travée 2-3 :

$$V_0 = \frac{dM_{t2}(x)}{dx} = -6,618x + 13,58 = 0 \quad \left\{ \begin{array}{ll} \text{Pour } x=0 & V_{0w} = 13,58\text{KN} \\ \text{pour } x=3,60\text{m} & V_{0e} = -12,23\text{KN} \end{array} \right.$$

$$V_{w2} = V_{0w} + \frac{M_3 - M_2}{l_2} = 13,58 + \frac{-6,34 - (-8,96)}{3,60} = 14,25\text{KN}$$

$$V_{e2} = V_{0e} + \frac{M_3 - M_2}{l_2} = -12,23 + \frac{-6,34 - (-8,96)}{3,60} = -11,56\text{KN}$$

Travée 3-4 :

$$\frac{dM_{t3}(x)}{dx} = -6,618x + 10,26 = 0 \quad \left\{ \begin{array}{ll} \text{Pour } x=0 & V_{0w} = 10,26\text{KN} \\ \text{Pour } x=3,10\text{m} & V_{0e} = -10,26\text{KN} \end{array} \right.$$

$$V_{w3} = V_{0w} + \frac{M_4 - M_3}{l_3} = 10,26 + \frac{-6,34 - (-6,34)}{3,00} = 10,26\text{KN}$$

$$V_{e3} = V_{0e} + \frac{M_4 - M_3}{l_3} = -10,26 + \frac{-6,34 - (-6,34)}{3,00} = -10,26\text{KN}$$

Travée 4-5 :

$$V_0 = \frac{dM_{t4}(x)}{dx} = -6,618x + 12,24 = 0 \quad \left\{ \begin{array}{ll} \text{Pour } x=0 & V_{0w} = 12,24\text{KN} \\ \text{pour } x=3,90\text{m} & V_{0e} = -13,57\text{KN} \end{array} \right.$$

$$V_{w4} = V_{0w} + \frac{M_5 - M_4}{l_4} = 12,24 + \frac{-8,96 - (-6,34)}{3,60} = 11,56\text{KN}$$

$$V_{e4} = V_{0e} + \frac{M_5 - M_4}{l_4} = -13,57 + \frac{-8,96 - (-6,34)}{3,60} = -14,24\text{KN}$$

Travée 5-6:

$$V_0 = \frac{dM_{t5}(x)}{dx} = -6,618x + 14,41 = 0 \quad \left\{ \begin{array}{ll} \text{Pour } x=0 & V_{0w} = 14,41\text{KN} \end{array} \right.$$

pour $x=3,60\text{m}$ $V_{0e} = -9,41\text{KN}$

$$V_{w5} = V_{0w} + \frac{M_6 - M_5}{l_5} = 14,41 + \frac{0 - (-8,96)}{3,60} = 16,90\text{KN}$$

$$V_{e5} = V_{0e} + \frac{M_6 - M_5}{l_5} = -9,41 + \frac{0 - (-8,96)}{3,60} = -6,92\text{KN}$$

Travée	1-2		2-3		3-4		4-5		5-6		
q_u =charge ultime (KN/m)	6,618		6,618		6,618		6,618		6.618		
L =longueur réel de travée (m)	3,60		3,60		3.00		3,60		3.60		
L' =longueur réduit de travée (m)	3,60		3,12		2,48		3,12		3.60		
M_i =moment sur appui (KN.m)	0	-8,96	-6.34	-6,34	-8.96	0					
X (m)	1,42		2,09		1,55		1,84		2.18		
M_t =moment sur travée (kN.m)	6,70		4,96		1,61		4,96		6.70		
Effort tranchant V_{0w},V_{0e} (KN)	9,42/ -14,40		13,58/-12,23		10,26/-10,26		12,24/-13,57		14.41/-9.41		
Effort tranchant V_w ,V_e (KN)	6,96/-16,89		14,25/-11,56		10,26/-10,26		12,24/-13,57		16.90/-6.92		

Tab III-4-1 : diagramme des moments et efforts tranchants à ELU type (1)terrasse.

	Traves	1-2		2-3		3-4		4-5		5-6		
	Appui	1	2		3		4		5		6	
sur appui	M ^u (kn.m)	0	-8.96		-6.34		-6.34		-8.96		0	
sur traves	M ^u (kn.m)	6.70		4.96		1.61		4.98		6.73		

Tab III-4-2 : diagramme des moments type(1) terrasse.

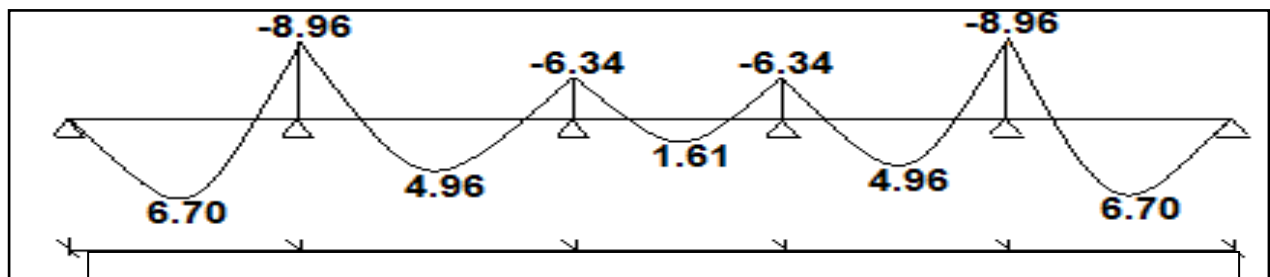
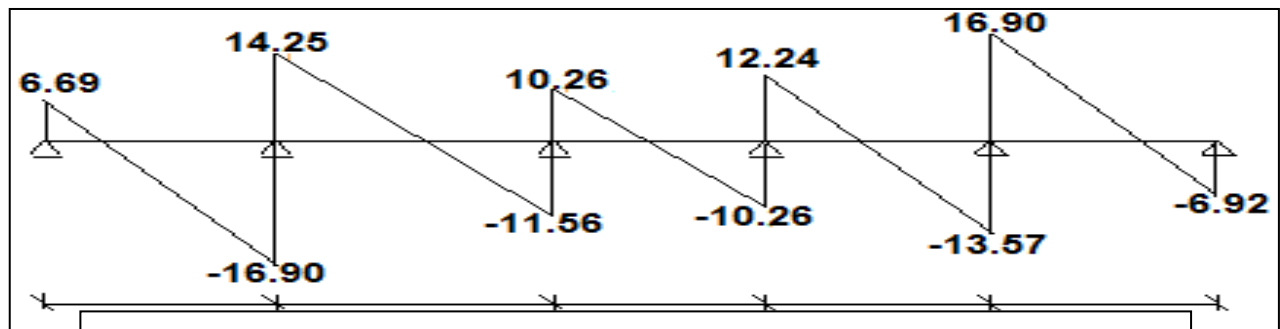


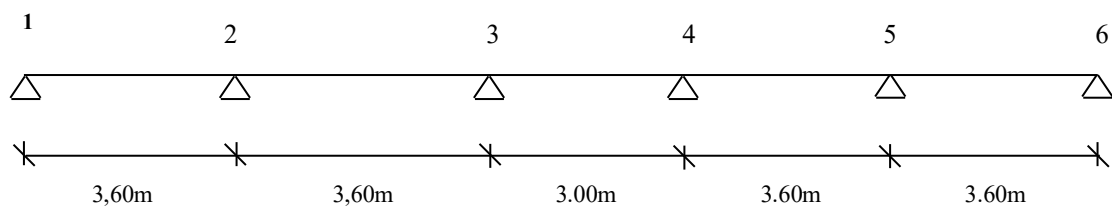
Fig III-4-2:Diagramme des moments ELU type(1) plancher terrasse



FigIII-4-3: Diagramme des efforts tranchants à ELU type (1) plancher terrasse

* **Nervure type 1 :**

Plancher Terrasse (ELS) :



$$G=6.43 \text{ KN/m}$$

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

Le rapport : $0,80 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 \Rightarrow \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3,90}{3,10} = 1,26$

Cette condition n'est pas vérifiée donc on utilise la méthode CAQUOT

Charge permanente répartie : $g=G \times l = 6.43 \times 0,65$

$$\Rightarrow g=4.18 \text{ KN/m}$$

Surcharge répartie : $q=Q \times l = 1 \times 0,65$

$$\Rightarrow q=0,65 \text{ KN/m}$$

Charge Service : $q_u=G+Q=4.18+0,65$

$$\Rightarrow q_u=4.83 \text{ KN/m}$$

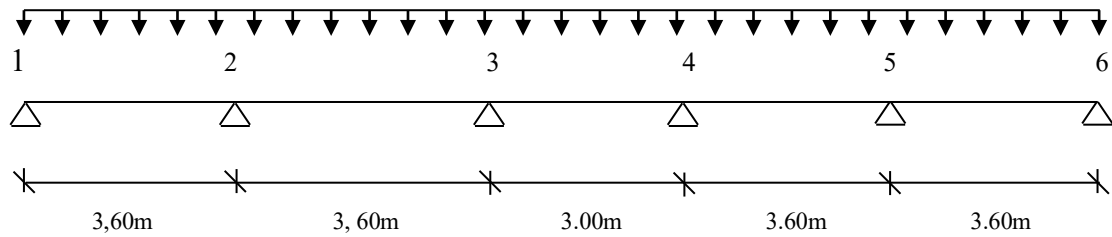
* $L'_i=L_i$ pour les travées de rive

* $L'_i=0,80 \times L_i$ pour les travées intermédiaires

* **Calcul des moments :**

* **Moment sur Appui :**

$$q_u=4.83 \text{ KN/m}$$

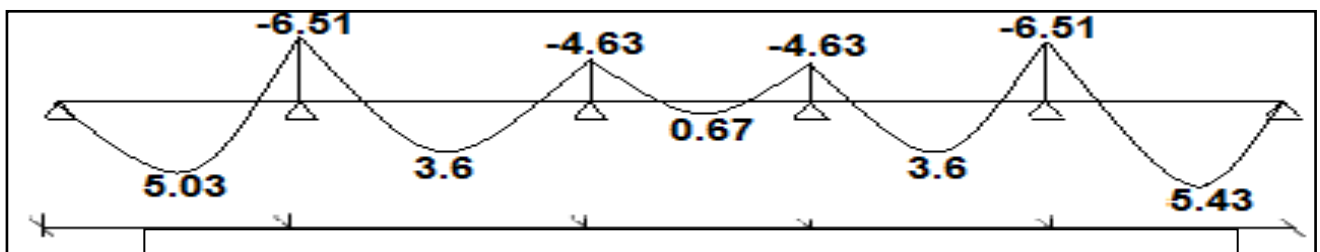


Travée	1-2		2-3		3-4		4-5		5-6		
q_u =charge ultime (KN/m)	4.83		4.83		4.83		4.83		4.83		
L =longueur réel de travée (m)	3,60		3,90		3.10		3,90		3.60		
L' =longueur réduit de travée (m)	3,60		3,12		2,48		3,12		3.60		
M_i =moment sur appui (KN.m)	0	-6.51	-4.63	-4.63	-6.51	0					
X (m)	1,45		2,05		1,49		1,85		2.23		
M_t =moment sur travée (kN.m)	5.03		3.6		0.67		3.61		5.43		
Effort tranchant V_{0w},V_{0e} (KN)	6.98/ -10.41		9.89/-8.95		7.18/-7.18		8.93/-9.91		10.75/-6.64		
Effort tranchant V_w ,V_e (KN)	5.17/-12.21		10.37/-8.47		7.18/-7.18		8.45/-10.4		12.56/-4.83		

Tab III-4-3: diagramme des moments et efforts tranchants à ELS type (1)terrasse.

	Traves	1-2		2-3		3-4		4-5		5-6		
	Appui	1	2		3		4		5		6	
sur appui	M ^u (kn.m)	0	-6.51		-4.63		-4.63		-6.51		0	
sur traves	M ^u (kn.m)	5.03		3.6		0.67		3.61		5.43		

Tab III-4-4: diagramme des moments à ELS type(1) terrasse.



FigIII-4-1:Diagramme des moments ELS type(1) plancher terrasse

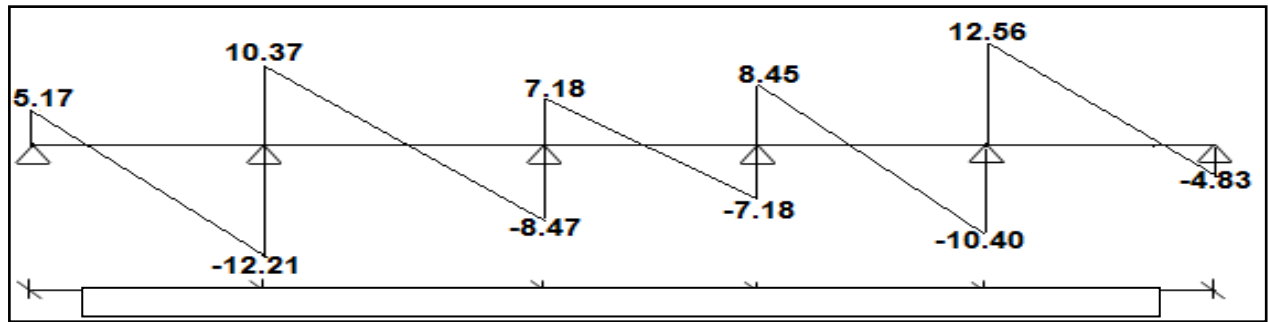
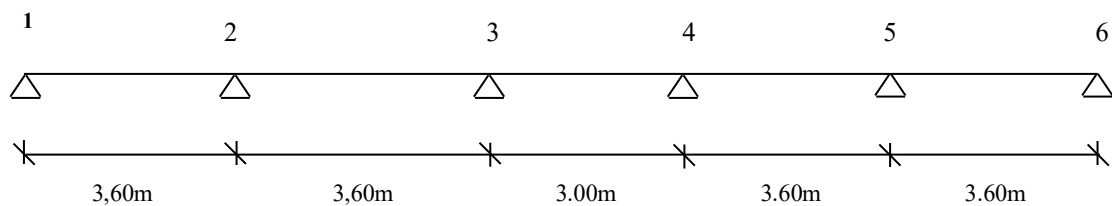


Fig III-4-4: Diagramme des efforts tranchants à ELS type (1) plancher terrasse

* **Nervure type 1 :**

PLANCHES ETAG(ELU) :



$$G=5.25 \text{ KN/m}$$

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

Le rapport : $0,80 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 \Rightarrow \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3.60}{3.10} = 1.26$

Cette condition n'est pas vérifiée donc on utilise la méthode CAQUOT

Charge permanente répartie : $g=G \times l = 5.25 \times 0,65$

$$\Rightarrow g=3.41 \text{ KN/m}$$

Surcharge répartie : $q=Q \times l = 1.5 \times 0,65$

$$\Rightarrow q=0,98 \text{ KN/m}$$

Charge Ultime : $q_u=1,35 \times G + 1,5 \times Q = 1,35 \times 3.41 + 1,5 \times 0,98$

$$\Rightarrow q_u=6.07 \text{ KN/m}$$

* $L'_i=L_i$ pour les travées de rive

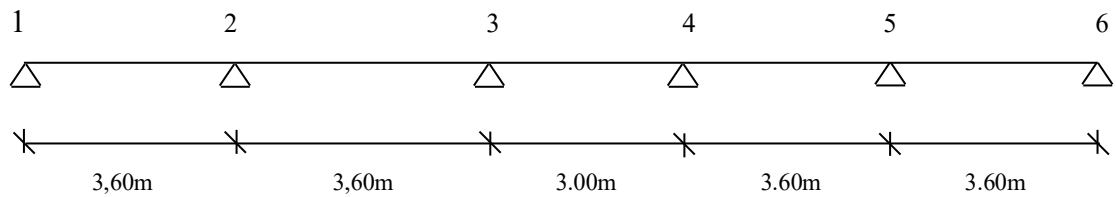
* $L'_i=0,80 \times L_i$ pour les travées intermédiaires

* **Calcul des moments :**

* **Moment sur Appui :**

$$q_u=6,07 \text{ KN/m}$$





$$M_1 = M_6 = 0$$

$$M_a = -\frac{q_w \times l_w'^3 + q_e \times l_e'^3}{8,5(l_w' + l_e')} \text{ Avec}$$

q_w : charge ultime réduite droite.

q_e : charge ultime réduite gauche

Travée	1-2		2-3		3-4		4-5		5-6	
q_u =charge ultime (KN/m)	6,07		6,07		6,07		6,07		6.07	
L =longueur réel de travée (m)	3,60		3,90		3.10		3,90		3.60	
L' =longueur réduit de travée (m)	3,60		3,12		2,48		3,12		3.60	
M_i =moment sur appui (KN.m)	0	-8,18	-5.81		-5,81		8.18		0	
X (m)	1,42		2,05		1,55		1,85		2.17	
M_t =moment sur travée (kN.m)	6,16		4,59		1,48		4,59		6.16	
Effort tranchant V_{0w}, V_{0e} (KN)	8,65/ -13,20		12,45/-11,22		9,41/-9,41		11,22/-12,45		13.20/-8.65	
Effort tranchant V_w, V_e (KN)	6,37/-15,47		13,06/-10,61		9,41/-9,41		10,61/-13,06		15.47/-6.37	

Tab III-4-5 : diagramme des moments et efforts tranchants à ELU type (1) plancher étage

	Traves	1-2		2-3		3-4		4-5		5-6	
	Appui	1	2		3		4		5		6
sur appui	M ^u (kn.m)	0	-8.18		-5.81		-5.81		-8.18		0
sur traves	M ^u (kn.m)	6.16		4.59		1.48		4.59		6.16	

Tab III-4-6 : diagramme des moments ELU type(1) plancher étage

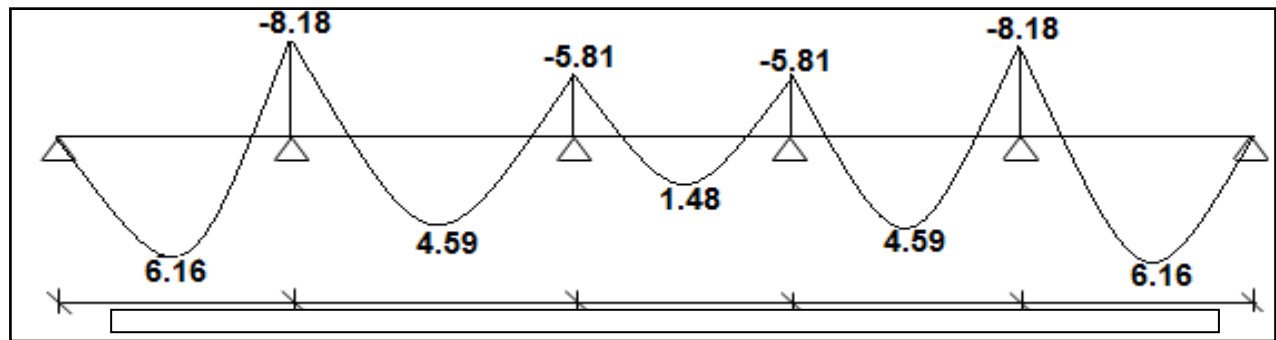


Fig III-4-6: Diagramme des moments ELU type(1) plancher Etage

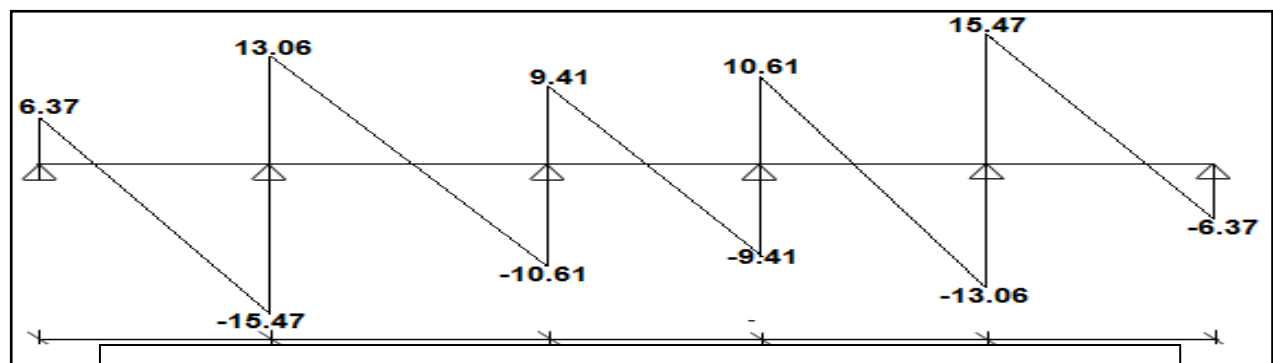
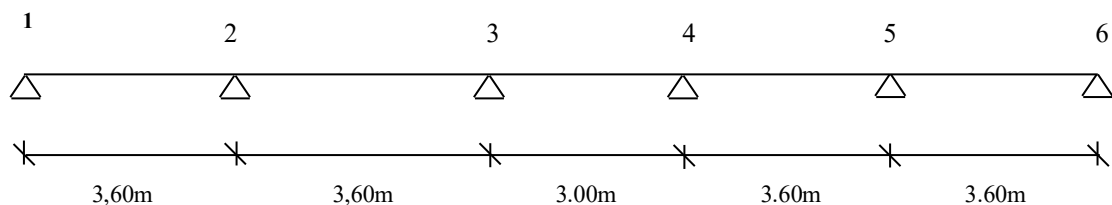


Fig III-4-7: Diagramme des efforts tranchants à ELU type (1) plancher Etage

Nervure type 1 :**PLANCHES ETAG(ELS) :**

$$G=5.25 \text{ KN/m}$$

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

Le rapport : $0,80 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 \Rightarrow \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3,60}{3,10} = 1,26$

Cette condition n'est pas vérifiée donc on utilise la méthode CAQUOT

Charge permanente répartie : $g=G \times l = 5.25 \times 0,65$

$$\Rightarrow g=3.41 \text{ KN/m}$$

Surcharge répartie : $q=Q \times l = 1.5 \times 0,65$

$$\Rightarrow q= 0,98 \text{ KN/m}$$

Charge Ultime : $q_u=G + Q = 3.41+0,98$

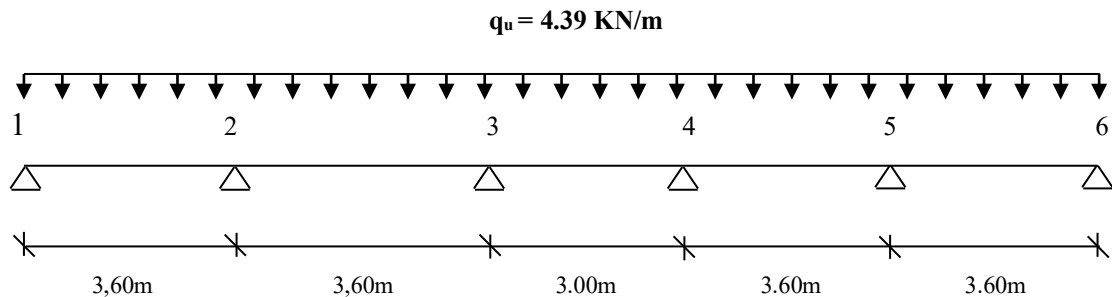
$$\Rightarrow q_u = 4.39 \text{ KN/m}$$

* $L'_i = L_i$ pour les travées de rive

* $L'_i = 0,80 \times L_i$ pour les travées intermédiaires

* Calcul des moments :

* Moment sur Appui :



Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	
q_u =charge ultime (KN/m)	4.39	4.39	4.39	4.39	4.39	
L =longueur réel de travée (m)	3,60	3,90	3.10	3,90	3.60	
L' =longueur réduit de travée (m)	3,60	3,12	2,48	3,12	3.60	
M_i =moment sur appui (KN.m)	0	-5.91	-4.21	-4.21	-5.91	0
X (m)	1,43	2,01	1,55	1,84	2.17	
M_t =moment sur travée (kN.m)	4.45	3.53	1.05	3.21	4.43	
Effort tranchant V_{0w}, V_{0e} (KN)	6.26/ -9.54	9.12/-8	6.8/-6.8	8.08/-9.04	9.54/-6.26	
Effort tranchant V_w, V_e (KN)	4.61/-11.2	9.56/-7.56	6.8/-6.8	7.64/-9.48	11.18/-4.62	

Tab III-4-7 : diagramme des moments et efforts tranchants à ELS type (1) plancher étage

	Traves	1-2		2-3		3-4		4-5		5-6		
	Appui	1	2		3		4		5		6	
sur appui	M ^u (kn.m)	0	-5.91		-4.21		-4.21		-5.91		0	
sur traves	M ^u (kn.m)	4.45		3.53		1.05		3.21		4.43		

Tab III-4-8 : diagramme des moments à ELS type(1) plancher étage

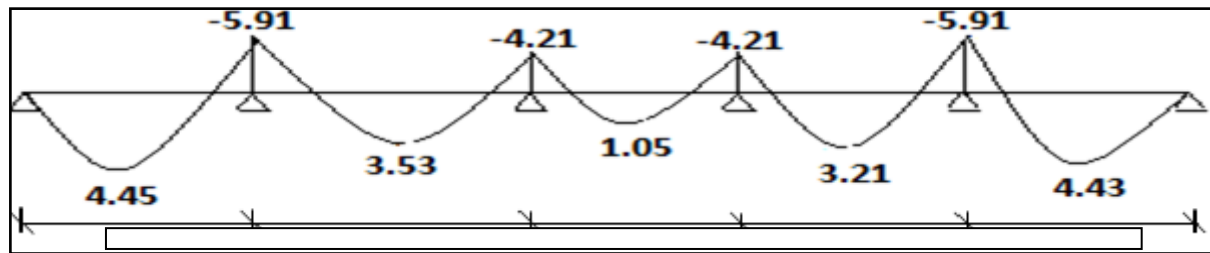


Fig III-4-8:Diagramme des moments ELS type(1) plancher Etage

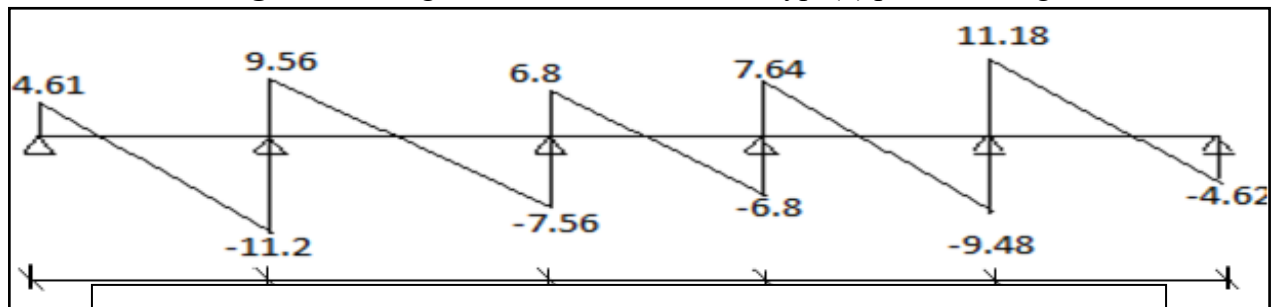


Fig III-4-9:Diagramme des efforts tranchants à ELS type (1)plancher Etage

nervure type 2:**Plancher Terrasse (ELU) :**

$$G=6.43 \text{ KN/m}$$

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

Le rapport : $0,80 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 \Rightarrow \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3,60}{3,10} = 1,26$

Cette condition n'est pas vérifiée donc on utilise la méthode CAQUOT

Charge permanente répartie : $g=G \times l = 6.43 \times 0,65$

$$\Rightarrow g=4.18 \text{ KN/}$$

Surcharge répartie : $q=Q \times l = 1 \times 0,65$

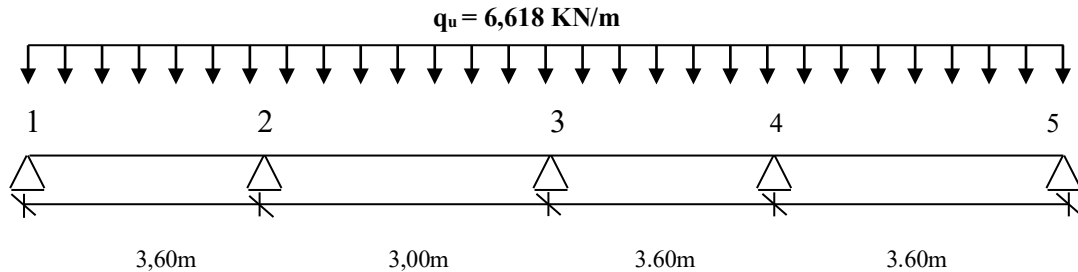
$$\Rightarrow q= 0,65 \text{ KN/m}$$

Charge ultime : $q_u=1,35 \times G + 1,5 \times Q = 1,35 \times 4.18 + 1,5 \times 0,65$

$$\Rightarrow q_u= 6.618 \text{ KN/m}$$

* $L'_i=L_i$ pour les travées de rive

* $L'_i=0,80 \times L_i$ pour les travées intermédiaires

*** Calcul des moments*****Moment sur Appui :**

$$M_1 = M_5 = 0$$

$$M_a = -\frac{q_w \times l_w'^3 + q_e \times l_e'^3}{8,5(l_w' + l_e')} \quad \text{Avec}$$

q_w : charge ultime réduite droite.

q_e : charge ultime réduite gauche.

$$M_2 = -\frac{q_{u.\text{reduit}}(l_1'^3 + l_2'^3)}{8,5(l_1' + l_2')} = -\frac{6,618 \times (3,60^3 + 2,48^3)}{8,5 \times (3,60 + 2,48)} = -9,10 \text{ N.m}$$

$$M_3 = -\frac{q_{u.\text{reduit}}(l_2'^3 + l_3'^3)}{8,5(l_2' + l_3')} = -\frac{6,618 \times (2,48^3 + 0,88^3)}{8,5 \times (2,48 + 0,88)} = -3,70 \text{ KN.m}$$

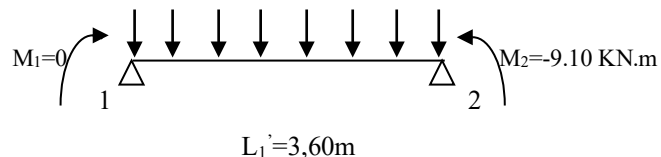
$$M_4 = -\frac{q_{u.\text{reduit}}(l_3'^3 + l_4'^3)}{8,5(l_3' + l_4')} = -\frac{6,618 \times (0,88^3 + 2,80^3)}{8,5 \times (0,88 + 2,80)} = -4,78 \text{ KN.m}$$

Moment sur travée :

Sera calcul par : $M_t(x) = M(x) + M_w(1 - \frac{x}{l}) + M_e \frac{x}{l}$

Avec $M(x) = q \frac{x}{2} l - q \frac{x^2}{2}$

Alors $M_t(x) = q \frac{x}{2} (l - x) + M_w(1 - \frac{x}{l}) + M_e \frac{x}{l}$

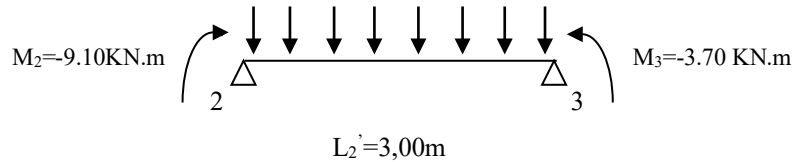
Travée 1-2 :

$$M_{t1}(x) = q \frac{x}{2} (l - x) + M_1(1 - \frac{x}{l}) + M_2(\frac{x}{l}) = 6,618 \times \frac{x}{2} (3,90 - x) + 0(1 - \frac{x}{3,60}) - 9,10(\frac{x}{3,60})$$

$$\Rightarrow M_{t1}(x) = -3,309x^2 + 10,58x$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow \frac{dM_{t1}(x)}{dx} = -6,618x + 10,58 = 0 \Rightarrow x = 1,60 \text{ m}$$

$$M_{t1}(x = 1,60) = -3,309 \times 1,60^2 + 10,58 \times 1,60 = 8,46 \quad \Rightarrow \quad M_{t1}(x = 1,60) = 8,46 \text{ KN.m}$$

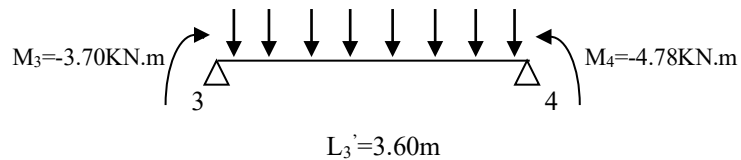
Travée 2-3 :

$$M_{t2}(x) = q \frac{x}{2}(l-x) + M_2(1 - \frac{x}{l}) + M_3(\frac{x}{l}) = 6.618 \times \frac{x}{2}(3.00 - x) - 9.10(1 - \frac{x}{3.00}) - 3.70(\frac{x}{3.00})$$

$$\Rightarrow M_{t2}(x) = -3,309x^2 + 12x - 9,10$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow \frac{dM_{t2}(x)}{dx} = -6,618x + 12 = 0 \Rightarrow x = 1,81m$$

$$M_{t2}(x = 1,81) = -3,309 \times 1,81^2 + 12 \times 1,81 - 9,10 = 1.78 \Rightarrow M_{t2}(x = 1.81) = 1.77 \text{ kN.m}$$

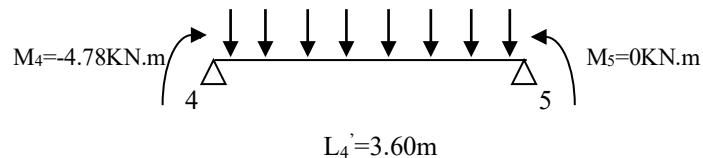
Travée 3-4 :

$$M_{t3}(x) = q \frac{x}{2}(l-x) + M_3(1 - \frac{x}{l}) + M_4(\frac{x}{l}) = 6.618 \times \frac{x}{2}(1.10 - x) - 3.70(1 - \frac{x}{1.10}) - 4.78(\frac{x}{1.10})$$

$$\Rightarrow M_{t3}(x) = -3,309x^2 + 3,89x - 3,7$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow \frac{dM_{t3}(x)}{dx} = -6,618x + 3,89 = 0 \Rightarrow x = 0,59m$$

$$M_{t3}(x = 0,59) = -3,309 \times 0,59^2 + 3,89 \times 0,59 - 3,70 = -1.68 \Rightarrow M_{t3}(x = 0,59) = -1,68 \text{ kN.m}$$

Travée 4-5 :

$$M_{t4}(x) = q \frac{x}{2}(l-x) + M_4(1 - \frac{x}{l}) + M_5(\frac{x}{l}) = 6.618 \times \frac{x}{2}(2,80 - x) - 4,78(1 - \frac{x}{3.60}) - 0(\frac{x}{3.60})$$

$$\Rightarrow M_{t4}(x) = -3,309x^2 + 10,97x - 4,78$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow \frac{dM_{t4}(x)}{dx} = -6,618x + 10,97 = 0 \Rightarrow x = 1,66$$

$$M_{t4}(x = 1,66) = -3,309 \times 1,66^2 + 10,97 \times 1,66 - 4,78 = 4,31 \Rightarrow M_{t4}(x = 1,66) = 4,31 \text{ kN.m}$$

***Calcul de l'effort tranchant :**

L'effort tranchant sera calculé par la relation :

$$V_0 = \frac{dM_t}{dx}$$

$$V_{w,e} = V_{0w,e} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

Travée 1-2 :

$$V_0 = \frac{dM_{t1}(x)}{dx} = -6,618x + 10,58 \quad \left\{ \begin{array}{ll} \text{Pour } x=0 & V_{0w} = 10,58 \text{KN} \\ \text{pour } x=3,60\text{m} & V_{0e} = -15,23 \text{KN} \end{array} \right.$$

$$V_{w1} = V_{0w} + \frac{M_2 - M_1}{l_1} = 10,58 + \frac{-9,10 - (0)}{3,60} = 8,25 \text{KN}$$

$$V_{e1} = V_{0e} + \frac{M_2 - M_1}{l_1} = -15,23 + \frac{-9,10 - (0)}{3,60} = -17,56 \text{KN}$$

Travée 2-3 :

$$V_0 = \frac{dM_{t2}(x)}{dx} = -6,618x + 12 = 0 \quad \left\{ \begin{array}{ll} \text{Pour } x=0 & V_{0w} = 12 \text{KN} \\ \text{pour } x=3,00\text{m} & V_{0e} = -8,52 \text{KN} \end{array} \right.$$

$$V_{w2} = V_{0w} + \frac{M_3 - M_2}{l_2} = 12 + \frac{-3,70 - (-9,10)}{3,00} = 13,74 \text{KN}$$

$$V_{e2} = V_{0e} + \frac{M_3 - M_2}{l_2} = -8,52 + \frac{-3,70 - (-9,10)}{3,10} = -6,78 \text{KN}$$

Travée 3-4 :

$$\frac{dM_{t3}(x)}{dx} = -6,618x + 3,89 = 0 \quad \left\{ \begin{array}{ll} \text{Pour } x=0 & V_{0w} = 3,89 \text{KN} \\ \text{pour } x=1,10\text{m} & V_{0e} = -3,38 \text{KN} \end{array} \right.$$

$$V_{w3} = V_{0w} + \frac{M_4 - M_3}{l_3} = 3,89 + \frac{-4,78 - (-3,70)}{1,10} = 2,90 \text{KN}$$

$$V_{e3} = V_{0e} + \frac{M_4 - M_3}{l_3} = -3,38 + \frac{-4,78 - (-3,70)}{1,10} = -4,36 \text{KN}$$

Travée 4-5 :

$$V_0 = \frac{dM_{t4}(x)}{dx} = -6,618x + 10,97 = 0 \quad \left\{ \begin{array}{ll} \text{Pour } x=0 & V_{0w} = 10,97 \text{KN} \\ \text{pour } x=2,80\text{m} & V_{0e} = -7,56 \text{KN} \end{array} \right.$$

$$V_{w4} = V_{0w} + \frac{M_5 - M_4}{l_4} = 10,97 + \frac{-0 - (-4,78)}{2,80} = 12,68 \text{KN}$$

$$V_{e4} = V_{0e} + \frac{M_5 - M_4}{l_4} = -7,56 + \frac{-0 - (-4,78)}{2,80} = -5,85 \text{KN}$$

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5
q_u = charge ultime (KN/m)	6,618	6,618	6,618	6,618
L = longueur réel de travée (m)	3,90	3,10	1,10	2,80
L' = longueur réduit de travée (m)	3,90	2,48	0,88	2,80

M_i =moment sur appui (kN.m)	0	-9,10	-3,70	-4,78	0
X (m)	1,60	1,81	0,59	1,66	
M_t =moment sur travée (kN.m)	8,46	1,77	-1,68	4,31	
Effort tranchant V_{0w}, V_{0e} (kN)	10,58/ -15,23	12/-8,52	3,89/-3,38	10,97/-7,56	
Effort tranchant V_w, V_e (kN)	8,25/-17,56	13,74/-6,78	2,90/-4,36	12,68/-5,85	

Tab III-4-9 : diagramme des moments et efforts tranchants à ELU type (2) terresse

	Traves	1-2		2-3	3-4		4-5
	Appui	1	2	3	4		5
III sur appui	M^u (kn.m)	0	-9.10	-3.70	-4.78		0
sur traves	M^u (kn.m)	8.46	1.77	-1.68	4.31		

Tab III-4-10 : diagramme des moments type(2)terrasse.

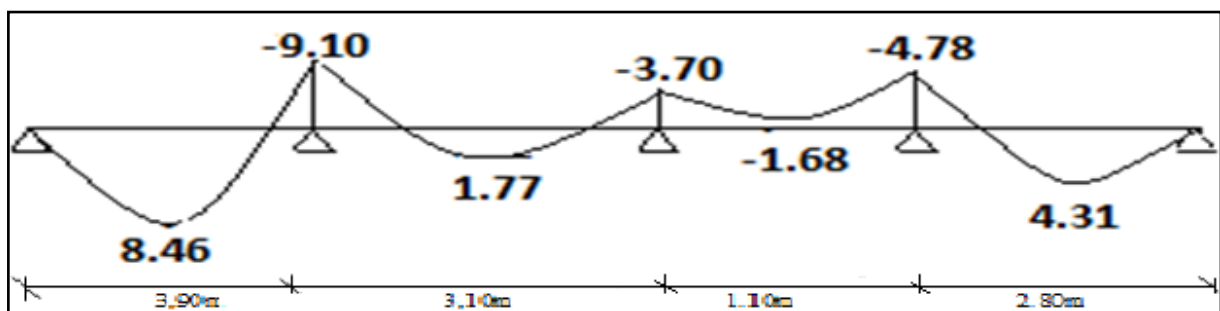


Fig III-4-10:Diagramme des moments ELU type(2) plancher Terrasse

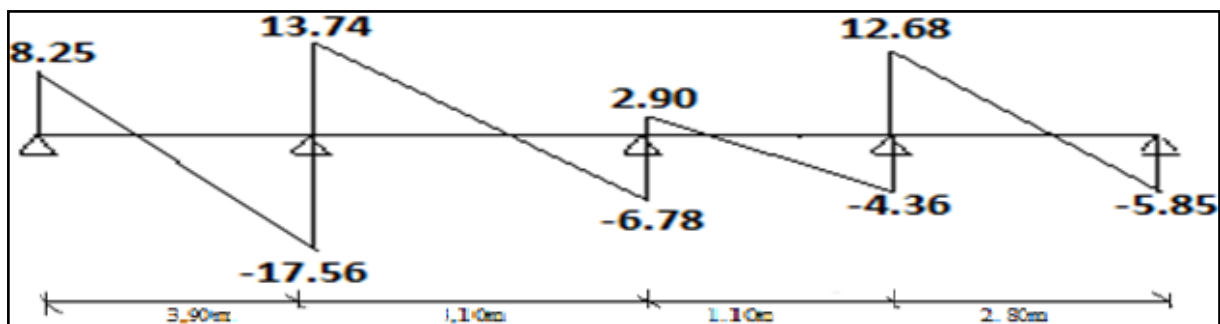


Fig III-4-11:Diagramme des efforts tranchants à ELU type (2)plancher Terrasse

Nervure type 2 :
PLANCHES ETAG(ELU) :

G=5.25 kN/m

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

Le rapport : $0,80 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 \Rightarrow \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3,90}{3,10} = 1,26$

Cette condition n'est pas vérifiée donc on utilise la méthode CAQUOT

Charge permanente répartie : $g=G \times l = 5,25 \times 0,65$

$$\Rightarrow g=3.41 \text{ KN/m}$$

Surcharge répartie : $q=Q \times l = 1,5 \times 0,65$

$$\Rightarrow q= 0,98 \text{ KN/m}$$

Charge ultime : $q_u=1,35 \times G + 1,5 \times Q = 1,35 \times 3,41 + 1,5 \times 0,98$

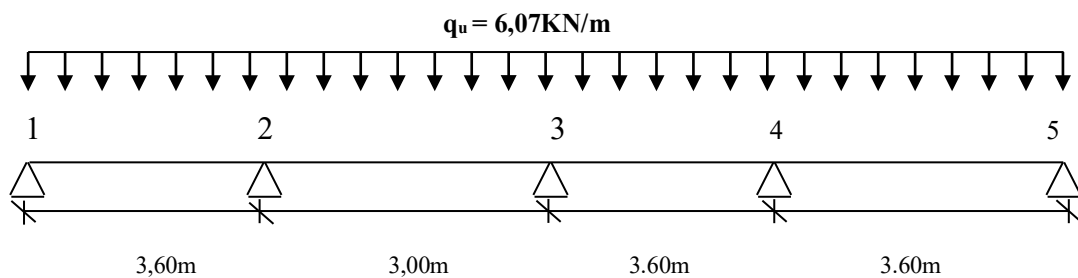
$$\Rightarrow q_u= 6.07 \text{ KN/m}$$

* $L'_i=L_i$ pour les travées de rive

* $L'_i=0,80 \times L_i$ pour les travées intermédiaires

* Calcul des moments :

* Moment sur Appui :



Travée	1-2		2-3		3-4		4-5	
q_u =charge ultime (KN/m)	6,07		6,07		6,07		6,07	
L =longueur réel de travée (m)	3,60		3,00		3.60		3.60	
L' =longueur réduit de travée (m)	3,90		2,48		0,88		3.60	
M_i =moment sur appui (KN.m)	0	-8,34	-3.40	-4,40	-4,40	0		
X (m)	1,78		1,81		0,40		1,66	
M_t =moment sur travée (kN.m)	9,57		1,72		-2,90		3,95	
Effort tranchant V_{0w}, V_{0e} (KN)	10,78/ -12,90		11/-7,82		2,44/-4,23		10,07/-6.93	

Effort tranchant V_w, V_e (KN)	8,64/-15,03	12,60/-6,23	1,53/-5,14	11,64/-5,36
----------------------------------	-------------	-------------	------------	-------------

Tab III-4-11 : diagramme des moments et efforts tranchants à ELU type(2) plancher étage

		traves	1-2		2-3	3-4	4-5	
		appui	1	2	3	4	5	
l sur appui	M ^u _(kn.m)	0	-8.34		-3.40	-4.40		0
sur traves	M ^u _{kn.m)}	9.57		1.72		-2.90		3.95

Tab III-4-12 : diagramme des moments à ELU type(2) plancher étage

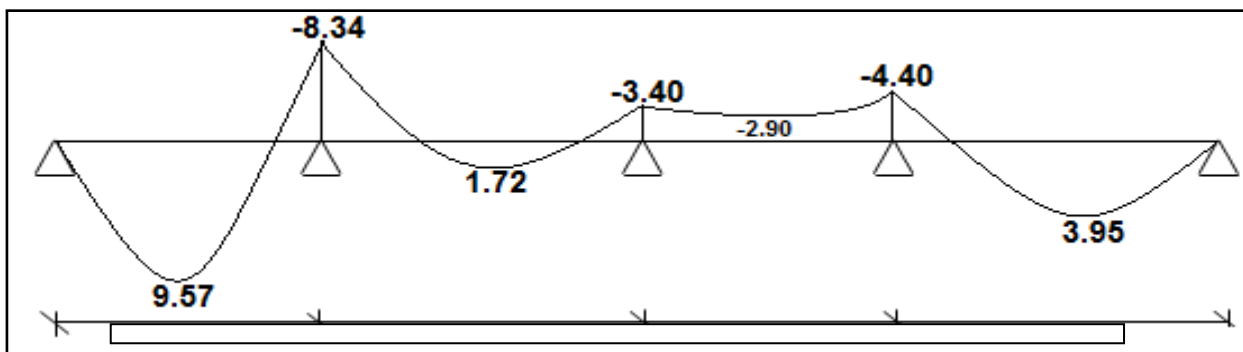


Fig III-4-12:Diagramme des moments ELU type(2) plancher Etage

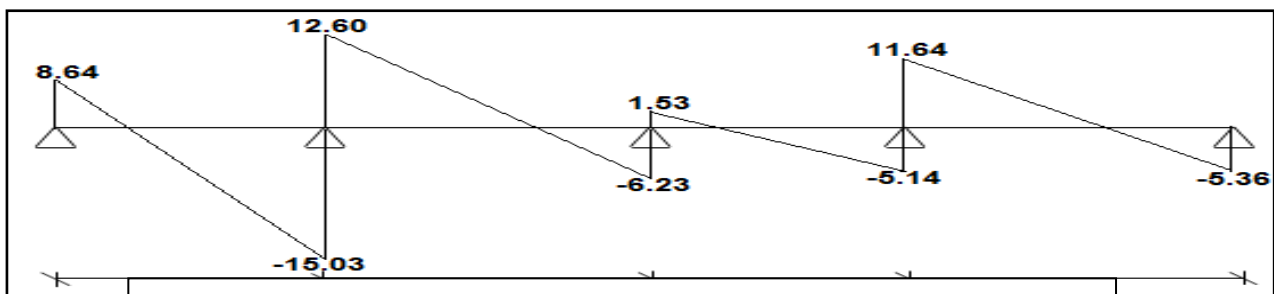


Fig III-4-13:Diagramme des efforts tranchants à ELU type (2)plancher Etage

nervure type 2:**Plancher Terrasse(ELS) :**

$$G=6.43 \text{ KN/m}$$

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

Le rapport : $0,80 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 \Rightarrow \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3.60}{3.10} = 1.26$

Cette condition n'est pas vérifiée donc on utilise la méthode CAQUOT

Charge permanente répartie : $g=G \times l = 6.43 \times 0,65$

$$\Rightarrow g=4.18 \text{ KN/}$$

Surcharge répartie : $q=Q \times l = 1 \times 0,65$

$$\Rightarrow q = 0,65 \text{ KN/m}$$

Charge service: $q_u = G + Q = 4.18 + 0,65$

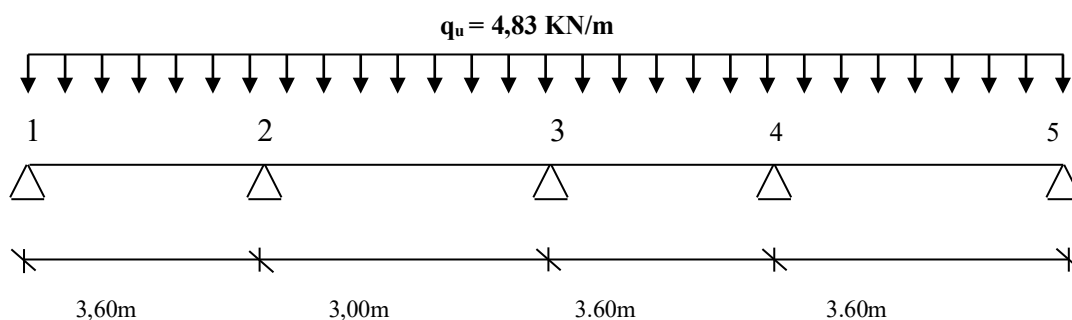
$$\Rightarrow q_u = 4.83 \text{ KN/m}$$

* $L'_i = L_i$ pour les travées de rive

* $L'_i = 0,80 \times L_i$ pour les travées intermédiaires

* Calcul des moments :

* Moment sur Appui :



Travée	1-2		2-3		3-4		4-5	
q_u =charge ultime (KN/m)	4.83		4.83		4.83		4.83	
L =longueur réel de travée (m)	3,60		3,00		3.60		3.60	
L' =longueur réduit de travée (m)	3,60		2,48		0,88		3.60	
M_i =moment sur appui (KN.m)	0	-6.64		-2.36		-3.41		0
X (m)	1,59		1,83		0,35		1,65	
M_t =moment sur travée (kN.m)	6.14		1,49		-2.06		3.17	
Effort tranchant V_{0w}, V_{0e} (KN)	7.71/ -11.13		8.87/-6.1		1.7/-3,61		7.98/-5.54	
Effort tranchant V_w, V_e (KN)	6.08/-12.83		10.25/-4.72		0.75/-4.55		6.76/-6.76	

Tab III-4-13: diagramme des moments et efforts tranchants à ELS type (2) terasse

	Traves	1-2		2-3	3-4		4-5
	Appui	1	2	3	4		5
III sur appui	M ^u (kn.m)	0	-6.64	-2.36	-3.41		0

sur travées	M ^u (kn.m)	6.14	1.49	-2.06	3.17
-------------	-----------------------	------	------	-------	------

Tab III-4-14: diagramme des moments à ELS type(2)terrasse.

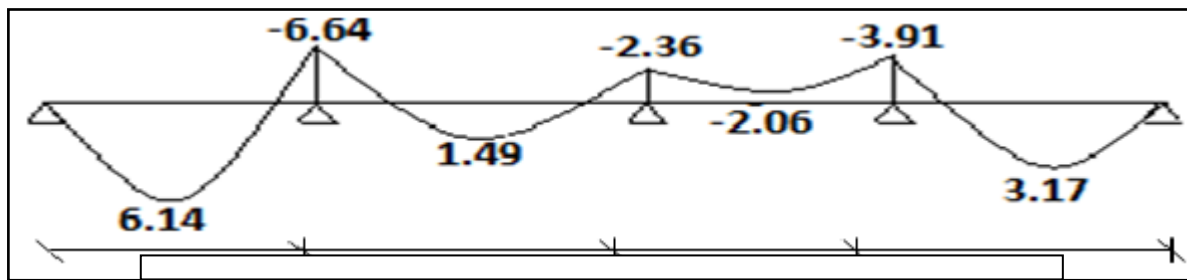


Fig III-4-14:Diagramme des moments ELS type(2) plancher Terrasse

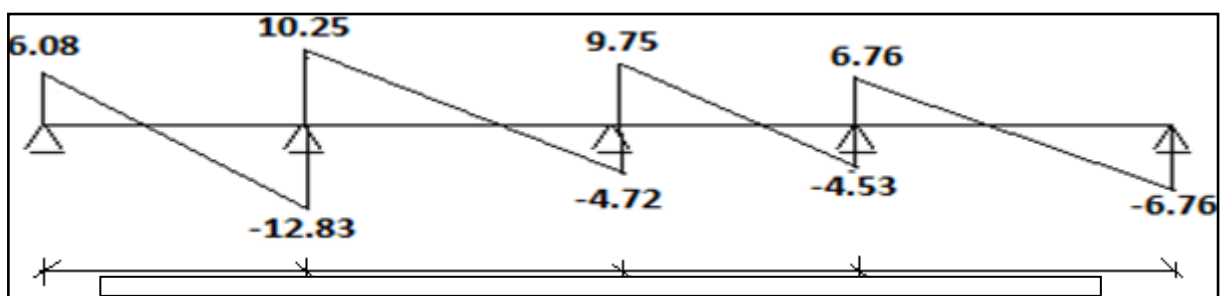


Fig III-4-15:Diagramme des efforts tranchants à ELS type (2) plancher Terrasse

Nervure type 2 :**PLANCHES ETAG(ELS) :**

$$G=5.25 \text{ KN/m}$$

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

Le rapport : $0,80 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 \Rightarrow \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3,60}{3,10} = 1.26$

Cette condition n'est pas vérifiée donc on utilise la méthode CAQUOT

Charge permanente répartie : $g=G \times l = 5.25 \times 0,65$

$$\Rightarrow g=3.41 \text{ KN/m}$$

Surcharge répartie : $q=Q \times l = 1.5 \times 0,65$

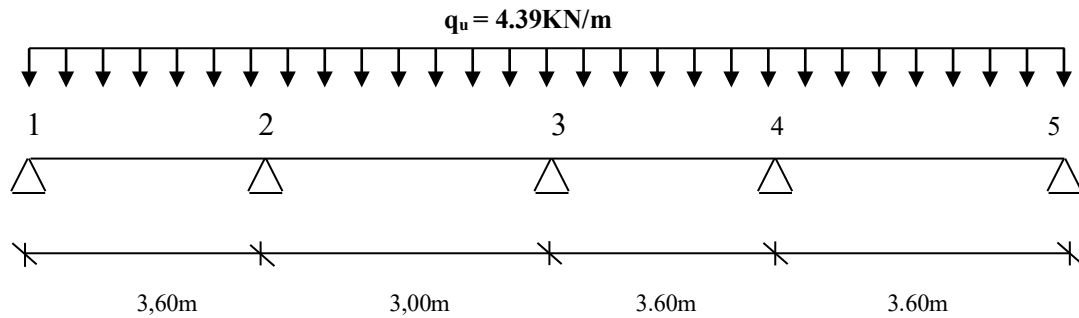
$$\Rightarrow q= 0,98 \text{ KN/m}$$

Charge Service : $q_u=G + Q = 3.41+0,98$

$$\Rightarrow q_u= 4.39 \text{ KN/m}$$

* $L'_i=L_i$ pour les travées de rive

* $L'_i=0,80 \times L_i$ pour les travées intermédiaires

*** Calcul des moments :****Moment sur Appui :**

Travée	1-2		2-3		3-4		4-5	
q_u =charge ultime (KN/m)	4.39		4.39		4.39		4.39	
L =longueur réel de travée (m)	3,60		3,60		3.60		3.60	
L' =longueur réduit de travée (m)	3,60		2,48		0,88		3.60	
M_i =moment sur appui (KN.m)	0	-6.04	-2.45		-3.17		0	
X (m)	1,59		1,81		0,39		1,93	
M_t =moment sur travée (kN.m)	5.58		1.14		-2,10		5.04	
Effort tranchant V_{0w}, V_{0e} (KN)	7.01/ -10.11		7.91/-5.57		1.75/-3.08		8.50/-3.80	
Effort tranchant V_w, V_e (KN)	5.4/-11.67		9.10/-4.11		1,10/-3.73		9.63/-2.67	

Tab III-4-15 : diagramme des moments et efforts tranchants à ELS type(2)

	traves	1-2		2-3	3-4	4-5
	appui	1	2	3	4	5
l sur appui	M ^u _(kn.m)	0	-6.04	-2.45	-3.17	0
sur traves	M ^u _{kn.m)}	5.58		1.14	-2.10	5.04

Tab III-4-16 : diagramme des moments à ELS type(2) PLANCHES ETAG

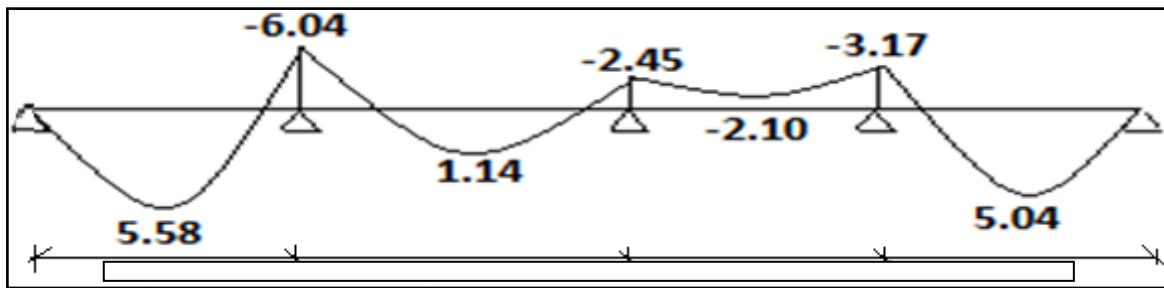


Fig III-4-16:Diagramme des moments ELS type(2) plancher Etage

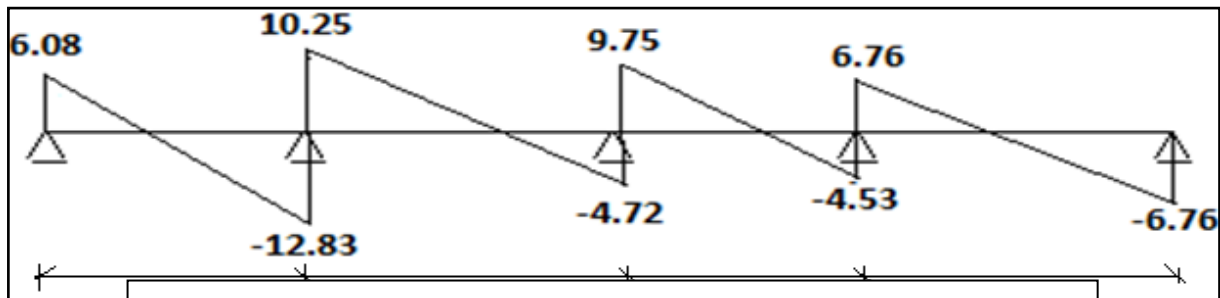


Fig III-4-17:Diagramme des efforts tranchants à ELS type (2) plancher Etage

Nervure type 3 :**Calcul des sollicitations :**

On a deux types des poutrelles dont la solution se fait par la méthode forfaitaire:

Vérification si la méthode forfaitaire est applicable.

$$Q = 1,5 \text{ kN/m}^2 \leq \begin{cases} 2G = 10,50 \text{ kN/ml} \\ 5 \text{ kN/ml} \end{cases} \text{ (C.V)}$$

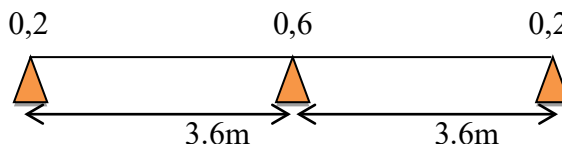
-l'inertie est constante pour toutes les travées.

$-0,8 < L_i/L_{i+1} < 1,25$.

-La fissuration est peu nuisible.

Plancher courant :

Poutrelle à (2) travée avec (étage habitation ($Q=1.5 \text{ kN/ml}$)) $L_1=3.6 \text{ m}$, $L_2 = \text{m}$



$0,8 < L_i/L_{i+1} = 0,90 < 1,25$ condition vérifiée donc la méthode forfaitaire est applicable. Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1,5}{5,25 + 1,5} = 0,222$$

-Plancher courant :

a. Charge permanente :

$$G=5,25 \times 0,65=3,41 \text{ kN/ml.}$$

b. Surcharge d'exploitation :

$$Q=1,5 \times 0,65=0,975 \text{ kN/ml.}$$

❖ Combinaison des charges :

$$\text{ELU : } q_u=1,35G+1,5Q=6,066 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{\text{ser}}=G+Q=4,385 \text{ kN/ml}$$

❖ Moments isostatiques : $M_0 = q \times l_i^2 / 8$ **(ELU) :**

$$\text{➤ Travée 1 : } M_0 = 11.53 \text{ kN.m}$$

$$\text{➤ Travée 2 : } M_0 = 14,02 \text{ kN.m}$$

(ELS) :

$$\text{➤ Travée 1 : } M_0 = 8.336 \text{ kN.m}$$

$$\text{➤ Travée 2 : } M_0 = 10,13 \text{ kN.m}$$

❖ Moment sur appui intermédiaire : $[M_a] \geq \text{Max}\{0,6 \cdot M_{t1} ; 0,6 \cdot M_{t2}\}$

$$M_a = 8.412 \text{ kN.m.}$$

❖ Moment sur appui de rive : $M_a = M_a = 0,2 \cdot M_t$

$$M_{a1} = 2.306 \text{ kN.m.}$$

$$M_{a1} = 2.804 \text{ kN.m.}$$

❖ Moment en travée :

Il faut pour chaque travée satisfaire les inégalités suivantes :

$$M_t + \frac{M_B}{2} \geq \text{Max}\{1,05M_0; (1 + 0,3 \cdot \alpha)M_0\}$$

$$\text{On a : } \alpha = 0,222 \Rightarrow \text{Max}\{1,05M_0; (1 + 0,3 \cdot \alpha)M_0\} = 1,066M_0$$

Donc:

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1,066 \cdot M_0$$

Ce qui donne pour chaque travée :

(ELU) :

$$\text{➤ Travée 1 : } M_t \geq 1,066 \cdot M_0 - \frac{M_e + M_w}{2} = 12.30 - 5.36 = 6.94 \text{ kN.m}$$

$$\text{➤ Travée 2 : } M_t \geq 1,066 \cdot M_0 - \frac{M_e + M_w}{2} = 14.94 - 5,61 = 9,33 \text{ kN.m}$$

(ELS) :

- Travée 1 : $M_t \geq 1,066.M_0 - \frac{M_e + M_w}{2} = 8.886 - 3.87 = 5.016 \text{KN.m}$
- Travée 2 : $M_t \geq 1,066.M_0 - \frac{M_e + M_w}{2} = 10.80 - 4.052 = 6.748 \text{KN.m}$

On doit également satisfaire : $M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3.\alpha}{2} \right) \times M_0$

(ELU) :

- Soit pour la travée 1 : $M_t \geq 0,633 \times M_0 = 7.30 \text{KN.m}$
- Et pour la travée 2 : $M_t \geq 0,633 \times M_0 = 8.87 \text{ kN.m}$

(ELS) :

- Soit pour la travée 1 : $M_t \geq 0,633 \times M_0 = 5.27 \text{KN.m}$
- Et pour la travée 2 : $M_t \geq 0,633 \times M_0 = 6,41 \text{ kN.m}$

On prend les valeurs maximums :

(ELU) :

- Pour la travée 1 $M_{t1} = \text{Max}\{6.94; 7.30\} = 7.30 \text{KN.m}$
- Pour la travée 2 $M_{t2} = \text{Max}\{9,33; 8.87\} = 9,33 \text{KN.m}$

(ELS) :

- Pour la travée 1 $M_{t1} = \text{Max}\{5.016; 5.27\} = 5.27 \text{KN.m}$
- Pour la travée 2 $M_{t2} = \text{Max}\{6.748; 6,41\} = 6.748 \text{KN.m}$

❖ **Efforts tranchants : $V = q_u \times l_i / 2$**

(ELU) :

- Pour la travée 1 $V_0 = \frac{q_u \times l_1}{2} = \frac{6,066 \times 3,9}{2} = 11.82 \text{KN}$
- Pour la travée 2 $V_0 = \frac{q_u \times l_2}{2} = \frac{6,066 \times 4,3}{2} = 13.04 \text{KN}$

▪ Pour la travée 1 :

$$V_w = V_0 + \frac{M_w - M_e}{l} = 11.82 + \frac{6.918 - 2.306}{3.9} = 13.00 \text{KN}$$

$$V_e = -V_0 + \frac{M_w - M_e}{l} = -11.82 + \frac{6.918 - 2.306}{3.9} = -10.64 \text{KN}$$

▪ Pour la travée 2 :

$$V_w = V_0 + \frac{M_w - M_e}{l} = 13,04 + \frac{2.804 - 8.412}{4,3} = 11.74 \text{KN}$$

$$V_e = -V_0 + \frac{M_w - M_e}{l} = -13,04 + \frac{2.804 - 8.412}{4,3} = -14.34 \text{KN}$$

(ELS) :

➤ Pour la travée 1 $V_0 = \frac{q_s \times l_1}{2} = \frac{4,385 \times 3,9}{2} = 8.55 \text{ KN}$

➤ Pour la travée 2 $V_0 = \frac{q_s \times l_2}{2} = \frac{4,385 \times 4,3}{2} = 9,42 \text{ KN}$

▪ Pour la travée 1 :

$$V_w = V_0 + \frac{M_w - M_e}{l} = 8.55 + \frac{5.00 - 1.667}{3.9} = 9.41 \text{ KN}$$

$$V_e = -V_0 + \frac{M_w - M_e}{l} = -8.55 + \frac{5.00 - 1.667}{3.9} = -7.69 \text{ KN}$$

▪ Pour la travée 2 :

$$V_w = V_0 + \frac{M_w - M_e}{l} = 9,42 + \frac{6,078 - 2,026}{4,3} = 10,36 \text{ N}$$

$$V_e = -V_0 + \frac{M_w - M_e}{l} = -9,42 + \frac{6,078 - 2,026}{4,3} = -8.48 \text{ KN}$$

TRAVEREE	M ₀ (kN.m)	M _t (kN.m)	M _w (kN.m)	M _e (kN.m)	T _w (kN)	T _e (kN)
A-B	11.53	7.30	2.804	6.918	13.00	-10.64
B-C	14.02	9.33	8.412	2.306	11.74	-14.34

Tab III-4-17: Différentes sollicitations par la poutrelle à deux travées (ELU)

TRAVEREE	M ₀ (kN.m)	M _t (kN.m)	M _w (kN.m)	M _e (kN.m)	T _w (kN)	T _e (kN)
A-B	8.336	5.27	2.50	5.00	9.41	-7.70
B-C	10.13	6.75	6.08	2.03	10.36	-8.48

Tab III-4-18: Différentes sollicitations par la poutrelle à deux travées (ELS).

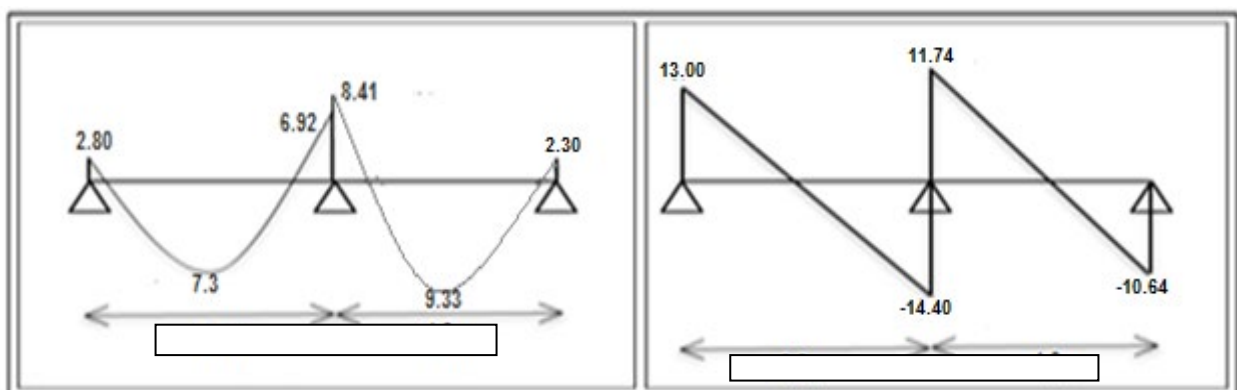


Fig III-4-18 : Diagramme des moments et efforts tranchants des poutrelles à l'ELU

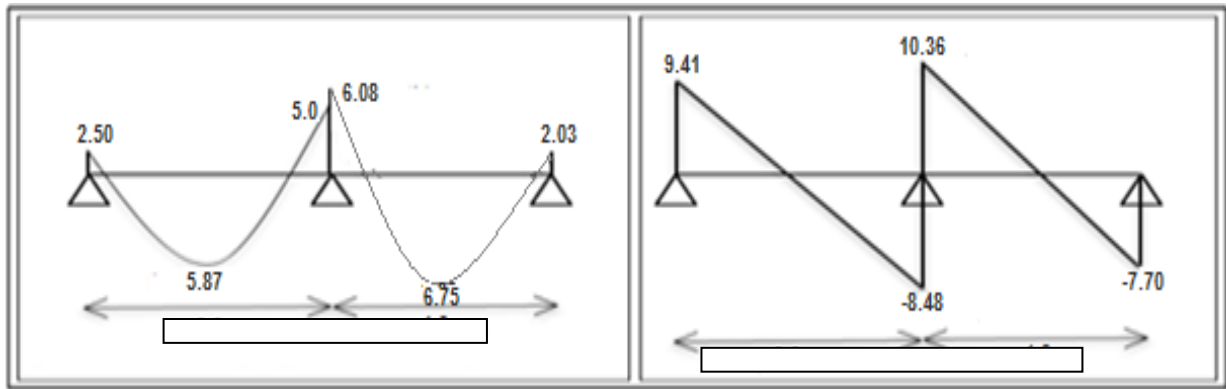


Fig III-4-19: Diagramme des moments et efforts tranchants des poutrelles à l'ELS

Plancher terrasse :

On a un seul type de poutrelle dont la solution se fait par la méthode forfaitaire:

Vérification si la méthode forfaitaire est applicable.

$$Q = 1 \text{ kN/m}^2 \leq \begin{cases} 2G = 12.68 \text{ kN/ml} \\ 5 \text{ kN/ml} \end{cases} \text{ (C.V)}$$

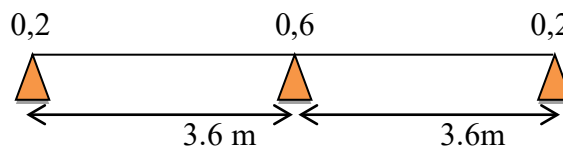
-l'inertie est constante pour toutes les travées.

$-0.8 < L_i/L_{i+1} < 1.25$.

-La fissuration est peu nuisible.

Nervure type 3 :

Poutrelle à (2) travée avec (plancher terrasse ($Q=1 \text{ kN/ml}$)) $L_1=3.6 \text{ m}$, $L_2= \text{m}$



$0.8 < L_i/L_{i+1} = 0.91 < 1.25$ condition vérifiée donc la méthode forfaitaire est applicable. Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1}{6.34 + 1} = 0.136$$

❖ Plancher terrasse :

b. Charge permanente :

$$G = 6.34 \times 0.65 = 4.121 \text{ kN/ml.}$$

❖ Surcharge d'exploitation :

$$Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ kN/ml.}$$

❖ Combinaison des charges :

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 6.54 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{\text{ser}} = G + Q = 4.774 \text{ kN/ml}$$

❖ Moments isostatiques : $M_0 = q \times l_i^2 / 8$

(ELU) :

- Travée 1 : $M_0 = 12.434 \text{ kN.m}$
- Travée 2 : $M_0 = 15.12 \text{ kN.m}$

(ELS) :

- Travée 1 : $M_0 = 9.08 \text{ kN.m}$
- Travée 2 : $M_0 = 11.04 \text{ kN.m}$

❖ **Moment sur appui intermédiaire :** $[M_a] \geq \text{Max}\{0,6 \cdot M_{t1} ; 0,6 \cdot M_{t2}\}$

$$M_a = 9.072 \text{ kN.m.}$$

❖ **Moment sur appui de rive :** $M_a = M_a = 0,2 \cdot M_t$

$$M_{a1} = -2.487 \text{ kN.m.}$$

$$M_{a1} = -3.024 \text{ kN.m.}$$

❖ **Moment en travée :**

Il faut pour chaque travée satisfaire les inégalités suivantes :

$$M_t + \frac{M_B}{2} \geq \text{Max}\{1,05 M_0 ; (1 + 0,3 \cdot \alpha) M_0\}$$

$$\text{On a : } \alpha = 0.136 \Rightarrow \text{Max}\{1,05 M_0 ; (1 + 0,3 \cdot \alpha) M_0\} = 1,05 M_0$$

Donc:

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1,05 \cdot M_0$$

Ce qui donne pour chaque travée :

(ELU) :

- Travée 1 : $M_t \geq 1,05 \cdot M_0 - \frac{M_e + M_w}{2} = 13.06 - 4.98 = 8.08 \text{ kN.m}$
- Travée 2 : $M_t \geq 1,05 \cdot M_0 - \frac{M_e + M_w}{2} = 15.876 - 6.048 = 9.828 \text{ kN.m}$

(ELS) :

- Travée 1 : $M_t \geq 1,05 \cdot M_0 - \frac{M_e + M_w}{2} = 9.534 - 3.632 = 5.902 \text{ kN.m}$
- Travée 2 : $M_t \geq 1,05 \cdot M_0 - \frac{M_e + M_w}{2} = 11.592 - 4.416 = 7.176 \text{ kN.m}$

$$\text{On doit également satisfaire : } M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3 \cdot \alpha}{2} \right) \times M_0$$

(ELU) :

- Soit pour la travée 1 : $M_t \geq 0,6204 \times M_0 = 7.714 \text{ kN.m}$
- Et pour la travée 2 : $M_t \geq 0,6204 \times M_0 = 9,38 \text{ kN.m}$

(ELS) :

- Soit pour la travée 1 : $M_t \geq 0,6204 \times M_0 = 5.63 \text{ kN.m}$
- Et pour la travée 2 : $M_t \geq 0,6204 \times M_0 = 6,85 \text{ kN.m}$

On prend les valeurs maximums :

(ELU) :

- Pour la travée 1 $M_{t1} = \text{Max}\{8.08; 7.71\} = 10,17 \text{ kN.m}$
- Pour la travée 2 $M_{t2} = \text{Max}\{9,828; 9,38\} = 9,95 \text{ kN.m}$

(ELS) :

- Pour la travée 1 $M_{t1} = \text{Max}\{5.902; 5.63\} = 7,35 \text{ kN.m}$
- Pour la travée 2 $M_{t2} = \text{Max}\{7,176; 6,85\} = 7,19 \text{ kN.m}$

❖ Efforts tranchants : $V = q_u \times l_i / 2$

(ELU) :

➤ Pour la travée 1 $V_0 = \frac{q_u \times l_1}{2} = \frac{6,54 \times 3,9}{2} = 12,753 \text{KN}$

➤ Pour la travée 2 $V_0 = \frac{q_u \times l_2}{2} = \frac{6,54 \times 4,3}{2} = 14,061 \text{KN}$

▪ Pour la travée 1 :

$$V_w = V_0 + \frac{M_w - M_e}{l} = 12,753 + \frac{7,46 - 2,487}{3,9} = 14,03 \text{KN}$$

$$V_e = -V_0 + \frac{M_w - M_e}{l} = -12,753 + \frac{7,46 - 2,487}{3,9} = -11,50 \text{KN}$$

▪ Pour la travée 2 :

$$V_w = V_0 + \frac{M_w - M_e}{l} = 14,061 + \frac{3,024 - 9,072}{4,3} = 12,3 \text{KN}$$

$$V_e = -V_0 + \frac{M_w - M_e}{l} = -14,061 + \frac{3,024 - 9,072}{4,3} = -15,47 \text{KN}$$

(ELS) :

➤ Pour la travée 1 $V_0 = \frac{q_s \times l_1}{2} = \frac{4,774 \times 3,9}{2} = 9,31 \text{KN}$

➤ Pour la travée 2 $V_0 = \frac{q_s \times l_2}{2} = \frac{4,774 \times 4,3}{2} = 10,246 \text{KN}$

▪ Pour la travée 1 :

$$V_w = V_0 + \frac{M_w - M_e}{l} = 9,31 + \frac{5,448 - 1,816}{3,9} = 10,24 \text{KN}$$

$$V_e = -V_0 + \frac{M_w - M_e}{l} = -9,31 + \frac{5,448 - 1,816}{3,9} = -8,38 \text{KN}$$

▪ Pour la travée 2 :

$$V_w = V_0 + \frac{M_w - M_e}{l} = 10,246 + \frac{2,208 - 6,624}{4,3} = 9,22 \text{KN}$$

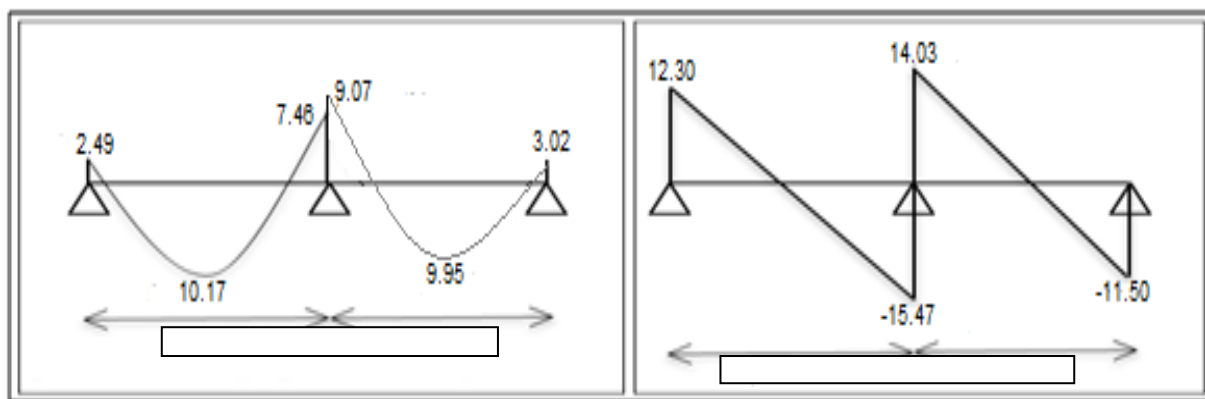
$$V_e = -V_0 + \frac{M_w - M_e}{l} = -10,246 + \frac{2,208 - 6,624}{4,3} = -11,30 \text{KN}$$

TRAVEE	M ₀ (kN.m)	M _t (kN.m)	M _w (kN.m)	M _e (kN.m)	T _w (kN)	T _e (kN)
A-B	12,434	10,17	2,487	7,46	12,30	-15,47
B-C	15,12	9,95	9,072	3,024	14,03	-11,50

Tab III-4-19 : Différentes sollicitations par la poutrelle à deux travées (ELU)

TRAVEE	M ₀ (kN.m)	M _t (kN.m)	M _w (kN.m)	M _e (kN.m)	T _w (kN)	T _e (kN)
A-B	9,08	7,35	1,816	5,448	9,22	-11,30
B-C	11,04	7,19	6,624	2,208	10,24	-8,38

Tab III-4-20 : Différentes sollicitations par la poutrelle à deux travées (ELS).



FigIII-4-20 : Diagramme des moments et efforts tranchants des poutrelles à l'ELU

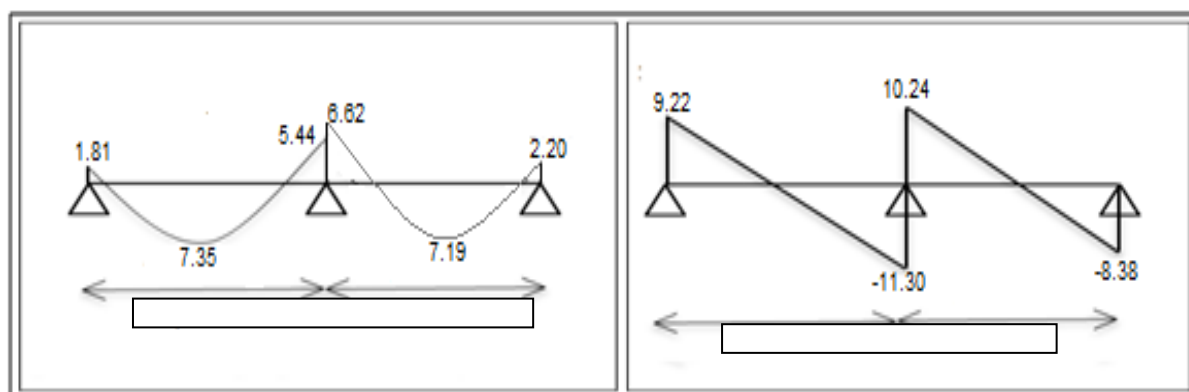


Fig III-4-21: Diagramme des moments et efforts tranchants des poutrelles à l'ELS

Les sollicitations maximales :

ELU						
	Terrasse			Courant (habitation)		
	Mt	Ma	V	Mt	Ma	V
M.caquot	8.46	9.10	17.56	9.57	8.34	15.47
M.forfaitaire	10.17	15.12	15.47	9.33	14.02	14.34
Max	10.17	15.12	17.56	9.57	14.02	15.47

Tab III-4-21 :Les sollicitations maximum ELU.

ELS						
	Terrasse			Courant(habitation)		
	Mt	Ma	V	Mt	Ma	V
M.caquot	6.14	6.64	12.83	5.58	6.04	11.67
M.forfaitaire	7.35	11.04	11.30	6.75	10.13	8.48
Max	7.35	11.04	12.83	6.75	10.13	11.67

Tab III-4-22 : Les sollicitations maximum ELS.

Calcul du ferrailage :

Le ferrailage des poutrelles est calculé en flexion simple :

$b=65\text{cm}$ $b_0=10\text{cm}$ $d=18\text{cm}$ $h_0=4\text{cm}$ $h=20\text{cm}$.

$$M_{Tabl} = b \cdot h_0 \cdot \sigma_{bc} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 59.1 \text{ kN.m} \quad M_U = 10.17 \text{ kN.m}$$

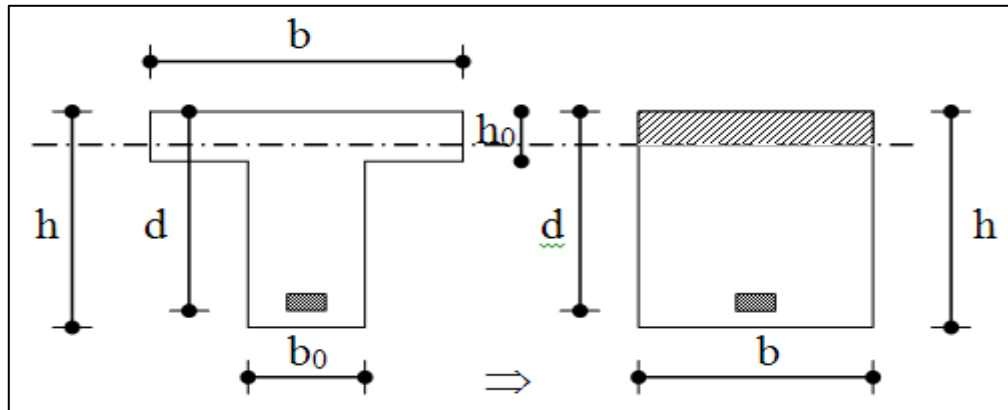


Fig III-4-22 : Coupe de Section Rectangulaire et Section en T

⇒ L'axe neutre dans la table de compression, donc on calcule une section rectangulaire (b×h)

➤ Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \text{ et } \mu_R = 0,392$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{Ser}}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu})$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} \text{ et } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A \frac{f_{t28}}{f_{e400min}}$$

TypesDe plancher	M _U [kN.m]	μ	A's [cm ²]	α	Z [cm]	A _s [cm ²]	A _{min} [cm ²]	A _s [cm ²]	A _s Adopté
Terrasse	15.12	0,05	0	0,064	17,54	2,48	1,41	2.67	1HA14+1HA12
habitation	14.02	0,047	0	0,060	17,57	2.30	1,41	2.67	1HA14+1HA12

Tab III-4-23 : Récapitulatif du Calcul des Sections d'Armatures sur appuis.

➤ Au travee :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \text{ et } \mu_R = 0,392$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu})$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} \text{ et } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A \frac{f_{t28}}{f_{e400min}}$$

Types De Plancher	M _U [kN.m]	μ	A's [cm ²]	α	Z [cm]	A _s [cm ²]	A _{min} [cm ²]	A _s [cm ²]	A _s Adopté
Terrasse	10.17	0,034	0	0,043	17.70	1.65	1,41	2.36	3HA10
Habitation	9.57	0,032	0	0,041	17,70	1.53	1,41	2.36	3HA10

Tab III-4-24 : Récapitulatif du Calcul des Sections d'Armatures en Travée.

III.4.6.5) Calcul des Armatures transversale :

$$\varphi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \varphi_l\right) = \min\left(\frac{20}{35}; \frac{10}{10}; 1,4\right)cm = 0,57cm$$

On adopte un cadre $\varphi 8 \Rightarrow A_t = 1 \text{ T } 8 = 0.50 \text{ cm}^2$

III.4.6.6) Espacement des armatures transversales:

$$S_t \leq \min(0,9 * d; 40cm) = \min(0,9 * 18; 40cm) = 16.2cm$$

On adopte: $S_t=15cm$.

III.4.6.7) Vérification a l'ELS :

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification a faire à l'état limite de l'ouverture des fissures et elle se limite à celle concernant l'état limite de compression du béton.

Vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot Y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15MPa$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}$$

TypesDe plancher	α	γ	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}$
Terrasse	0,060	1,38	0,44	cv
habitation	0,053	1,46	0,48	cv

Tab III-4-25 : Vérification a l'ELS sur travée

TypesDe plancher	α	γ	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}$
Terrasse	0,060	1,36	0,435	cv
habitation	0,053	1,38	0,442	cv

Tab III-4-26 : Vérification a l'ELS sur appuis

Donc pas de vérification des contraintes à l'ELS.

❖ **Vérification de contrainte de cisaillement :**

$$T_{u,max}=17,56\text{KN}$$

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

$$\tau_u = \frac{T_{u,max}}{b_0 \cdot d} = \frac{17,56 \cdot 10^3}{100 \cdot 180} = 0,97\text{MPa}$$

Donc : $\tau_u = 0,97 \leq \overline{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{cv.}$

❖ **Vérification de la compression du béton vis à vis de l'effort tranchant:**

$$T_{u,max}=17,56\text{KN.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \cdot T_{u,max}}{b_0 \cdot 0,9 \cdot d} = \frac{2 \cdot 17,56 \cdot 10^3}{100 \cdot 0,9 \cdot 180} = 2,17\text{MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,5} = 14,17\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 2,17\text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 14,17\text{MPa} \dots \dots \dots \text{cv.}$$

III.4.6.8) Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

Plancher Terrasse :

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_0} \Rightarrow \frac{20}{430} \geq \frac{10,17}{20 \cdot 15,12} \Rightarrow 0,046 \geq 0,034 \dots \dots \dots \text{cv}$$

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \Rightarrow \frac{20}{430} \geq \frac{1}{27} \Rightarrow 0,046 \geq 0,037 \dots \dots \dots \text{cv.}$$

$$\frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{2,36}{65 \cdot 18} \leq \frac{2}{500} \Rightarrow 0,002 \leq 0,004 \dots \dots \dots \text{cv.}$$

Plancher courant :

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_0} \Rightarrow \frac{20}{430} \geq \frac{9,57}{20 \cdot 14,02} \Rightarrow 0,046 \geq 0,034 \dots \dots \dots \text{cv}$$

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \Rightarrow \frac{20}{430} \geq \frac{1}{27} \Rightarrow 0,046 \geq 0,037 \dots \dots \dots \text{cv.}$$

$$\frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{1,57}{65 \cdot 18} \leq \frac{2}{500} \Rightarrow 0,0013 \leq 0,004 \dots \dots \dots \text{cv.}$$

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

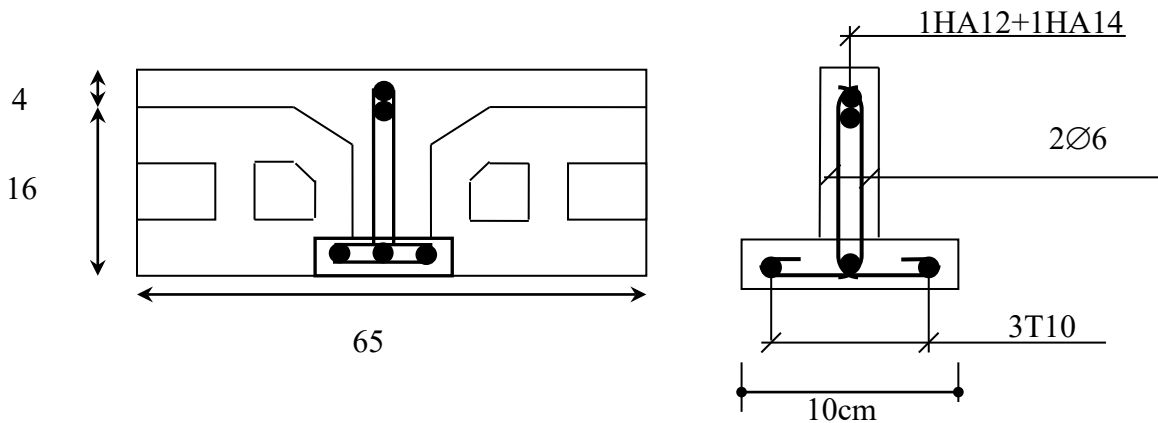


Fig III-4-23: Schéma de ferrailage de la Nervure (terrasse + étage).

III.4-7) La table de compression :

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle ; on prévoit un ferrailage en quadrillage.

La table de compression a une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles.

❖ La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes :

1. Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à : 20cm.
2. Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à : 33 cm.
3. La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :

$$\begin{cases} A_t \geq \frac{200}{f_e} \dots \dots \dots \text{si } L \leq 50\text{cm.} \\ A_t \geq 0,02 \cdot L \cdot \frac{200}{f_e} = \frac{4 \cdot L}{f_e} \dots \dots \dots \text{si } 50 \leq L \leq 80\text{cm.} \end{cases}$$

Avec :

* L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage).

* Fe : nuance de l'acier FeE520 (Fe=520Mpa quadrillage de TS.TIE520→Ø≤6mm).

* At : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

$$50 \leq (L = 65\text{cm}) \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_t \geq \frac{430}{520} = 0,83\text{cm}^2/\text{ml.}$$

On prend : **5T6**=1,41cm².

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

4. La section d'armatures dans le sens parallèle aux nervures est donnée par :

$$A_l \geq \frac{A_t}{2} = 0,42\text{cm}^2/\text{ml} \text{ Soit : } \mathbf{2T6} = 0,57\text{cm}^2 \Rightarrow S_t = 20\text{cm.}$$

On garde le même ferrailage pour les armatures parallèles et perpendiculaires aux nervures.

On choisit un treillis soudé carré de (20x20) cm², et de nuance TLE520 ; $f_e = 520\text{MPa}$;

$A_t = \emptyset = 5\text{mm.}$

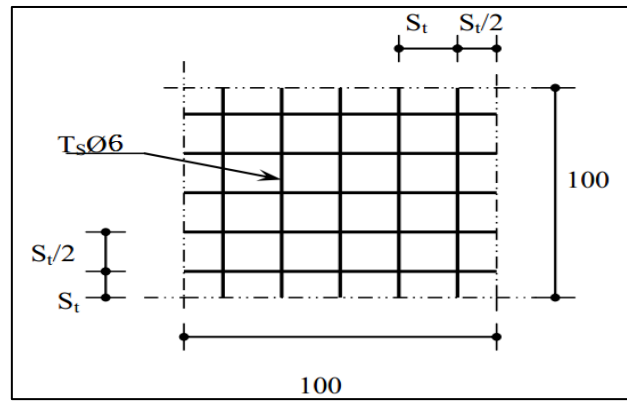


Fig III-4-25 : Disposition constructive des armatures de la table de compression.

IV.1/ Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif de l'étude dynamique d'une structure est de déterminer les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Et de dimensionner les éléments de résistance afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

IV.2/ Hypothèses de calcul :

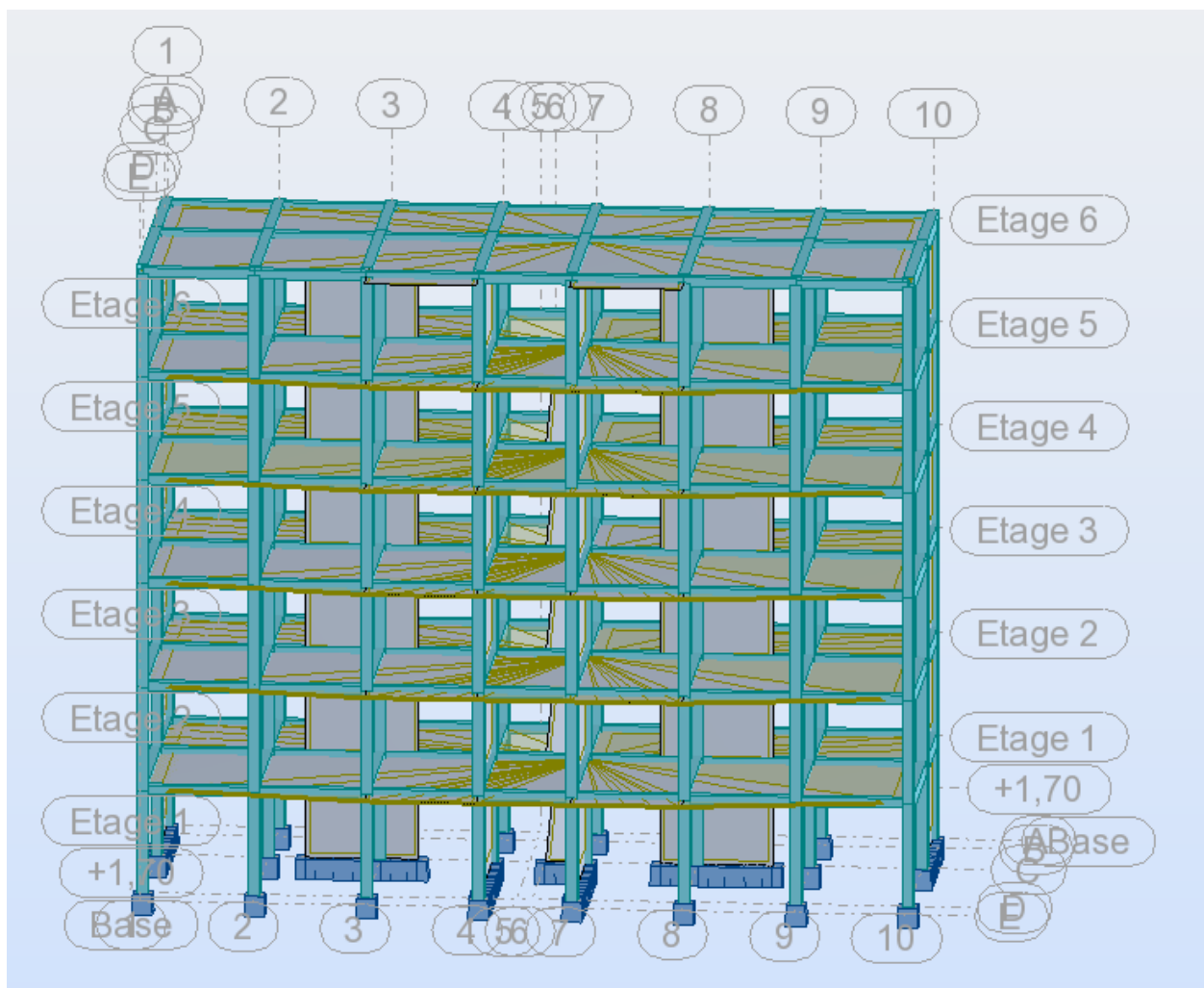
- Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

Dans notre cas, on va appliquer la méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale) en utilisant le logiciel de calcul « **Auto desk Robot structural Analyse Professional 2020** ».

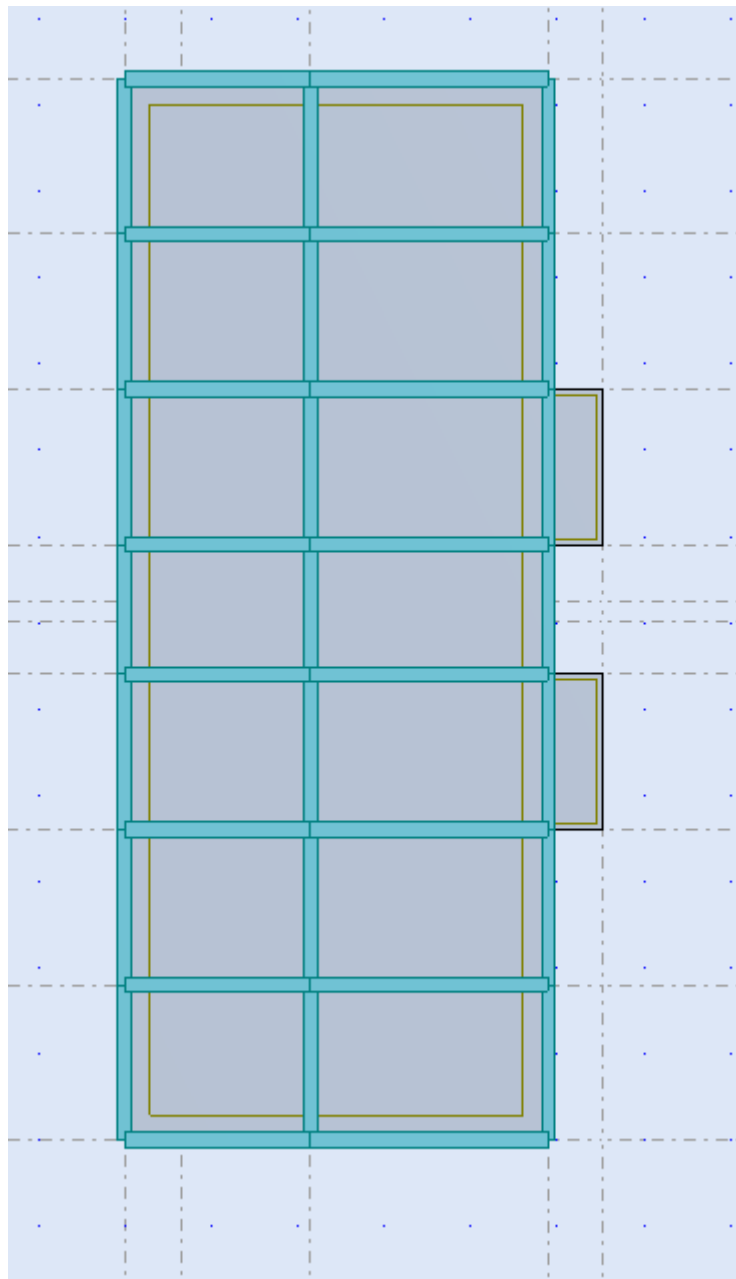
IV.3/ Modélisation par méthode DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE :

a-principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.



Vue 3d



Vue en plan

b-Spectre de réponse :

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{sec} \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3,0 \text{sec} \end{cases}$$

Avec :

S_a /g : Accélération spectrale.

T : Période fondamentale de la structure.

g : Accélération de la pesanteur.

- **Détermination des paramètres du spectre de réponse :**

1/ Coefficient d'accélération A :

Selon RPA 99 / Version 2003 lecture sur (**Tableau 4.1**) :

GROUPE D'USAGE	Zone sismique	Coefficient d'accélération A
2	I	0,08

2/- Coefficient de comportement global de la structure R :

Pour connaître le coefficient **R** il faut classier le système de contreventement puis faire la lecture sur le tableau 3.4 du rpa :

- **Classification du système de contreventement :**

Nous allons vérifier les deux critères suivants :

1/ la reprise des sollicitations due aux charges verticales des voiles par rapport aux poids total de la structure :

	la construction totale	Les voiles	20% la construction totale	vérification
--	------------------------	------------	----------------------------	--------------

<u>Effort vertical total à la base</u> [KN]	20758,56	1828,73	4151,712	Wv <20%.Wt

2/ comparaison de la hauteur totale de la structure avec la critère (10 étage ou 33 m) :

Hauteur totale(m)	Nombre d'étage	vérification
20,4	5	HT<(10étage ou33m)

Donc le système de contreventement est:

4b

• **LECTURE DE COEFFICIENT R :**

La valeur de **R** est donnée par le (Tableau 4.3) de **RPA 99 version 2003**

SYSTEME	R
4b	4

3/- Facteur de qualité Q :

:

$$Q = 1 - \sum_{q=1}^6 P_q \dots\dots\dots \text{(Tableau 4.3 de RPA 99 / version 2003 (page 41))}$$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Critère Q	Pq	
	SENSX	SENS Y
1. Condition minimale sur les files de contreventement	0	0
2. redondance en plan	0	0,05

3. régularité en plan	0	0
4. régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,1	0,1
LA VALEUR Q	1,15	1,2

4/le pourcentage d'amortissement il est en fonction du matériau constitué, du type de structure et de l'importance des remplissages (**Tableau 4.2 de RPA 99 / version 2003**).

5/- Excentricité accidentelle :

D'après le **RPA99version 2003(formule 4.3.7)** :

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle(additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction

5/-: coefficient de pondération β :

En fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5. du **RPA99version**

0.2

IV.4/Résultats de l'analyse modale:

1/ Nombre de modes à considérer :

D'après le **RPA 99 Version 2003 Article (4.3.4)**, Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- ♦ la somme des masses modales effectives soit supérieure à 90% au moins de la masse totale de la structure
- ♦ le nombre minimum de modes à retenir est de 03 dans chaque direction considérée.

b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k \leq 0,20\text{sec}$$

Avec :

N : le nombre de niveaux au-dessus du sol

T_k : le période du mode.

N	K
5	15

2/ Pourcentage des masses modales effectives :

Pour ce qui concerne les modes propres nous devons avoir :

- **UX > 60% ou UY > 60% dans le mode 1.**
- **UX > 60% ou UY > 60% dans le mode 2.**
- **RZ <10 % dans les deux premier modes.**

La somme des **UX** et des **UY** doit être supérieure à **90%**

Résultats de l'analyse dynamique par le logiciel **Auto desk Robot Structural Analyses Professional 2014**

			Masse modale effective (%)			Somme des Masses modales effectives (%)		
Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]
1	2,73	0,37	0,00	69,12	0,0	0,00	69,12	0,0
2	6,44	0,16	73,90	0,00	0,0	73,90	69,12	0,0
3	9,14	0,11	0,00	0,00	0,0	73,90	69,12	0,0
4	11,78	0,08	0,00	20,15	0,0	73,90	89,27	0,0
5	19,32	0,05	0,00	0,00	0,0	73,90	89,27	0,0
6	19,63	0,05	0,00	1,06	0,0	73,90	90,32	0,0
7	21,88	0,05	0,00	2,31	0,0	73,90	92,63	0,0
8	22,14	0,05	0,00	0,00	0,0	73,90	92,63	0,0
9	22,62	0,04	13,11	0,00	0,0	87,01	92,63	0,0
10	22,80	0,04	4,96	0,00	0,0	91,97	92,63	0,0
11	23,28	0,04	0,00	0,02	0,0	91,97	92,65	0,0
12	23,70	0,04	0,00	0,00	0,0	91,97	92,65	0,0

13	23,99	0,04	0,00	0,30	0,0	91,98	92,95	0,0
14	24,66	0,04	0,00	0,29	0,0	91,98	93,24	0,0
15	25,27	0,04	0,00	0,00	0,0	91,98	93,24	0,0

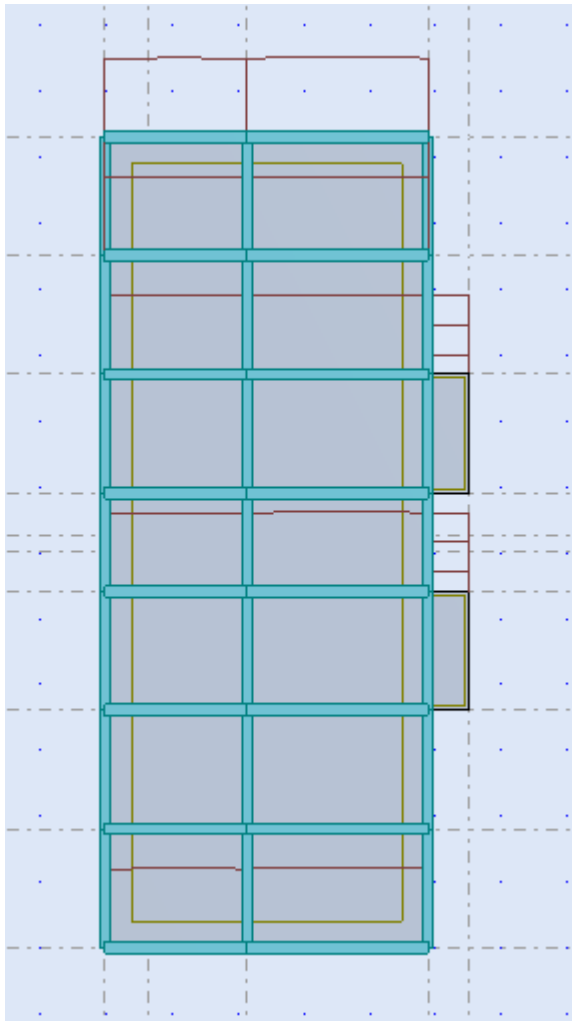
Tableau IV- 1: Période et facteur de participation massique.

À partir de ces résultats, on observe que :

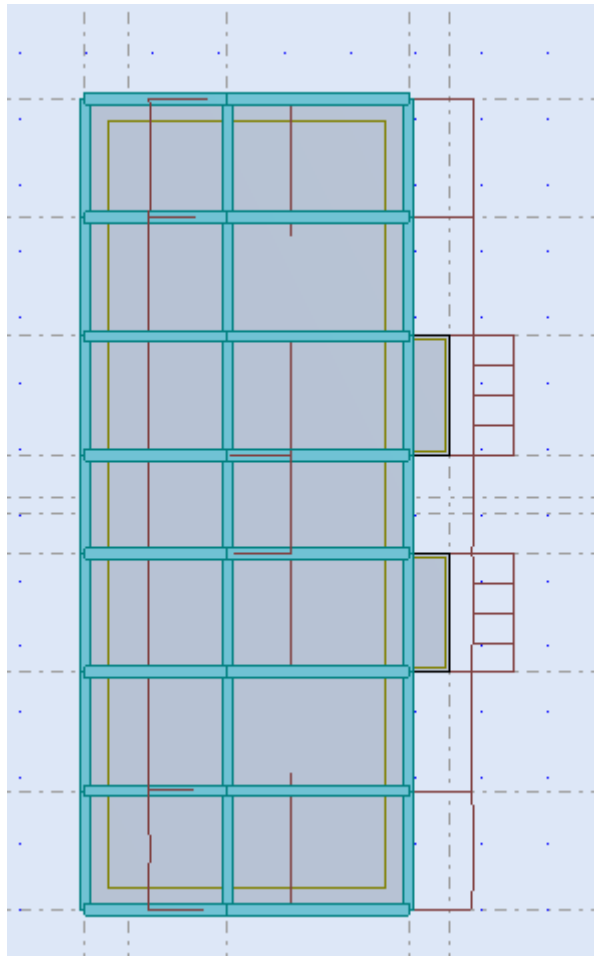
- **$U_y = 69.12 > 60\%$** dans le premier mode.
- **$U_x = 73.90\% > 60\%$** dans le deuxième mode.
- **$RZ=0\% < 10\%$ dans les deux premier modes.**
- La somme de **$UX = 91,97\% > 90\%$** à partir du dixième mode.
- La somme de **$UY = 92,54\% > 90\%$** à partir du sixième mode.

Donc toutes les conditions sont vérifiées.

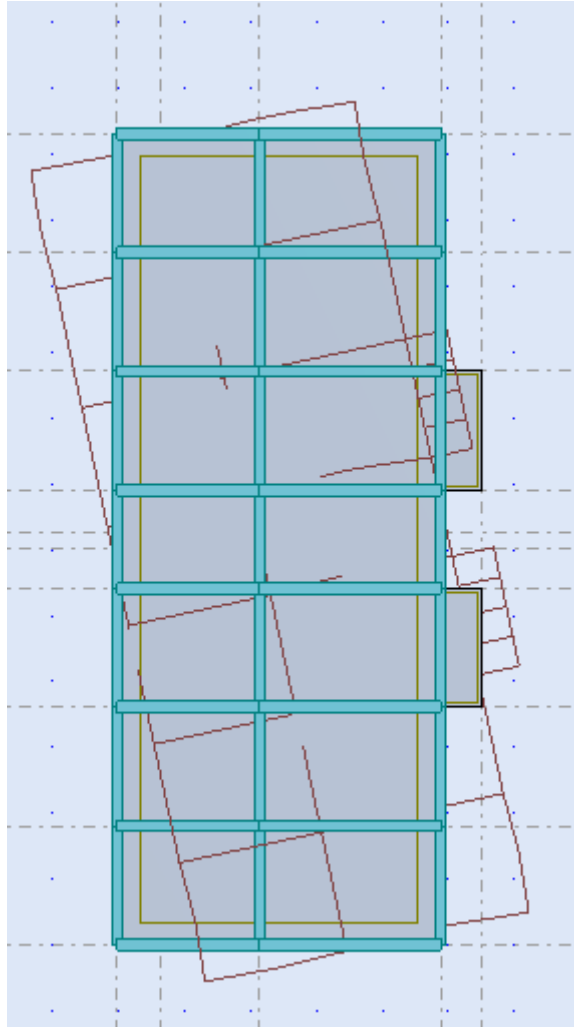
Modes : 01



Modes : 02



Modes : 03



3/la période et la conception :

D'après le **RPA 99 Version 2003 Article (A.4.2.4.4)**, La valeur de (T) calculée à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$\text{si} \begin{cases} T_{\text{logiciel}} \leq T_{\text{empirique}} & \Rightarrow T = T_{\text{logiciel}} & \text{structure trop rigide} \\ T_{\text{empirique}} < T_{\text{logiciel}} \leq 1.3T_{\text{empirique}} & \Rightarrow T = T_{\text{logiciel}} & \text{cas favorable} \\ T_{\text{logiciel}} > 1.3T_{\text{empirique}} & \Rightarrow T = 1.3T_{\text{empirique}} & \text{risque de non verification de securité} \end{cases}$$

3-1/ Estimation de la période empirique de la structure :

La formule empirique :

$$T_{\text{empirique}} = \min \left\{ C_T (h_N)^{3/4}; 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L_x}}; 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L_y}} \right\}$$

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

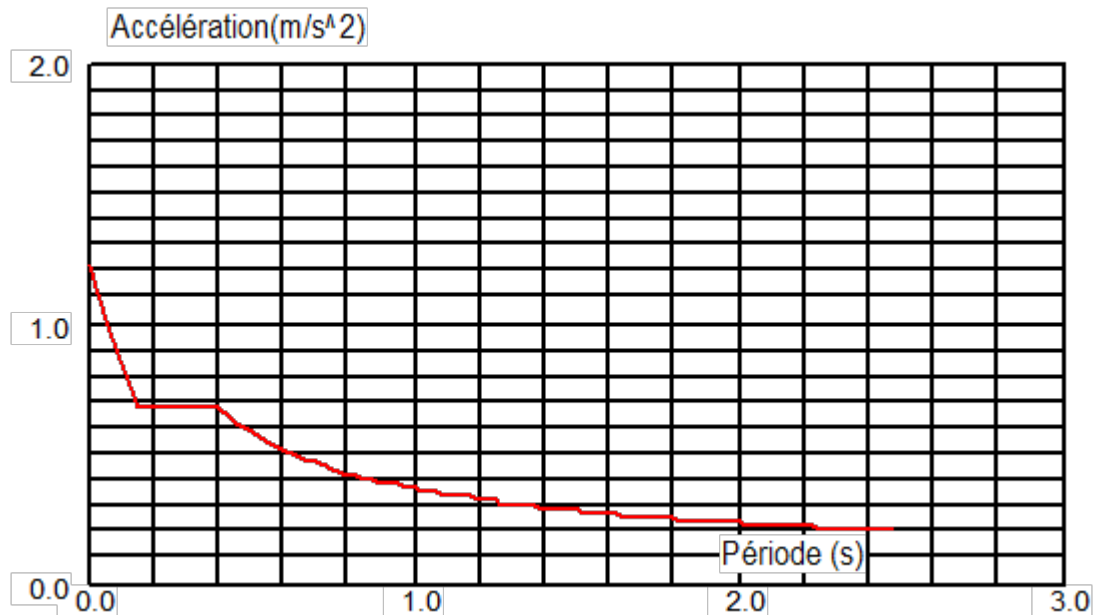
C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement, donnée par le **RPA 99 / version 2003** (Tableau 4.6).

Ct	hn(m)	lx(m)	ly(m)	T empirique (sec)
0,05	20,4	10,3	25	0,367

3-2/vérification de la période fondamentale de la structure calculé par logiciel et celle de formule empirique :

T logiciel(sec)	T empirique (sec)	1.3* T empirique (sec)	T(sec)
0,37	0,367	0,477	0,370

4/Schema de spectre de réponse:



IV.5/Vérification de la résultante des forces sismiques :

La résultante des forces sismiques à la base V_d obtenue par combinaison des valeurs modale, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V_{st} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V_d > 80\% V_{st}$$

1/Calcul de la force sismique totale par la méthode statique équivalente :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone.
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen.
- Q : Facteur de qualité.
- R : Coefficient de comportement global de la structure.
- W : Poids total de la structure.

- **calcul Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :**

Le facteur d'amplification dynamique est en Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \left(\frac{3,0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

4-1/- Période T1 et T2 du site considérée :

D'après le rapport géotechnique et le tableau 4.7de RPA 99 / version 2003 :

Site	T1	T2
S2	0,15	0,4

4-2/- Facteur de correction d'amortissement «η» :

η : Facteur de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \quad 0,7 \dots\dots\dots \text{RPA 99 / version 2003 Article (4.3).}$$

Ou ξ(%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitué, du type déstructure et de l'importance des remplissages (Tableau 4.2 de RPA 99 / version 2003).

ξ(%)	η
10	0,764

Calcul de D :

T	T2	η	D
0,370	0,400	0,764	1,909

VERIFICATION :

Sens	Vd (KN)	Vst(KN)	80%Vst (KN)	<u>versification</u>
<u>X</u>	1029,48	833,2779673	666,6223738	cv
<u>Y</u>	1028,97	869,5074441	695,6059553	cv

IV.6/ JUSTIFICATION DE LA SECURITE :

1/Vérification des déplacements latéraux inter-étages :

L'un des critères de stabilité les plus importants exigé par le RPA99/version2003, consiste en la vérification des déplacements inter –étage, cette vérification semble très importante pour les trois raisons suivantes :

1. la stabilité structurelle.
2. l'intégrité architecturale et les dommages potentiels pour les différents éléments non structuraux.
3. le confort humain durant et après les effets du séisme.

♦ Déplacement horizontal :

D'après le RPA 99 V2003 Article (A. 4.4.3), le déplacement horizontal de chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit : $\delta_K = R \times \delta_{eK}$

Avec : δ_k : Déplacement horizontal au niveau k.

δ_{ek} : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques F_i obtenu par Robot Structural Analyses Professional 2014.

R : Coefficient de comportement de la structure.

♦ Le déplacement horizontal relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) : est égal :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{(K-1)}$$

♦ Déplacement relatif admissible (toléré) :

En effet, selon l'Article (5-10) du RPA99 Version 2003, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_k \leq \bar{\Delta}$$

$$\bar{\Delta} = 1\% h_e \text{ Avec } h_e: \text{Hauteur d'étage.}$$

La vérification du déplacement relatif de tous les niveaux est effectuée sur le tableau suivant :

Niveau	Δ_k (cm)		$\bar{\Delta} = 1\% h_e$ (cm)	Observation
	Sens-x	Sens-y		
Rdc	0	0,1	3,4	$\Delta k \leq \bar{\Delta} \dots CV$
1	0,1	0,3	3,4	$\Delta k \leq \bar{\Delta} \dots CV$
2	0,1	0,5	3,4	$\Delta k \leq \bar{\Delta} \dots CV$

3	0,1	0,8	3,4	$\Delta k \leq \bar{\Delta} \dots CV$
4	0,2	1,1	3,4	$\Delta k \leq \bar{\Delta} \dots CV$
5	0,2	1,4	3,4	$\Delta k \leq \bar{\Delta} \dots CV$

2/ Justification de la stabilité au renversement :

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un Ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique.

Il faut vérifier que :

$$\frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1,5$$

Moment résistant :

N(KN)	Xg(m)	Yg (m)	Mresx	Mresy
20758,56	5,15	12,5	106906,584	259482

Moment de renversement :

$$M_{\text{renv}} = \sum F_i \cdot h_i$$

Niveau	h _i (m)	F _{ix} (KN)	F _{i,y} (KN)	Mrenv _x (KN.m)	Mrenv _y (KN.m)
rdc	3,4	1025,08	1004,11	3485,272	3413,974
1	3,4	967,76	958,1	3290,384	3257,54
2	3,4	858,06	862,94	2917,404	2933,996
3	3,4	728,62	737,96	2477,308	2509,064

4	3,4	572,5	579,68	1946,5	1970,912
5	3,4	341,66	351,3	1161,644	1194,42
6	3,4	1025,08	1004,11	3485,272	3413,974
Total $M_{renv} = \sum F_i \cdot h_i$				15278,512	15279,906

vérification :

M_{resx} / M_{renv_x}	M_{resx} / M_{renv_y}
6,99718559	16,98191075

⇒ La stabilité de la structure au renversement est vérifiée

3/ Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Définition :

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

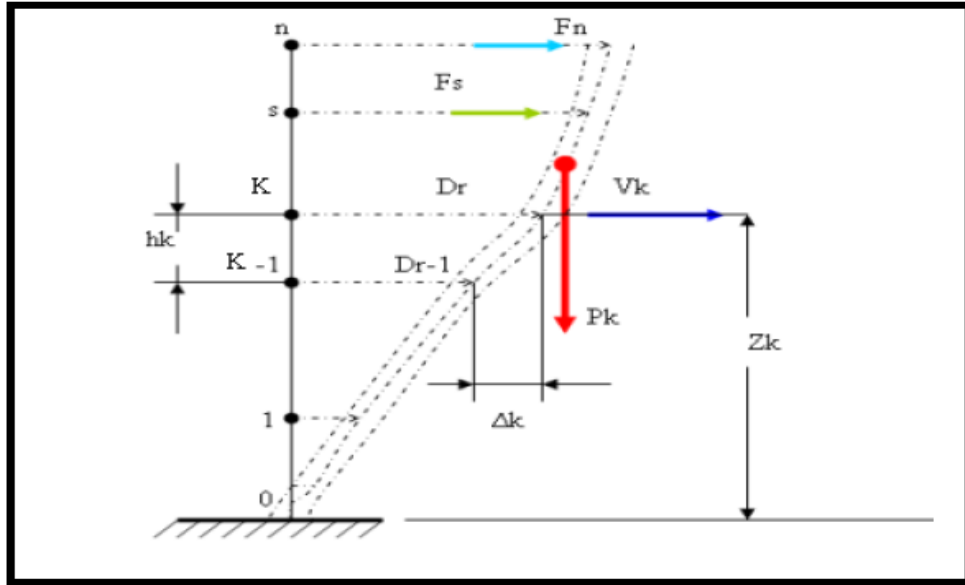


Figure IV- 1: Effet P-Δ.

Selon le **RPA 99 / version 2003 Article (5.9)** 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 :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges exploitations associées au dessus du niveau "k"

$$P_k = \sum (W_{gi} + \beta W_{qi})$$

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 au niveau k-1

h_k : Hauteur de l'étage k

- Si : $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre

par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$.

- Si : $\theta_k > 0,20$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Niveau	$P_k(\text{KN})$	$\Delta_k(\text{cm})$	$V_{.kx}(\text{KN})$	$h_k (\text{cm})$	θ_k
rdc	3184,0699	0	1025,08	340	0,000
1	3184,0699	0,1	967,76	340	0,001
2	3184,0699	0,1	858,06	340	0,001
3	3187,6491	0,1	728,62	340	0,001
4	3186,144	0,2	572,5	340	0,003
5	3422,3044	0,2	341,66	340	0,006

Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens X (Combinaison Ex).

- .

Niveau	$P_k(\text{KN})$	$\Delta_k(\text{cm})$	$V_{.kx}(\text{KN})$	$h_k (\text{cm})$	θ_k
rdc	3184,0699	0,1	1004,11	340	0,001
1	3184,0699	0,3	958,1	340	0,003
2	3184,0699	0,5	862,94	340	0,005
3	3187,6491	0,8	737,96	340	0,010
4	3186,144	1,1	579,68	340	0,018
5	3422,3044	1,4	351,3	340	0,040

Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens Y (Combinaison Ey).

On remarque que $\theta_k \leq 0,1$ pour tous les niveaux, on peut conclure donc que l'effet P- Δ peut être négligé pour les deux directions.

IV.7/Conclusion :

Suivant les vérifications imposées par le **Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99 / version 2003)** notre Structure est stable dans le cas de présence d'action sismique.

FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

V.1) Introduction :

Connaissant les sollicitations aux quelles sont soumises les différents éléments structuraux de notre ouvrage, il est maintenant possible de procéder au ferrailage de ces élément. Le ferrailage des éléments résistant s'effectuera selon le règlement BAEL 99 et les règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA 99/ Version 2003).

Les objectifs du ferrailage sont la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, la ductilité, et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

V.2) Hypothèses:

Pour faciliter le calcul des quantités d'armatures longitudinales nécessaires dans les éléments structuraux, nous allons introduire les simplifications suivantes :

- ✓ La section d'armatures dans les poteaux sera calculée pour chaque type des poteaux, ou l'on adopte généralement le même ferrailage pour les poteaux du même niveau.
- ✓ Les poutres seront ferrillées avec la quantité maximale nécessaire sur chaque travée.
- ✓ La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par l'RPA.

V.3) Ferrailage des portiques :

V.3.1) Les poutres :

Les poutres sont des éléments sollicités par des moments fléchissant et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations suivante :

Tab V-1 : situations pour le ferrailage des poutres.

	γ_b	γ_s	$F_{c28} (MPa)$	$F_{bu} (MPa)$	$F_e (MPa)$	$\sigma_s (MPa)$
Situation durable	1.5	1.15	25	14.17	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	25	18.48	400	400

V.3.1.1) combinaisons des charges

Les combinaisons d'actions à pour le ferrailage des poutres sont en fonction du type des sollicitations, et nous distinguons les combinaisons les plus défavorables :

❖ Etat limite ultime :

Le dépassement de ces états limites risque d'entraîner des désordres graves jusqu'à la ruine de l'ouvrage. La combinaison des états limites ultimes est donnée par : $1,35G + 1,5Q$.

❖ **Etat limite de service :**

Cet état sert à vérifier la durabilité de la structure ; Il correspond au mode d'exploitation de la structure dans les conditions normales. La combinaison de charges est donnée par la relation : $G + Q$.

❖ **Etat accidentelle :**

Ces états servent pour une vérification en termes de durabilité de la structure. Ces états correspondent au mode d'exploitation de la structure dans des conditions normales. La combinaison des charges est donnée par la relation :

$$G+Q \pm E \dots\dots\dots \text{Selon RPA99/V2003}$$

$$0,8G \pm E \dots\dots\dots \text{Selon RPA99/V2003}$$

Donc les poutres seront ferraillées suivant les combinaisons :

1. E.L.U : $1,35G + 1,5Q \dots\dots\dots \text{Selon BAEL 99.}$
2. Accidentels : $G+Q \pm E \dots\dots\dots \text{...Selon RPA99/V2003.}$
3. Accidentels : $0,8G \pm E \dots\dots\dots \text{... Selon RPA99/V2003.}$

➤ Pour les poutres dans l'axe X :

$$G + Q \pm EY$$

$$0,8G \pm EY$$

➤ Pour les poutres dans l'axe Y :

$$G + Q \pm EX$$

$$0,8G \pm EX$$

Pour les combinaisons fondamentales et accidentelles, on prend le moment maximum de chaque portique de chaque étage et on vérifie avec la combinaison **ELS**.

V.3.1. 2) Etapes à suivre :

a- Armatures longitudinales :

✓ La contrainte limite du béton est : $f_{bc} = \frac{0,85 \times F_{c28}}{\gamma_b}$

✓ $d = 0,9 \times h$.

✓ Le moment réduit : $\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$

Avec :

M_u : Moment fléchissant ;

b : Largeur de la poutre ;

d : La hauteur utile de la section.

Si $\mu < 0,392$: L'état limite ultime est atteint au **pivot A**.

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

b- Vérification :**❖ BAEL 91 :**

✓ Condition de non fragilité : $A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}, 0,23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{f_e} \right\}$

✓ Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant:

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \times \frac{F_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Choix de ϕ_t : $\phi_t \leq \min \left(\phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right)$ (BAEL 91).

❖ Vérification à l'ELS :

✓ La fissuration est peut préjudiciable

✓ Si $\alpha_u \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}$, pas de vérification des contraintes à l'ELS.

✓ Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$.

❖ Recommandations du RPA99 /ver 2003 :**✓ Armatures longitudinale : (Art 7.5.2.1)**

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre et de 0.5%.
- Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone I.
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° dans les poteaux.

✓ Armatures transversales : (Art 7.5.2.2)

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par $A_t = 0,003.S.b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\phi_l \right)$$

✓ En dehors de la zone nodale :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

V.3.1.3) Ferraillage des poutres:

Pour le calcul on va prendre les moments maximums. D'après le **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2014**", les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Section (cm ²)	ELU		ELS		ACC	
	M _{ut} _{max} (KN.m)	M _{ua} _{max} (KN.m)	M _{st} _{max} (KN.m)	M _{sa} _{max} (KN.m)	M _t _{max} (KN.m)	M _a _{max} (KN.m)
35×50	50.36	75.82	36.20	55.20	34.41	83.46
30×30	19.90	64.19	14.55	46.81	13.14	59.41

Tab V-2 : Sollicitations de la poutre sous différents combinaisons

V.3.1.3.1) Exemple de calculs :

Poutre principal de section (35×50) cm² :

➤ **Armatures longitudinales :**

1- Condition imposées par le RPA99/V2003 :

Poutre principales: $A'_{min} = 0,005 \times 35 \times 50 = 8.75 \text{ cm}^2$

Poutre secondaires: $A'_{min} = 0,005 \times 30 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2$

2- Condition imposées par le BAEL.91mod99 :

Poutre principales: $A_{min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 30 \times 36 = 1.30 \text{ cm}^2$

Poutre secondaires: $A_{min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 30 \times 31.5 = 1,14 \text{ cm}^2$

• **ELU**

- **En travée :**

Le calcul du ferraillage est en flexion simple :

B = 35×50 cm² (poutre porteuse), sens transversal ; h = 0,5 m ; b = 0,35 m ;

d = 0,9× h = 0,36 m.

M_{ult} = 50.36 KN.m

D'après le B.A.E.L 91 :

$$d=0,9 \times 0,4=0,36\text{m}$$

$$\mu = M_u / (b.d^2.f_{bu})$$

$$\mu = 50.36 / (0,35 \times 0,36^2 \times 14,2) = 0,091 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1,25. (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0,118$$

$$Z = d (1 - 0,4.\alpha) = 0,34 \text{ m.}$$

$$A_s = \frac{50.36.10^3}{0,34 \times 348} = 4.26 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_s, A_{\min}, A'_{\min}) = 6.00 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$\mathbf{6HA12} \text{ donc } A_{\text{adopte}} = 6.79 \text{ cm}^2$$

- **ELS :**

Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1,39$$

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445$$

$$\alpha = 0,118 \leq \bar{\alpha} = 0,445 \dots \dots \dots CV.$$

- **Sur appuis :**

- **ELU**

$$M_{ula} = 75.82 \text{ KN.m}$$

$$\mu = M_u / (b.d^2.f_{bu})$$

$$\mu = 75.82 / (0,35 \times 0,36^2 \times 14,2) = 0,137 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1,25. (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0,184$$

$$Z = d (1 - 0,4.\alpha) = 0,33 \text{ m.}$$

$$A_s = \frac{75.82 \times 10^3}{0,33 \times 348} = 6,60 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = \max(A_s, A_{\min}, A'_{\min}) = 6.60 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$\mathbf{3HA14+3HA12} \text{ donc } A_{\text{adopte}} = 8.01 \text{ cm}^2$$

- **ELS :**

Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1,37$$

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435$$

$$\alpha = 0,184 \leq \bar{\alpha} = 0,435 \dots \dots \dots CV.$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL.91 (art A.5.1)**

Fissuration non préjudiciable

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

$$V_u = 66,21KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{66,21 \cdot 10^3}{350 \times 360} = 0,61MPa$$

Donc :

$$\tau_u = 0,61MPa \leq \bar{\tau}_u = 3,33MPa \dots \dots \dots CV$$

➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (BAEL.91 Art 521) :**

$$V_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0,9 \times d = 0,9 \times 36 = 32,4 \text{ cm}$$

$$V_u = 40,75KN < 848,80KN$$

Donc : pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis.

➤ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{50}{550} = 0,090 \geq 0,062 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,090 \geq 0,066 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{8,01}{35 \times 36} = 0,0074 \leq 0,0105 \dots \dots \dots CV$$

➤ **Les armatures transversales:**

Choix du diamètre :

$$\text{On a : } \varphi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l \right) \Rightarrow \varphi_t \leq \min \left(\frac{500}{35}; \frac{350}{10}; 16 \right) = 11,42mm$$

Donc on prend $\varphi_t = 8mm$ de nuance d'acier FeE400

❖ **Calcul d'espacement des cadres:**

D'après le RPA 99/ version2003 (Art 7.5.2.2) on a :

- **zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\varphi_l; 30cm \right) \Rightarrow S_t \leq \min \left(\frac{50}{4}; 12\varphi_l; 30cm \right)$$

On prend $S_t = 10cm$

- **zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 25cm ; \text{ on prend } S_t = 15cm$$

➤ **La section de ferrailage transversal :**

D'après BAEL91Art A .5.1.2.2) :

$$A_t \geq 0,4 \cdot b \cdot \frac{S_t}{f_e} \Rightarrow A_t \geq 0,4 \times 35 \times \frac{15}{400} = 0,45cm^2$$

D'après le RPA 99/ version2003 (Art 7.5.2.2) :

$$A_{t.min} = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,35cm^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$A_t \geq \max (A_t^{BAEL}, A_t^{RPA}) \Rightarrow A_t \geq \max (0,45; 1,35)$$

$$A_t = 1,35cm^2$$

$$\text{Soit } A_t = 3\emptyset 8 = 1.51cm^2$$

❖ **Longueur de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement est de :

$$L_r = 40\emptyset \text{ en zone 1}$$

Calcul les armatures longitudinales selon BAEL91 mod99 :

Les résultats de calcul à l'E.L.U sont résumés dans le tableau suivant :

Poutre	Position	M _{max} (KN.m)	B	d	μ	α	Z(cm)	A _t (cm ²)
p.principale 35×50	Travée	50.36	35	36	0,091	0,118	34	4.26
	Appuis	75.82	35	36	0,137	0,184	33	6.66
p.secondair 30×30	Travée	19.90	30	31.5	0,047	0,059	30.76	1.85
	Appuis	64.19	30	31.5	0,151	0,204	28,93	6.37

Tab V-3 : les résultats de calculs les armatures longitudinales a l'E.A.U.

Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants

Poutre	Position	γ	f_{c28}	$\bar{\alpha}$	α	$\alpha \leq \bar{\alpha}$
p.principale 35×50	Travée	1,39	25	0,118	0,139	cv
	Appuis	1,37	25	0,184	0,184	cv
p.secondair 30×30	Travée	1,38	25	0,059	0,093	cv
	Appuis	1,37	25	0,204	0,122	cv

Tab V-4: vérification à l'E.L.S.

- Remarque :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte de béton alors les armatures calculées à l'ELU Convienent à ELS

poutre							
	Position	$A_{min}(cm^2)$		A_s (cm^2)	Barres choisis	A_l (cm^2)	Longueur de recouvrement (cm)
		B.A.E.L	R.P.A				
p.principale 35×50	Travée	1,30	6.00	4.26	6HA12	6.79	32
	Appuis	1,30	6.00	6.66	3HA14+3HA12	8,01	32
p.secondair 30×30	Travée	1,14	5.25	1.85	6HA12	6.79	32
	Appuis	1,14	5.25	6.37	6HA12	6.79	32

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{F_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants

poutre	$V_{u.mas}$ kn	τ	$\bar{\tau}$	$\tau \leq \bar{\tau}$
p.principal e 35×50	66.21	0,61	3,33	OUI
p.secondair 30×30	40.75	0,43	3,33	OUI

Tab V-6:

contrainte de cisaillement.

vérification de la

V.3.1.4) Schéma de ferrailage des poutres :

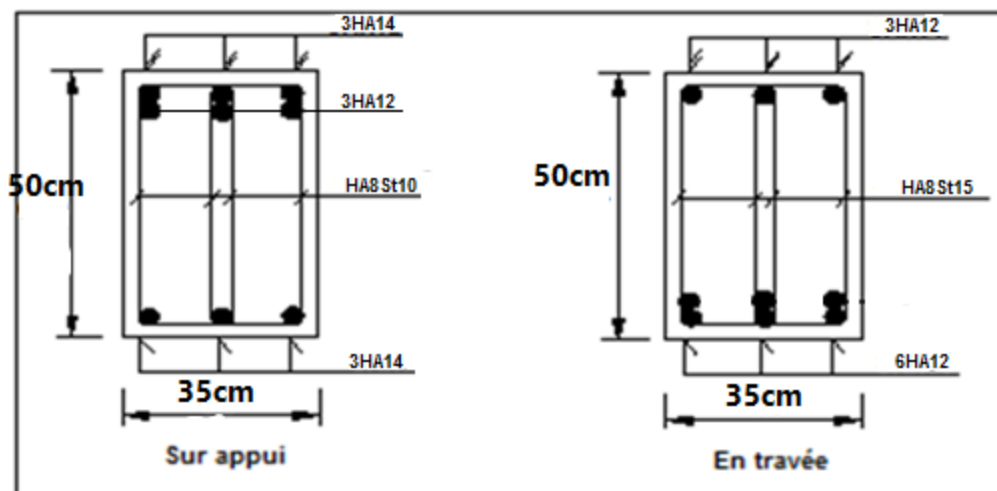


Fig.V-1 : Schéma de ferrailage des poutres principales.

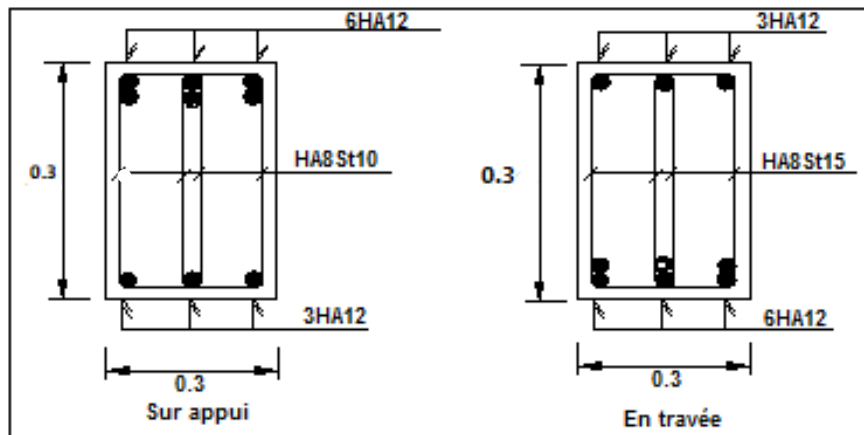


Fig.V-2 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires.

V.3.2) Les poteaux :

V.3.2.1) combinaisons des charges :

- ❖ $1,35G + 1,5Q$ Selon BAEL91 ;(1)
- ❖ $G+Q \pm E$ Selon RPA99/V2003 ; (2)
- ❖ $0,8G \pm E$ Selon RPA99/V2003. (3)

Avec :

G : Charges permanentes.

Q : Charges d'exploitation non pondérées.

E : Action du séisme représentée par des composantes horizontales

V.3.2.2) Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques :

Situation durable :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \\ f_e = 400 \text{ MPa} \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa} \\ \sigma_e = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Situation accidentelles :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,15 \\ \gamma_s = 1,00 \\ f_e = 400 \text{ MPa} \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = 18,48 \text{ MPa} \\ \sigma_e = 400 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

V.3.2.3) Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal "N" et à un moment de flexion "M" dans les deux sens « longitudinal, et transversal ». Donc ils sont calculés en flexion composée avec des fissurations peu nuisibles.

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'effort internes à savoir :

$N_{\max}$	→ M correspondant		$N_{\max}$: effort normal maximum.
$M_{\max}$	→ N correspondant	avec :	$M_{\max}$: moment maximum.
$N_{\min}$	→ M correspondant		$N_{\min}$: effort normal minimum.

On a 1 types de poteaux ; à savoir :

✓ (RDC et 1^{er} et 2^{eme} et 3^{eme} et 4^{eme} et 5^{eme} étage) : poteaux 30x40

Les calculs se font, en tenant compte de trois types de sollicitations:

- Effort normal maximal et le moment correspondant ;
- Effort normal minimal et le moment correspondant ;
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

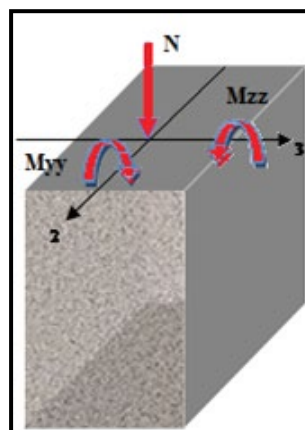


Fig.V-3: Sollicitations sur les poteaux.

V.3.2.3.1) Armatures longitudinales :

D'après le RPA99 /ver 2003(Art.7.4.2.1 p 113)

- les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet.
- Leur pourcentage en zone sismique I est limité par :

- Leur pourcentage minimale sera de **70 %** (zone I) ;
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement ;
- Le diamètre minimum est de 12mm ;
- La longueur minimale de recouvrement est de **40 Φ** (zone I) ;
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zoneI) ;
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- **Le pourcentage minimal d'armatures sera 0,7%.b.h :**

Poteau (35 × 50): $A_{\min} = 0,007 \times 35 \times 50 = 8.4 \text{ cm}^2$

- **Leur pourcentage maximal en zone de recouvrement 6%.b.h :**

Poteau (35 × 50): $A_{\min} = 0,006 \times 35 \times 50 = 7.2 \text{ cm}^2$

- **Leur pourcentage maximal en zone de recouvrement 4%.b.h :**

Poteau (35 × 50): $A_{\min} = 0,004 \times 35 \times 50 = 4.8 \text{ cm}^2$

V.3.2.3.2) Armatures transversales:

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

- **Le rôle des armatures transversales consiste à:**

Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.

Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.

Positionner les armatures longitudinales.

- **Détermination de la zone nodale:**

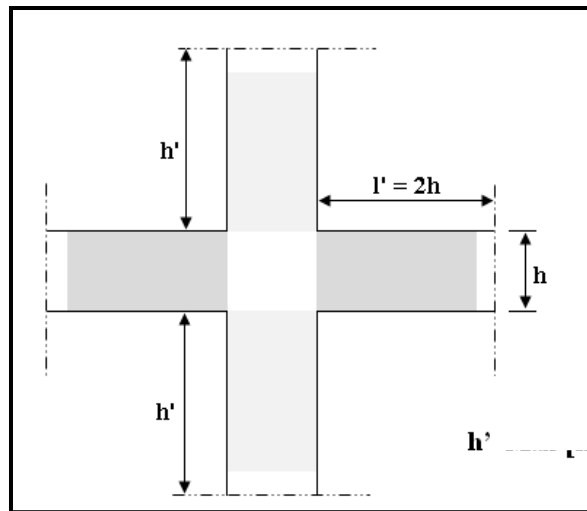


Fig.V-4: zone nodales

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres

$$L' = 2h$$

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \right)$$

V.3.2.4) Exemple du calcul :

Type I () : poteaux 35x50

Les sollicitations internes des poteaux sont données par le logiciel **ROBOT2020**,

Les résultats obtenus données par le tableau suivant :

Combinaisons	ELU		0,8G±E		G+Q ±E		ELS	
Sollicitations	N _{max} (KN)	M _{core} (KN.m)	N _{min} (KN)	M _{core} (KN.m)	M _{max} (KN.m)	N _{core} (KN)	N _{max} (KN)	M _{core} (KN.m)
Poteau (35x50)	449.03	43.12	239.70	57.36	71.67	289.12	178.67	30.08

Tab V-7: Les sollicitations internes pour le poteau.

➤ Etat Limite De Stabilité De Forme :

Les sections soumises à des efforts normaux de compression doivent être justifiées vis à vis de l'état limite de stabilité de forme conformément à l'article A.4.4 du **BAEL91** en adoptant une excentricité totale de calcul : $e = e_1 + e_a + e_2$.

Avec :

e_1 : excentricité du premier ordre.

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u}$$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$$e_a = \max\left(2\text{cm}, \frac{L}{250}\right)$$

e_2 : excentricité due aux efforts du second ordre, liée à la déformation de structure.

$$e_2 = \frac{3.l_f^2}{10000h}(2 + \alpha\phi)$$

Avec :

L : longueur du poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau.

h : hauteur totale de la section du poteau dans la direction du flambement.

α : Rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad \text{Où} \quad \alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5M_{ser}} \right)$$

Le coefficient α est compris entre 0 et 1.

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée, ce rapport est généralement pris égal à 2

Les sollicitations de calcul deviennent ainsi : N_u inchangé , $M_u = N_u (e_1 + e_a + e_2)$.

1. **ELU:**

$$\begin{cases} N_u = 449.03 \text{ KN} \\ M_u = 43.12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

L'excentricité :

$$\begin{aligned}
 \blacksquare \quad e_1 &= \frac{M}{N} = \frac{43.12}{449.03} = 0,096\text{m} \\
 \blacksquare \quad e_a &= \max\left(2\text{cm}, \frac{L}{250}\right) = \max\left(2\text{cm}, \frac{306}{250}\right) \\
 e_a &= \max(2\text{cm} ; 1,224) = 0,02\text{m} \\
 \alpha &= 10\left(1 - \frac{M_{u_{\text{ser}}}}{1,5M_{\text{ser}}}\right) = 10\left(1 - \frac{43.12}{1,5 \times 30.08}\right) \\
 \alpha &= 0,70 \quad ; \quad \phi = 2 \\
 \blacksquare \quad e_2 &= \frac{3l_f^2}{10000h} (2 + \alpha\phi) = \frac{3 \times (0,7 \times 3,40)^2}{10000 \times 0,4} (2 + 0,7 \times 2) \\
 e_2 &= 0,0167 \\
 e &= e_1 + e_2 + e_a = 0,133\text{m}
 \end{aligned}$$

Calcul le coefficient de remplissage ψ :

$$\psi_1 = \frac{Nu}{b \cdot h \cdot \sigma_{bc}} = \frac{449.03 \times 10^3}{350 \times 500 \times 14,17} = 0,26$$

Donc: $\Psi_1 \leq 0,26$

$$\varepsilon = f(\Psi_1)$$

Calcul l'excentricité critique relative ζ :

$$\Psi_1 \leq \frac{2}{3} \Rightarrow \zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})}$$

$$\zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,26}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,26})} = 0,16$$

$$e_{Nc} = \zeta \times h = 0,16 \times 0,40 = 0,064\text{m}$$

$$e = 0,133\text{m} > e_{Nc} = 0,064\text{m} \quad \text{Section partiellement comprimée}$$

Dimensionnement des sections partiellement comprimée :

Calcul du Moment fictif :

$$\text{Avec : } M_{uf} = M_u - N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = N_u \left(e - d + \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{uf} = 449.03 \left(0,133 - 0,36 + \frac{0,40}{2} \right) = -131,56 \text{ kN.m}$$

On calcule les armatures de la section étudiée soumise à une flexion simple de moment fictif

$$M_{uFictif}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

Calcul du moment réduit ultime :

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_{bc} \times b \times d^2}$$

$$\varepsilon_{se} = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = \frac{500}{1,15 \cdot 2 \cdot 10^5} = 1,739 \frac{0}{00}$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + \varepsilon_{se}} = 0,668$$

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

Si $\mu_b < \mu_l = 0,392$ la section est simplement armée.

Si $\mu_b > \mu_l = 0,392$ la section est doublement armée, donc il faut calculer A_s et A_s' .

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{131,57 \times 10^{-3}}{14,17 \times 0,35 \times 0,36^2} = 0,239$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow \text{Aciers comprimés } A_u' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,345$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,862$$

Détermination des armatures:

On calcule les armatures de la section étudiée soumise à la flexion simple de moment fictif M_u et on obtient A_s et A_s' tel que:

La 1^{ère} section fictive:

$$A'_{s.fictif} = 0 \text{ cm}^2$$

La 2^{ème} section fictive:

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 384 \text{ Mpa}$$

$$A_{s,\text{fictif}} = \frac{M_{uf}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_{s,\text{fictif}} = \frac{131.56 \times 10^3}{0,862 \times 36 \times 348} = 12.18 \text{ cm}^2$$

La section réelle de l'acier comprimé est la section trouvée ci-dessus :

$$A'_s = A'_{s,\text{fictif}}$$

$$A'_s = A'_{s,\text{fictif}} = 0 \text{ cm}^2$$

La section d'acier tendu vaut :

$$A_s = A_{s,\text{fictif}} + \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s}$$

$$A_s = 12.18 + \frac{449.03 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,72 \text{ cm}^2 < 0$$

On vérifie la section minimale par la règle du millième et par la règle de fragilité :

2. E.L.A: 0,8G + Q

$$\begin{cases} M_{\max} = 57.36 \text{ KN.m} \\ N_{\text{corr}} = 239.36 \text{ KN.m} \end{cases}$$

L'excentricité :

- $e_1 = \frac{M}{N} = \frac{57.36}{239.36} = 0,24 \text{ m}$
- $e_a = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{L}{250}\right) = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{340}{250}\right)$
 $e_a = \max(2 \text{ cm}, 1,224) = 0,02 \text{ m}$
- $\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_{u_{\text{ser}}}}{1,5 M_{\text{ser}}} \right) = 10 \left(1 - \frac{43.12}{1,5 \times 30.08} \right)$
 $\alpha = 0,70$; $\phi = 2$
- $e_2 = \frac{3l_f^2}{10000h} (2 + \alpha\phi) = \frac{3 \times (0,7 \times 3,40)^2}{10000 \times 0,4} (2 + 0,7 \times 2)$
 $e_2 = 0,0167$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0,276 \text{ m}$$

Calcul le coefficient de remplissage ψ :

$$\Psi_1 = \frac{Nu}{b \cdot h \cdot \sigma_{bc}} = \frac{239.7 \times 10^3}{350 \times 500 \times 18,48} = 0,132$$

Donc: $\Psi_1 \leq 0,81$

$$\varepsilon = f(\Psi_1)$$

Calcul l'excentricité critique relative ζ :

$$\Psi_1 \leq \frac{2}{3} \Rightarrow \zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})}$$

$$\zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,132}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,132})} = 0,162$$

$$e_{Nc} = \zeta \times h = 0,162 \times 0,50 = 0,065$$

$$e = 0,276m > e_{Nc} = 0,065 \quad \text{Section partiellement comprimée}$$

Dimensionnement des sections partiellement comprimée :

Calcul du moment fictif :

$$\text{Avec : } M_{uf} = M_u \left(d + \frac{h}{2} \right) - N_u \left(e + d + \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{uf} = 239.7 \left(0,276 + 0,36 + \frac{0,4}{2} \right) - 104.51 \text{ kN.m}$$

On calcul les armatures de la section étudiée soumise à une flexion simple de moment fictif

$$M_{uFictif}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

Calcul du moment réduit ultime :

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_{bc} \times b \times d^2}$$

$$\varepsilon_{se} = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = \frac{400}{1,15 \times 2 \cdot 10^5} = 1,739 \text{‰}$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + \varepsilon_{se}} = 0,668$$

$$\mu_1 = 0,8\alpha_1(1 - 0,4\alpha_1) = 0,392$$

Si $\mu_b < \mu_1 = 0,392$ la section est simplement armée.

Si $\mu_b > \mu_1 = 0,392$ la section est doublement armée, donc il faut calculer A_s et $A_s' . \mu =$

$$\frac{M_f}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{104.51 \times 10^{-3}}{18.48 \times 0,35 \times 0,36^2} = 0,145$$

$$\mu < \mu_1 \Rightarrow \text{Aciers comprimés } A_u' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,495$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,922$$

Détermination des armatures:

On calcule les armatures de la section étudiée soumise à la flexion simple de moment fictif M_u et on obtient A_s et A_s' tel que:

La 1^{ère} section fictive:

$$A'_{s,\text{fictif}} = 0 \text{ cm}^2$$

La 2^{ème} section fictive:

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ Mpa}$$

$$A_{s,\text{fictif}} = \frac{M_{uf}}{B \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_{s,\text{fictif}} = \frac{104.51 \times 10^3}{0,922 \times 36 \times 400} = 7.87 \text{ cm}^2$$

La section réelle de l'acier comprimé est la section trouvée ci-dessus :

$$A'_s = A'_{s,\text{fictif}}$$

$$A'_s = A'_{s,\text{fictif}} = 0 \text{ cm}^2$$

La section d'acier tendu vaut :

$$A_s = A_{s,\text{fictif}} + \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s}$$

$$A_s = 7.87 \frac{239.70 \times 10^3}{100 \times 400} = 5.99 \text{ cm}^2$$

3. E.L.A: G + Q ± E

$$\begin{cases} M_{\max} = 71.67 \text{ KN.m} \\ N_{\text{corr}} = 289.12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\bullet \quad e_1 = \frac{M}{N} = \frac{71.67}{289.12} = 0.247 \text{ m}$$

$$\bullet \quad e_a = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{L}{250}\right) = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{340}{250}\right)$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm}, 1.224) = 0.02 \text{ m}$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5 M_{\text{ser}}} \right) = 10 \left(1 - \frac{43.12}{1.5 \times 30.08} \right)$$

$$\alpha = 0.70 ; \phi = 2$$

$$\bullet \quad e_2 = \frac{3l_f^2}{10000h} (2 + \alpha\phi) = \frac{3 \times (0.7 \times 3.40)^2}{10000 \times 0.4} (2 + 0.7 \times 2)$$

$$e_2 = 0.0167$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0.284 \text{ m}$$

Calcul le coefficient de remplissage ψ :

$$\psi_1 = \frac{Nu}{b.h.\sigma_{bc}} = \frac{289.12 \times 10^3}{350 \times 500 \times 18.48} = 0.13$$

$$\text{Donc: } \Psi_1 \leq 0.81$$

$$\varepsilon = f(\Psi_1)$$

Calcul l'excentricité critique relative ζ :

$$\Psi_1 \leq \frac{2}{3} \Rightarrow \zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})}$$

$$\zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0.13}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12 \times 0.13})} = 0.163$$

$$e_{Nc} = \zeta \times h = 0.163 \times 0.50 = 0.0652$$

$$e = 0.284 \text{ m} > e_{Nc} = 0.0652 \quad \text{Section partiellement comprimée}$$

Dimensionnement des sections partiellement comprimée :**Calcul du moment fictif :**

$$\text{Avec : } M_{uf} = M_u \left[\left(d - \frac{h}{2} \right) + \left(e - d + \frac{h}{2} \right) \right]$$

$$M_{uf} = 289.12 \left(0,284 + 0,36 - \frac{0,50}{2} \right) = 128.37 \text{ KN.m}$$

On calcule les armatures de la section étudiée soumise à une flexion simple de moment fictif $M_{uFictif}$.

Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :**Calcul du moment réduit ultime :**

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_{bc} \times b \times d^2}$$

$$\varepsilon_{se} = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = \frac{400}{1,15 \cdot 2 \cdot 10^5} = 1,739 \text{‰}$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + \varepsilon_{se}} = 0,668$$

$$\mu_1 = 0,8 \alpha_l (1 - 0,4 \alpha_l) = 0,392$$

Si $\mu_b < \mu_1 = 0,392$ la section est simplement armée.

Si $\mu_b > \mu_1 = 0,392$ la section est doublement armée, donc il faut calculer A_s et A_s' .

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{128.37 \times 10^{-3}}{18.48 \times 0,35 \times 0,36^2} = 0,17$$

$$\mu < \mu_1 \Rightarrow \text{Aciers comprimés } A_u' = 0$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,155$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0,938$$

Détermination des armatures:

On calcule les armatures de la section étudiée soumise à la flexion simple de moment fictif M_u et on obtient A_s et A_s' tel que:

La 1^{ère} section fictive:

$$A'_{s.fictif} = 0 \text{ cm}^2$$

La 2^{ème} section fictive:

$$\sigma_s = \frac{f_{e}}{\gamma_s} = 400 \text{ Mpa}$$

$$A_{s,\text{fictif}} = \frac{M_{\text{uf}}}{B \cdot d \sigma_s}$$

$$A_{s,\text{fictif}} = \frac{128.37 \times 10^3}{0.938 \times 36 \times 400} = 9.50 \text{ cm}^2$$

La section réelle de l'acier comprimé est la section trouvée ci-dessus :

$$A'_s = A'_{s,\text{fictif}}$$

$$A'_s = A'_{s,\text{fictif}} = 0 \text{ cm}^2$$

La section d'acier tendu vaut :

$$A_s = A_{s,\text{fictif}} + \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s}$$

$$A_s = 5.27 + \frac{112.05 \times 10^3}{100 \times 400} = 2.47 \text{ cm}^2$$

La règle du millième :

$$A'_{s,\text{min}} = 4 \text{ cm}^2 \times \text{périmètre de la section}$$

$$A'_{s,\text{min}} = 4 \times [(0.35 + 0.50) \times 2] = 5.6 \text{ cm}^2$$

Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL.91 (art A.5.1)

Fissuration non préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{F_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$V_u = 33.67 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{33.67 \cdot 10^3}{350 \times 360} = 0.31 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau_u = 0.31 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

Vérification au flambement :

$$\frac{L_f}{h} \leq \max \left\{ 15; \frac{20e}{h} \right\} = \max \left\{ 15; \frac{20 \times 0.482}{0.50} \right\} = 24.1$$

$$5.36 < 24.1$$

Condition de non fragilité :

$$A_{s,min} \geq \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{s,min} \geq \max \left\{ \frac{35 \times 50}{1000}; 0,23 \times 30 \times 36 \frac{2,1}{400} \right\}$$

$$A_{s,min} \geq \max \{1,20 \text{ cm}^2; 1,304 \text{ m}^2\}$$

$$A_{s,min} \geq 1.304 \text{ cm}^2$$

➡ **Pourcentage minimale exigé par RPA : (zone I)**

$$A_{min} = 0,7\% \cdot (b \cdot h) = 0,007 \times 35 \times 50 = 8,40 \text{ cm}^2$$

➡ **Pourcentage maximal exigé par RPA : (zone I)**

En zone courante :

$$A_s \leq A_{max} = 0.4 \% b \cdot h$$

$$A_{max} = 0,004 \times 35 \times 50 = 4.8 \text{ cm}^2$$

En zone de recouvrement :

$$A_s \leq A_{max} = 0.6\% b \cdot h$$

$$A_{max} = 0,006 \times 35 \times 50 = 7.2 \text{ cm}^2$$

Le diamètre minimum : $\phi_{min} = 12 \text{ mm}$.

$$A_s = \max(A_{cal}; A_{min}^{BAEL}; A_{min}^{RPA}) = 12.18 \text{ cm}^2$$

On adopte : **8HA14=12.32 cm²**

V.3.2.4.1) Vérification vis -à vis de l'état limite de service :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (N_{ser} ; M_{ser}), La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

Contraintes dans le béton : on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec : ; $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$b = 35 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A' = 0, A = 12.32 \text{ cm}^2$$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{30.08}{178.67} = 0,170m$$

$$S = b \times h + 15A_{totale}$$

$$\Rightarrow S = 35 \times 50 + 15 \times 12.32 = 14784cm^2$$

$$X_G = 15 \frac{A'_s \times \left(\frac{h}{2} - d'\right) - A_s \times \left(d - \frac{h}{2}\right)}{b \times h + 15(A_s + A'_s)} = -0,16$$

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15 \left[A'_s \left(\frac{h}{2} - d' - X_G\right)^2 + A_s \left(d - \frac{h}{2} - X_G\right)^2 \right]$$

$$I = \frac{35 \times 50^3}{12} + 35 \times 50 \times (-0,16^2) + 15 \left[12.32 \left(36 - \frac{50}{2} + (-0,16)\right)^2 \right]$$

$$\Rightarrow I = 163060,44cm^4$$

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e - X_G) \left(\frac{H}{2} - X_G\right)}{I}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{178.67}{14784} + \frac{178.67(12.32 + 0,16) \left(\frac{50}{2} + 0,16\right)}{163060,44} \Rightarrow \sigma_{sup} = 0.288MPa$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e - X_G) \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{178.67}{14784} - \frac{178.67(12.32 + 0,16) \left(\frac{40}{2} - 0,16\right)}{163060,44} \Rightarrow \sigma_{inf} = 0,27MPa$$

$$\sigma_{sup} = 0.288Mpa \quad \bar{\sigma}_{bc} = 45.....\checkmark \text{vérifiée}$$

V.3.2.4.2) Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_l \cdot f_c} \dots\dots\dots RPA.90 \text{ Version.2003 Article (7.4.2.2)}$$

V_u : effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

t : espacement des armatures transversales dont la valeur maximale.

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \lambda_g \geq 5 \Rightarrow \frac{A_{t.min}}{t.b_1} = 0,3\% \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 \Rightarrow \frac{A_{t.min}}{t.b_1} = 0,8\% \\ \text{Si } 3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow \frac{A_{t.min}}{t.b_1} = \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \lambda_g \geq 5 \Rightarrow \rho_a = 3,75 \\ \text{Si } \lambda_g < 5 \Rightarrow \rho_a = 2,50 \end{array} \right.$$

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau

D'après le RPA99 Version 2003 L'Article (7.4.2.2).

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec :

$a \times b$: la section droite du poteau dans la direction de déformation

l_f : longueur de flambement du poteau.

$$L_f = 0,7 \times l_0 = 2,142 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{h} = \frac{214,2}{50} = 5.355 > 5$$

Donc:

$$\lambda_g > 5 \Rightarrow \rho_a = 3,75$$

➤ Espacement des armatures transversales :

- D'après les règles RPA 99/V2003 : (zone I)

● Zone nodale :

$$t \leq \min(10\phi_l; 15 \text{ cm}) \text{ on prend } t = 10 \text{ cm}$$

● **Zone courante:**

$$t' \leq 15\phi_t \text{ en prend } t' = 15\text{cm}$$

Diamètre des armatures transversales (BAEL 91) :

$$\phi_t \geq \frac{\varphi_{Lmax}}{3} = \frac{1,6}{3} = 0,53\text{cm}$$

Donc on prendra $\phi_t = 8\text{mm}$ avec une nuance d'acier FeE400

Détermination de la section des Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_c} \Rightarrow \frac{\rho_a V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_c}$$

$$A_t = \frac{\rho_a V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_c} = \frac{3,75 \times 33.67 \times 10^3 \times 0,15}{0,50 \times 400} \times 10^{-2} = 1.18\text{cm}^2$$

Armatures transversales minimales :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{214,2}{50} = 5.355 > 5$$

$$\text{On a : } \lambda_g \geq 5 \Rightarrow \frac{A_{t,min}}{t \cdot b_1} = 0,3\% \Leftrightarrow A_{t,min} = 0,3\% t \cdot b_1$$

$$A_{t,min} = 0,3\% t \cdot b = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,35\text{cm}^2$$

$$A_t = 3\phi 8 = 1.54\text{cm}^2 > A_{t,min} = 1,35\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\text{ou } 5\phi 6 = 1.41\text{cm}^2 > A_{t,min} = 1,35\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Les cadres doivent être fermées par des crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_t$

➤ **Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres :

$$L' = 2 \cdot h = 2 \times 50 = 100\text{cm}$$

h: hauteur de la poutre

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_c}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right)$$

$$h' = \max \left(\frac{340}{6}; 30; 40; 60 \right) = 60\text{cm}$$

=> [7 (cadre + étrier) pour 0,60m]

➤ **Longueur de recouvrement :**

$$L_r^{\min} = 40 \times \varphi_{L_{\max}}$$

$$L_r^{\min} = 40 \times 1,4 = 60 \text{ cm}, \dots \text{Alors On adopte: } L_r = 56 \text{ cm}$$

$$L_r^{\min} = 40 \times 1,6 = 70 \text{ cm}, \dots \text{Alors On adopte: } L_r = 64 \text{ cm}$$

$$L_r^{\min} = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}, \dots \text{Alors On adopte: } L_r = 80 \text{ cm}$$

V.3.2.5) Ferraillage numérique des Poteaux: (flexion composé)

Section	Cas	N (KN)	M (KN.m)	Situation	A _{cal} cm ²	SECTION	A _{RPA} ^{min} cm ²	Ferraillage longitudinal	
								Section cm ²	Choix
35x50	I	449.03	43.12	EIU	12.18	SPC	8,40	12,32	8HA14
	II	239.7	57.36	ACC	7.87	SPC	8,40		
	III	289.12	71,67	ACC	9.5	SPC	8,40		

Tab IV-8 : Ferraillage des poteaux .

V.3.2.6) Vérification vis -à vis de l'état limite de service :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}), La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus. $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{t28} = 15 \text{ Mpa}$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Section (cm ²)	N _{ser} (kn)	M _{ser} (kn.m)	σ _{inf} (MPa)	σ _{sup} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
30x30	178.67	30.08	-0,27	0.288	15	OK

Tab V-9 : Vérification des contraintes à l'ELS.

V.3.2.7) Les armatures transversales :

Les résultats de ferraillage transversal sont regroupés dans le tableau suivant :

Section	$T_{u.mas}$ kn	τ	$\bar{\tau}$	λ_g	ρ_a	$A_{t.cal}$	A_{adop}	t(cm)	t'(cm)	A_t
35x50	33.67	0,31	3,33	5.355	3,75	1.18	1.51 1.41	10	15	3φ8 ou 5φ6

Tab V-10: Ferrailage des armatures transversales.

V.3.2.8) Schéma de ferrailage :

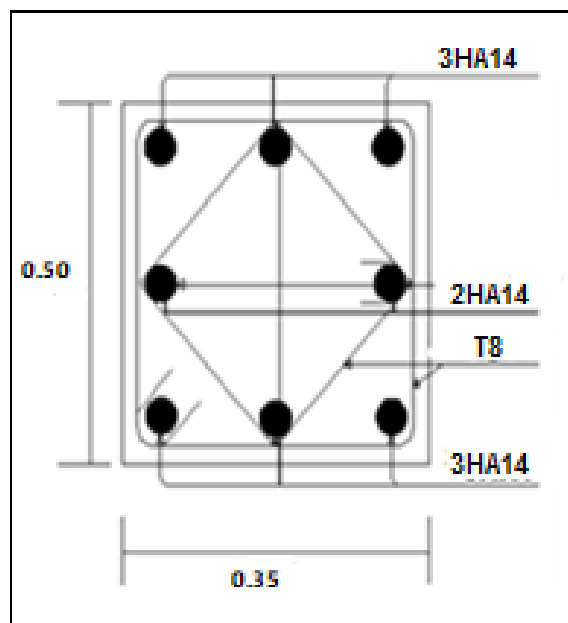


Fig.V-5 : schéma de ferrailage des poteaux.

Ferrailage horizontal :

Les armatures horizontales sont disposées selon la hauteur du voile permettant la couture des fissures inclinées à 45° engendré par l'effort tranchant, ces barres doivent être munies de crochet à 135° ayant une largeur de 10Φ.

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

Règles communes :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales, est donné comme suit :
Globalement dans la section du voile 0.15%

En zone courante 0.10%

L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes (**Art 7.7.4.2 RPA/Version2003**):

$$S \leq 1,5.e$$

e:épaisseur du voile

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40Ø : pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.
- 20Ø : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Ferraillage verticale :

Le calcul se fera pour des barres verticales dont la longueur d est déterminée à partir de :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L'}{3} \right) \text{ Art 7.7.4 RPA 99 (version 2003)}$$

L' : est la longueur de la zone comprimée.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes.

V.4 Etudes des sections :

Pour une section soumise à la flexion composée, on a trois cas possibles :

A. Section partiellement comprimée : (SPC)

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v$$

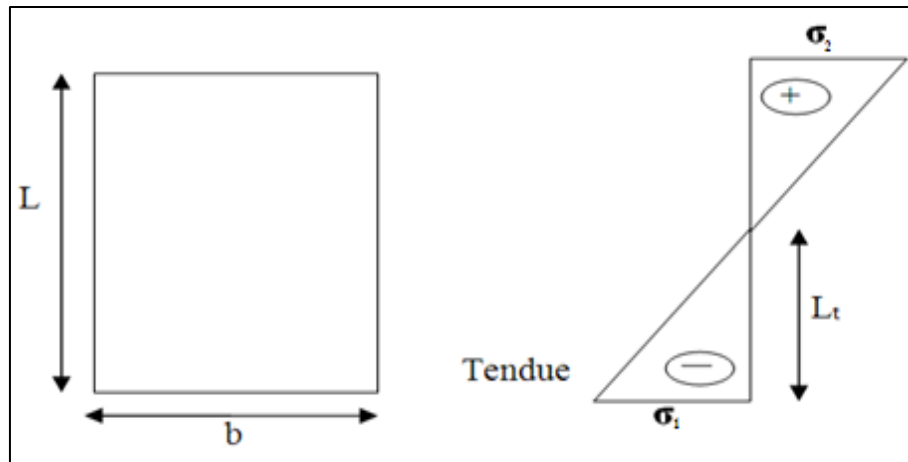


Fig V-7 : Section partiellement comprimée.

S : surface.

I : moment d'inertie.

N : effort normal.

M : moment de flexion.

v : La position de l'axe neutre.

Si : $M > 0$ $\sigma_1 < 0$ et $\sigma_2 > 0$

Pour connaître la zone tendue de la zone comprimée, il faut calculer « L_t » en utilisant les triangles semblables :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\sigma_1}{L_t} = \frac{\sigma_2}{(L - L_t)} \Rightarrow L_t = \frac{L \cdot \sigma_1}{(\sigma_1 + \sigma_2)}$$

L'effort de traction dans la zone tendue est donnée par :

$$T = 0,5 \cdot \sigma_1 \cdot L_t \cdot b$$

La section d'armatures nécessaires est donnée par :

$$A_{\text{cal}} = \frac{T \cdot \gamma_s}{f_e}$$

Si : $M > 0$ $\sigma_1 > 0$ et $\sigma_2 < 0$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\sigma_2}{L_t} = \frac{\sigma_1}{(L - L_t)} \Rightarrow L_t = \frac{L \cdot \sigma_2}{(\sigma_1 + \sigma_2)}$$

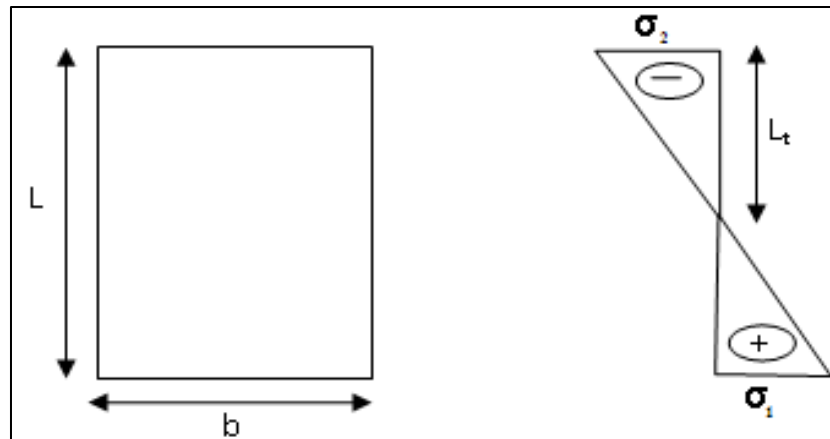


Fig V-8 : Section partiellement comprimée.

L'effort de traction dans la zone tendue est donnée par :

$$T = 0,5 \cdot \sigma_2 \cdot L_t \cdot b$$

La section d'armatures nécessaires est donnée par :

$$A_{\text{cal}} = \frac{T \cdot \gamma_s}{f_e}$$

B. Section entièrement comprimée : (S E C)

Dans ce cas on a deux contraintes de compression ($\sigma_1; \sigma_2$) la section du voile est soumise à la compression et comme elle travaille bien à la compression, la quantité d'armatures nécessaire est exigée par l' **RPA 99/V2003** (comme section minimale)

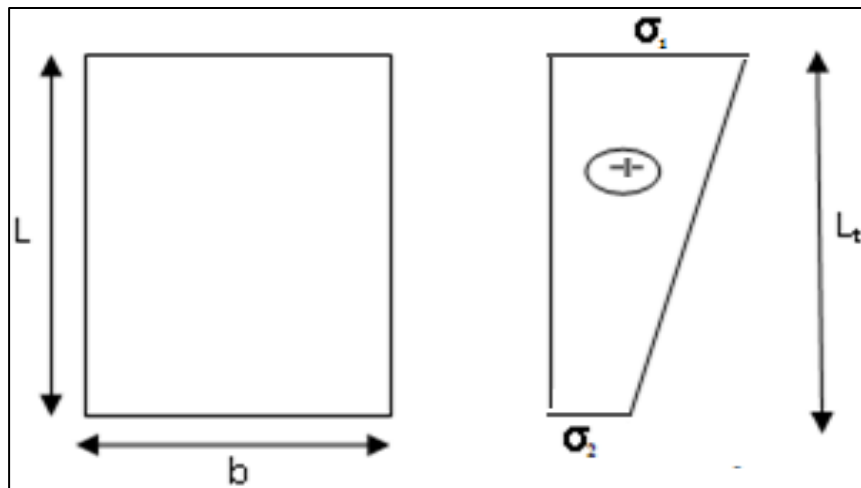


Fig V-9: Section entièrement comprimée.

C. Section entièrement tendue :(S E T)

Dans ce cas on a deux contrainte de traction ($\sigma_1; \sigma_2$) la longueur tendue est égale à « L » $\Rightarrow$

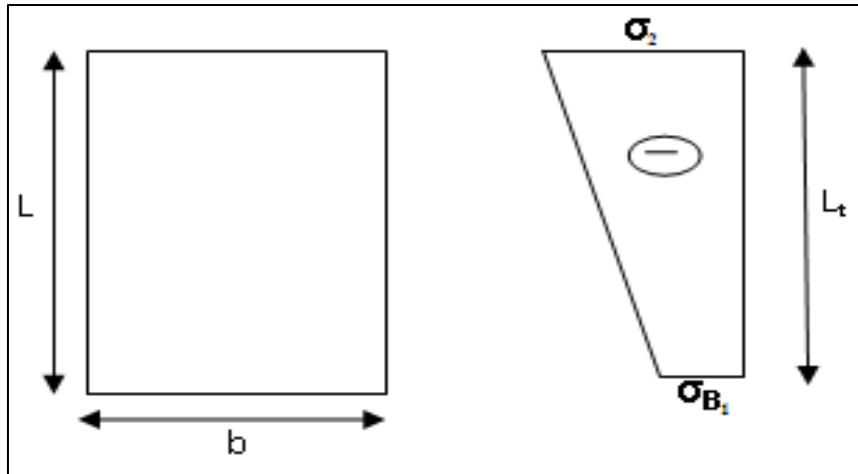
$$L = L_t.$$

L'effort de traction est donnée par :

$$T = \frac{(3\sigma_2 + \sigma_1)}{2} \cdot L \cdot b$$

La section d'armature nécessaire est donnée par la formule suivante :

$$A_{cal} = \frac{T \cdot \gamma_s}{f_e}$$



V.4.8) Calcul de ferrailage voiles pleins :

V.4.8.1) Calcul de ferrailage vertical :

Le calcul se fera en deux zones (courantes et d'about) pour toute la longueur du voile:

$A_{min} = 0.15 \% b \cdot L$ globalement dans la section du voile.

$A_{min} = 0.10 \% b \cdot L$ dans la zone courante.

Espacement des armatures verticales :

A chaque extrémité de voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile ; cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15cm.

➤ Exemple de calcul :

Voile V4:

$L = 3,60m$; $b = 0,2m$; $A = L \cdot b = 0,72m^2$; $I = (b \cdot L^3) / 12 = 0,777m^4$; $v = L/2 = 1,80m$.

$M_{z,max} = 1872,49 \text{ KN.m}$.

$N_{cor} = 343,47 \text{ KN}$.

D'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de Navier Bernoulli :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} \cdot v = \frac{343,47}{0,72} + \frac{1872,49}{0,77} \cdot 1,80$$

$$\sigma_1 = -3518,57 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \cdot v = \frac{343,47}{0,72} + \frac{1872,49}{0,77} \cdot 1,80$$

$$\sigma_2 = 5235,23 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = -3,52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = 5,24 \text{ MPa} \Rightarrow (\text{section partiellement comprimée})$$

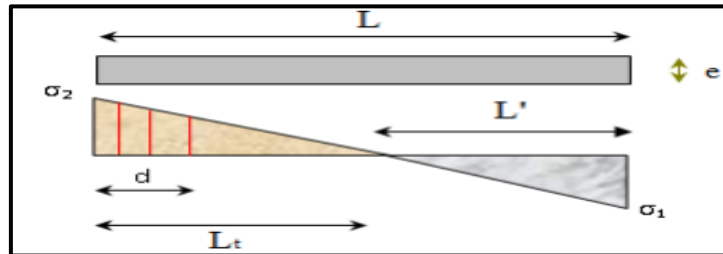


Fig V-10 : Section partiellement comprimée

$$L_t = L \cdot \sigma_1 / (\sigma_1 + \sigma_2) = 1,50 \text{ m}$$

$$L' = L - L_t = 3,60 - 1,50 = 2,10 \text{ m}$$

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L'}{3}\right) = \min\left(\frac{3,40}{2}; \frac{3,98}{3}\right) = 1,40 \text{ m}$$

L'effort de traction est donnée par :

$$T = 0,5 \cdot \sigma_2 \cdot L_t \cdot b = 0,5 \cdot 5235,23 \cdot 1,50 \cdot 0,2 = 785,28 \text{ KN}$$

La section d'armatures nécessaires est donnée par :

$$A_{\text{cal}} = \frac{T \cdot \gamma_s}{f_e} = \frac{785,28 \cdot 1,15}{400} = 22,58 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{cal}}(\text{ml/Face}) = \frac{A_{\text{cal}}}{2 \cdot L_t} = \frac{22,58}{2 \cdot 1,50} = 7,52 \text{ cm}^2/\text{ml/Face}$$

$$A_{\text{RPA}} = 0,2\% \cdot b \cdot L_t = 0,002 \cdot 20 \cdot 150 = 6,00 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{RPA}}(\text{ml/Face}) = \frac{A_{\text{RPA}}}{2 \cdot L_t} = \frac{6}{2 \cdot 1,50} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml/Face}$$

➤ **Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit:**

(RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

$$A_{\text{Min}} = 0,15\% \cdot b \cdot L = 0,0015 \cdot 20 \cdot 360 = 10,80 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{Min}}(\text{ml/Face}) = \frac{A_{\text{Min}}}{2 \cdot L} = \frac{10,80}{2 \cdot 3,60} = 1,5 \text{ cm}^2/\text{ml/Face}$$

Donc :

$$A_v(\text{ml/Face}) = \text{Max}(A_{\text{cal}}; A_{\text{RPA}}; A_{\text{Min}}) = \text{Max}(7,52; 1,9; 1,5) = 7,52 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 2 \cdot 7,52 \cdot (3,60/2) = 27,07 \text{ cm}^2. \text{ (Pour les 2 faces)}$$

En zone courante :

Soit 6HA14+16 HA 12($A_s= 27,34 \text{ cm}^2$).

En zone d'about :

soit. **3HA 14($A_s=9,24\text{cm}^2$).**

➤ **L'espacement :**

➤ En zone courante: $St \leq \min (1,5e;30\text{cm})=30\text{cm}$

On prend : $St = 20 \text{ cm}$.

En zone d'about: $St=St/2 = 20/2= 10 \text{ cm}$

On prend: $St = 10 \text{ cm}$.

$$A_{V \text{ adopté}} = 4,62 + 18,10 + 4,62 = 27,34 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Epaisseur	20(cm)				
Voile	V1	V2	V3	V4	V5
L (m)	1,20	3,75	1,20	3,60	1,10
N (KN)	57,07	435,32	64,66	343,47	43,70
$M_z(\text{KN.m})$	1224,58	1683,87	977.7	1872.49	870,20
$\sigma_1(\text{MPa})$	-2,54	-2,50	-2,02	-3,52	-2,16
$\sigma_2(\text{MPa})$	2,56	4,67	2,05	5,24	2,18
Nature	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
$L_t \text{ (m)}$	0,59	1,30	0,59	1,50	0,54
$A_{cal}(\text{cm}^2)$	3,75	6,71	2,88	7,52	3,38
$A_{RPA}(\text{cm}^2)$	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00
$A_{min}(\text{cm}^2)$	1,50	1,50	1,50	1,50	1,5
$A_v(\text{cm}^2)$	4,28	25,16	3.45	27,07	3,71
$S_t(\text{about}) \text{ cm}$	10	10	10	10	10
$S_t(\text{courante}) \text{ cm}$	20	20	20	20	20
$AS(\text{cm}^2)$	4.71	27.34	3.93	27.34	3.93
Armatures D'about (cm^2)	2HA10	6HA14	2HA10	6HA14	2HA10
Armatures Courante (cm^2)	4HA10	16HA12	3HA10	16HA12	3HA10

Tab V-11: Ferrailages des voiles.**V.4.8.2) Ferrailage horizontal à l'effort tranchant :****➤ Vérification des voiles à l'effort tranchant :**

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% (**Art 7.2.2 RPA 99**).

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_u = 1,4 \cdot \frac{T_{Cal}}{b_0 \cdot d}$$

Avec :

T: l'effort tranchant à la base du voile. T=382,39 KN.

b_0 : épaisseur de voile.

d: hauteur utile $d=0,9 \cdot h$.

h: hauteur totale de la section brute.

$$\tau_u = 1,4 \cdot \frac{382,39 \cdot 10^3}{200 \cdot 0,9 \cdot 3400} = 0,62 \text{ MPa}$$

La contrainte limite est :

$$\bar{\tau} = 0,2 \cdot f_{c28} = 0,2 \cdot 25 = 5 \text{ MPa (l'article 7.7.2 RPA99/version 2003)}.$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau = 0,62 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

➤ Calcul de l'armature horizontale résistante à l'effort tranchant :

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

D'après le BAEL :

$$\frac{A_{BAEL}}{S_t} = \frac{(\tau_u - 0,3 \cdot f_{ij} \cdot K) \cdot b}{0,9 \cdot \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)}$$

$k = 0$ (pour prendre en compte la reprise de bétonnage) $\alpha = 90^\circ$, $S_t \leq (1,5e, 30\text{cm}) = 20\text{cm}$.

$$A_{BAEL} = \frac{(\tau_u \cdot S_t) \cdot b}{0,9 \cdot \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} = \frac{0,62 \cdot 20 \cdot 20}{0,9 \cdot \frac{400}{1,15}} = 0,79 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t \geq 0,75 \text{ cm}^2$$

Section minimale:

D'autre part le RPA99/version 2003 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

$$\text{➤ pour : } \tau \leq 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa} \quad A_{RPA} \rightarrow 0.0045.b.L$$

$$\text{➤ pour : } \tau > 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa} \quad A_{RPA} \rightarrow 0.0025.b.L$$

Donc :

$$\tau_u = 0.69 \text{ MPa} > 0.625 \text{ MPa}.$$

$$A_{RPA} = 0.0025.b.L = 0.0025.20.360 = 18 \text{ cm}^2.$$

Alors :

$$A_t = \max (18 \text{ cm}^2 ; 1.04 \text{ cm}^2) = 18 \text{ cm}^2.$$

$$A_t (\text{ml/face}) = 18 / (2 \times 3.60) = 2.5 \text{ cm}^2/\text{ml/face}.$$

$$\text{Soit : } A_{\text{adopté}} (\text{ml/face}) = 4T12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

VOILE	V1	V2	V3	V4	V5
L (m)	1,20	3,75	1,20	3,60	1,10
T (KN)	215,72	353,44	143,72	382,39	112,20
τ_u (MPa)	0,35	0,58	0,23	0,62	0,18
A_{BAEL} (cm ²)	0.45	0,74	0,30	0,79	0,23
A_{RPA} (cm ²)	6,00	18,75	6,00	18,00	5,50
A_t (cm ² /ml/face)	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
b_0 (cm)	20	20	20	20	20
S_t (cm)	20	20	20	20	20
$A_{\text{adopté}}$ (cm ² /ml/face)	4HA12 4.52cm ²	4HA12 4.52cm ²	4HA12 4.52cm ²	4HA12 4.52cm²	4HA12 4.52cm ²

Tab V-12 : Résultats de ferrailage horizontal.

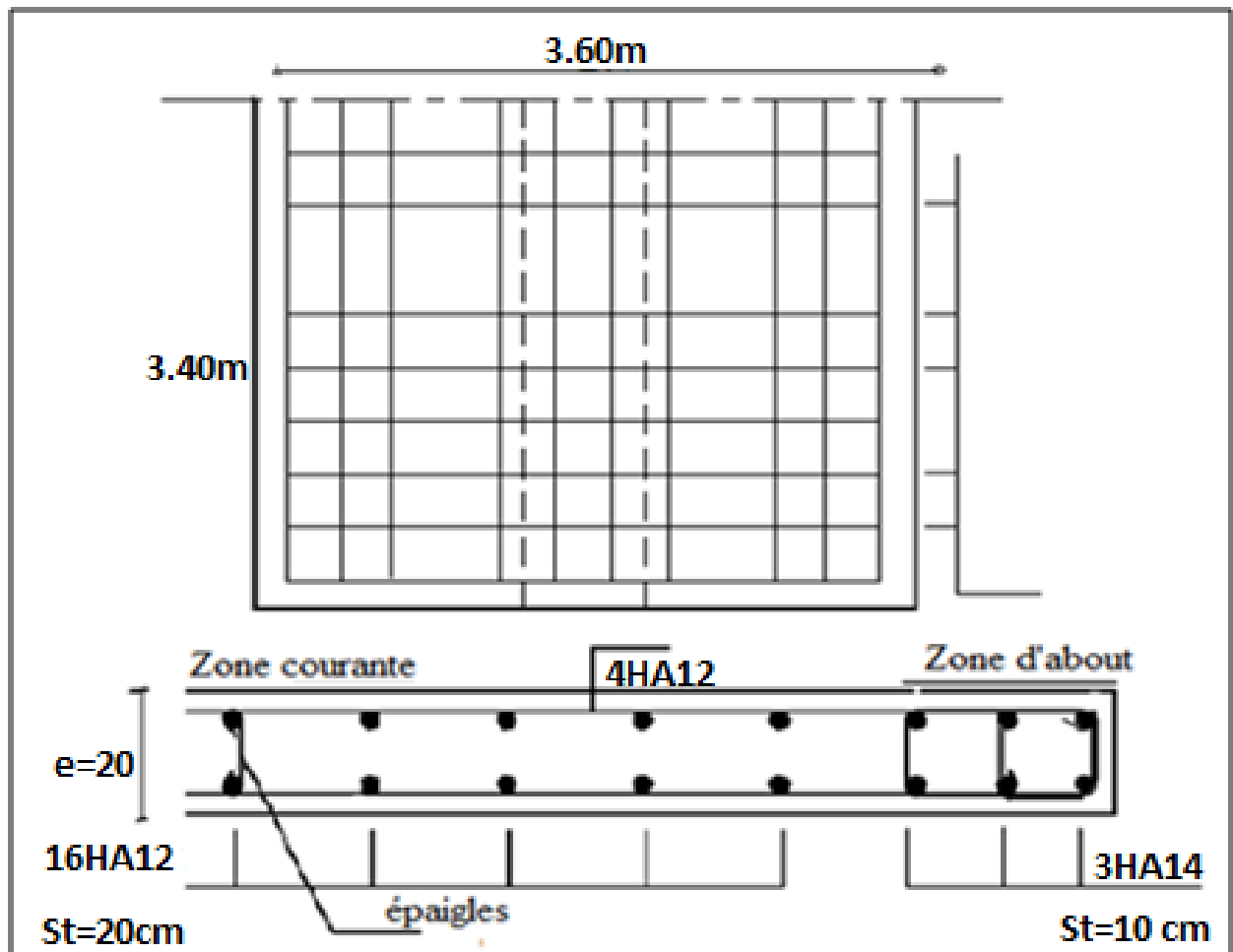


Fig V-11 : Schéma de ferrailage de voile V4.

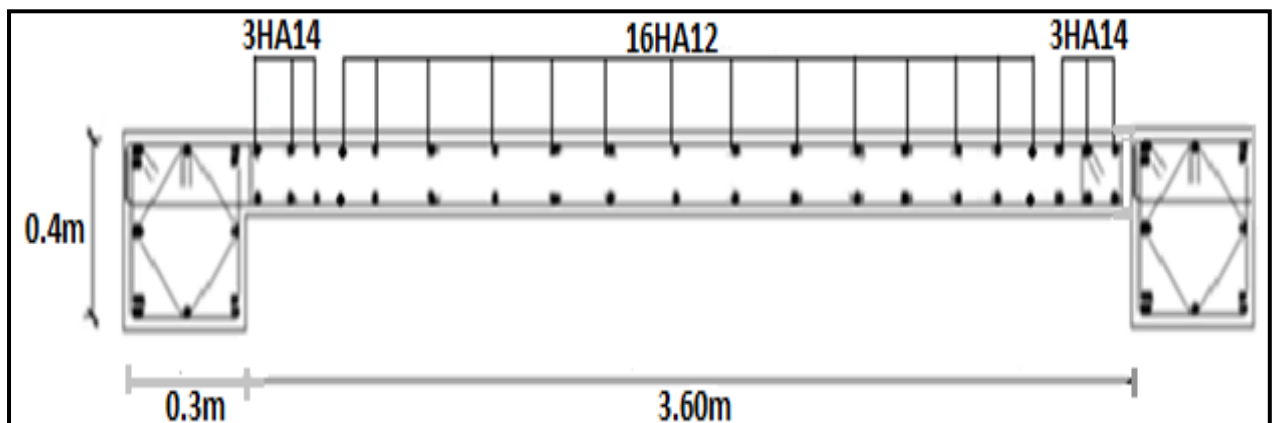


Fig V-12 : Schéma de ferrailage longitudinal de l'ensemble Poteau (RDC) et voile V4.

VI Calcul des éléments de l'infrastructure

VI.1 Introduction :

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre aux sols support les charges provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charges permanentes, les surcharges d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques.

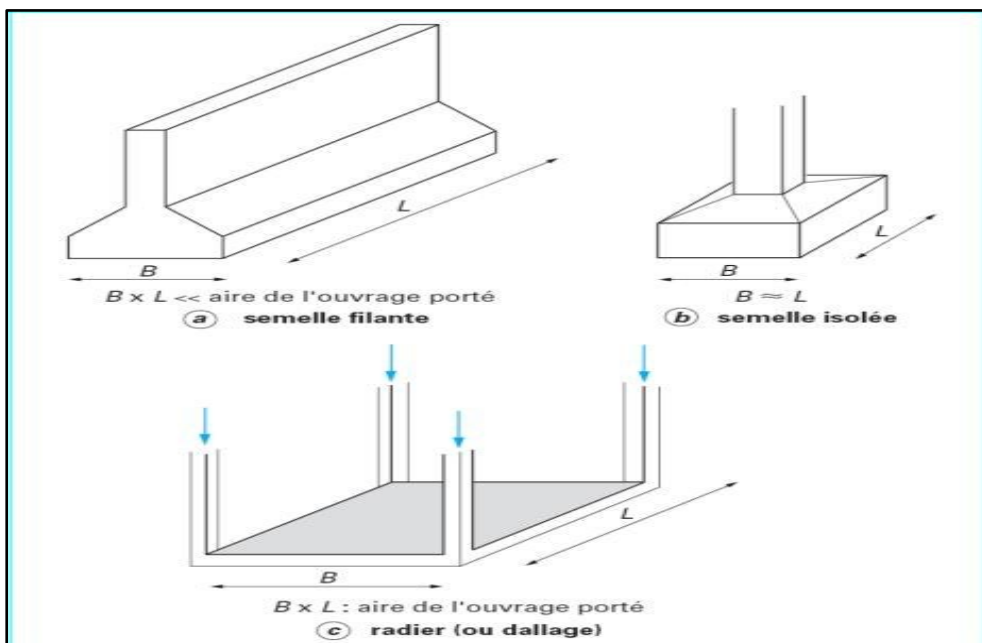
Le choix de type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

VI.2 Différents types de fondations:

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers)
- Semi profondes (les puits)
- Profondes (les pieux)
- Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...)

VI.2.1 Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers)



VI.3 Etude du sol : (bureau d'études krazdi kamel)

- Le terrain est plat.
- La contrainte admissible du sol de fondation est de 2.00 bars pour une profondeur de 2.0 m.

VI.4 Déterminations du type de fondation :

VI.4.1 Choix de type de fondation :

D'après la capacité portante de notre sol ainsi que les charges transmises par la superstructure, nous avons opté pour les fondations superficielles à savoir :

- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier général.

Pour le choix de type de semelle, nous supposons en premier lieu, que les semelles de notre projet sont des semelles isolées sous poteaux et semelles filantes sous voiles pour cela, nous allons procéder à une petite vérification tel que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$\frac{S_{\text{semelles}}}{S_{\text{bâtiment}}} < 50\%$$

Avec :

$$\text{La surface de la semelle est donnée par : } \bar{\sigma}_{\text{sol}} \geq \frac{N}{S_{\text{semelle}}} \Rightarrow S_{\text{semelle}} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

N : Effort normal dû aux charges verticales ($N = 21221.34 \text{ KN}$).

$$\text{On a : } S_{\text{semelle}} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{21221.34}{200} = 106.10 \text{ m}^2$$

La surface totale du bâtiment : $S_{\text{bâtiment}} = 285.57 \text{ m}^2$

- Vérification :

$$\frac{S_{\text{semelles}}}{S_{\text{bâtiment}}} = 0.37 \quad 37\% < 50\% \Rightarrow \text{Donc on adopte des semelles isolées sous poteaux et}$$

semelles isolées sous voiles.

VI.5 Calcul des fondations :

VI.5.1 Semelle isolée sous poteau :

On va prendre comme exemple de calcul une semelle isolée sous poteaux (40x40) cm² qui est la plus sollicitée (semelle intermédiaire) :

a) Combinaisons d'actions :

Les combinaisons de charges qu'il faut considérer pour le dimensionnement des fondations sont :

***Selon le BAEL91 :**

E.L.S : $G + Q$ (Dimensionnement de la semelle).

E.L.U : $1.35G + 1.5Q$ (Ferrailage de la semelle).

***Selon l'article 10.1.4.1 du RPA99/version 2003 :**

E.L.A : $G + Q \pm E$ (Vérification des contraintes dans le sol).

E.L.A : $0.8G \pm E$ (Vérification de la stabilité de la semelle).

Les efforts internes obtenus par le logiciel Robot Structural Analysis Professional 2014 à la base du poteau le plus sollicité sont donnés dans le tableau suivant :

Combinaisons	Effort normal N (KN)	Le moment M_x (KN.m)	Le moment M_y (KN.m)
$G + Q$	817.23	5.42	3.5
$1.35G + 1.5Q$	1123.43	7.58	9.82
$G + Q \pm E$	847.11	6.53	15.89
$0.8G \pm E$	671.68	5.99	13.53

Tab VI-1: Les efforts internes à la base du poteau de rive (le plus sollicité).

b) Pré-dimensionnement des semelles isolées :

- Calcul à l'ELS :

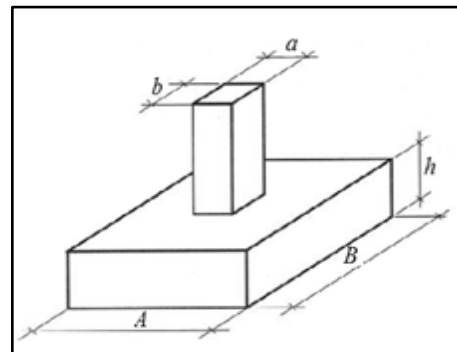
$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

• Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = 1 \Rightarrow A = B \text{ (Semelles carrées)}$$

$$\text{Alors : } B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}} = 2.02 \text{ m}$$

- Calcul à l'ELA :



$$\text{On a : } A \times B \geq \frac{N_{acc}}{\sigma_{sol}} \Rightarrow A = B \text{ donc, } B \geq \sqrt{\frac{N_{acc}}{\sigma_{sol}}} = 2.05 \text{ m}$$

Donc finalement on choisit une semelle de (2.05x2.05) m²

• **Hauteur de la semelle h :**

D'après la condition de rigidité (méthode des bielles) :

$$\begin{cases} \frac{B-b}{4} \leq d \leq B-b \\ \frac{A-a}{4} \leq d \leq A-a \end{cases} \begin{cases} 0.4 \leq d \leq 1.65 \\ 0.43 \leq d \leq \end{cases} 0.41 \text{ m} \leq d \leq 1.65 \text{ m soit } d = 0.45 \text{ m Alors :}$$

$$\text{D'où : } h = d + 0.05 \text{ m} \Rightarrow h = 0.50 \text{ m}$$

Avec : A et B : Côtés de la semelle en (m).

a et b : Côtés du poteau en (m).

c) Vérification des conditions de stabilité :

Selon le BAEL91, on a :

$$\begin{cases} e_x = \frac{M_{xser}}{N_{ser}} = \frac{5.42}{817.23} = 0.0066 \text{ m} \leq \frac{A}{6} = \frac{2.05}{6} = 0.34 \text{ m} \\ e_y = \frac{M_{yser}}{N_{ser}} = \frac{3.5}{817.23} = 0.0043 \text{ m} \leq \frac{B}{6} = \frac{2.05}{6} = 0.34 \text{ m} \end{cases} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Selon l'article 10.1.5 du RPA99/version2003, on a :

$$\begin{cases} e_x = \frac{M_{xacc}}{N_{acc}} = \frac{6.53}{847.11} = 0.0077 \text{ m} \leq \frac{A}{4} = \frac{2.05}{4} = 0.51 \text{ m} \\ e_y = \frac{M_{yacc}}{N_{acc}} = \frac{15.89}{847.11} = 0.019 \text{ m} \leq \frac{B}{4} = \frac{2.05}{4} = 0.51 \text{ m} \end{cases} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

d) Vérification des conditions de rigidité :

Le diagramme de répartition est un trapèze sur toute la surface de la semelle, les contraintes maximales σ_M et minimales σ_m sont données par les formules :

$$\sigma_M = \left(1 + \frac{6 \cdot e_0}{B}\right) \frac{N_{ser}}{A \cdot B} \text{ et } \sigma_m = \left(1 - \frac{6 \cdot e_0}{B}\right) \frac{N_{ser}}{A \cdot B}$$

$$\text{La contrainte moyenne est égale à : } \sigma_{moy} = \frac{\sigma_m + 3\sigma_M}{4}$$

$$\text{Avec : } e_{x0} = \frac{M_{xacc}}{N_{acc}} = \frac{6.53}{847.11} = 0.0077 \text{ m}$$

$$e_{y0} = \frac{M_{yacc}}{N_{acc}} = \frac{3.5}{847.11} = 0.0041 \text{ m}$$

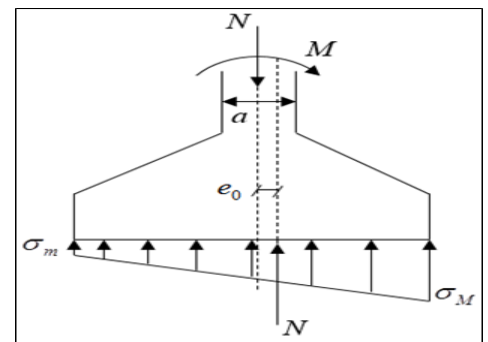


Fig VI-2: Excentrement de la semelle.

- Suivant le sens x :

$$\begin{cases} +\sigma_M = \left(1 - \frac{6 \cdot e_{x0}}{B}\right) \frac{N_{ser}}{A \cdot B} & 198.96 MPa \\ -\sigma_m = \left(1 - \frac{6 \cdot e_{x0}}{B}\right) \frac{N_{ser}}{A \cdot B} & 194.15 MPa \end{cases} \Rightarrow \sigma_{moy} = \frac{\sigma_m + 3\sigma_M}{4} = 197.76 MPa$$

- Suivant le sens y :

$$\begin{cases} +\sigma_M = \left(1 - \frac{6 \cdot e_{y0}}{B}\right) \frac{N_{ser}}{A \cdot B} & 196.91 MPa \\ -\sigma_m = \left(1 - \frac{6 \cdot e_{y0}}{B}\right) \frac{N_{ser}}{A \cdot B} & 192.24 MPa \end{cases} \Rightarrow \sigma_{moy} = \frac{\sigma_m + 3\sigma_M}{4} = 195.74 MPa$$

On doit vérifier que : $\sigma_{moy} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

-Dans le Sens x : $\sigma_{moy} = 197.76 MPa < \bar{\sigma}_{sol} = 200 MPa$ Condition vérifiée.

-Dans le Sens y : $\sigma_{moy} = 195.74 MPa < \bar{\sigma}_{sol} = 200 MPa$ Condition vérifiée.

e) Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se calcule avec la méthode de bielles, car on va prendre comme étant la contrainte uniforme tout au long de la semelle, l'enrobage des armatures est de 3 cm.

- Calcul à l'ELU : $e_{x0} = \frac{M_{xu}}{N_u} = 0.0067 m$ et $e_{y0} = \frac{M_{yu}}{N_u} = 0.0087 m$

On a : $\begin{cases} \frac{B}{24} = 0.085 m > e_{x0} = 0.0067 m \\ \frac{B}{24} = 0.085 m > e_{y0} = 0.0087 m \end{cases}$

Donc : $d_x \geq \frac{B-b}{4} = 0.41 m$ et $d_y \leq A-a = 1.75 m$

On prend : $d_x = 0.45 m$ et $d_y = 0.50$ ($d_x < d_y$)

• Les sections d'armatures:

$$A_x = \frac{N_u \left(1 + 3 \frac{e_{x0}}{B}\right) (A-a)}{8 \cdot d_x \cdot \sigma_s} = 15.74 cm^2, \sigma_s = 348 MPa$$

On adopte : **4HA16+5HA14** de section **15.74cm²**, avec un espacement $S_t = 25\text{ cm}$.

• **Les sections d'armatures:**

$$A_y = \frac{N_u \left(1 + 3 \frac{e_{y0}}{B} \right) (B - b)}{8 \cdot d_y \cdot \sigma_s} = 13.48 \text{ cm}^2 \quad , \text{ Avec : } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

On adopte : **9HA14** de section **13.85cm²**, avec un espacement $S_t = 25\text{ cm}$.

La hauteur en rive : $e \geq \max(15\text{ cm} ; 12\phi + 6\text{ cm}) = 25.2\text{ cm}$ Soit $e = 26\text{ cm}$.

-Calcul de la longueur d'ancrage : d'après le BAEL91 Article (A.6.1.23)

Pour déterminer la longueur des barres et leur mode d'ancrage, on calcule la longueur de scellement:

$$l_s = \frac{\phi}{4} \times \frac{f_e}{\tau_s} \text{ avec : } \overline{\tau_s} = 0.6 \cdot \psi^2 \cdot f_{tj} \quad (\psi = 1.5 \text{ pour les barres HA})$$

Donc : $l_s = 0.56\text{ m} > \frac{B}{4} = 0.51\text{ m}$ les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comportent des ancrages courbes.

f) Vérification du poinçonnement :

Selon l'article 5.2.42 du **BAEL 91**, la condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$N_p \leq \overline{N_p} = 0.045 \cdot u_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

Avec : N_p : Effort normal de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime.

$$N_p = N_u \left(1 + 3 \frac{e_0}{B} \right) \left(1 - \frac{(a+h) \times (b+h)}{A \cdot B} \right) u_c : \text{ Le périmètre utile. } (u_c = 2 \times [a + b + 2h])$$

	h (m)	u_c (m)	N_p (KN)	$\overline{N_p}$ (KN)	$N_p \leq \overline{N_p}$
Sens x	0.500	3.40	941.59	1500	vérifiée
Sens y	0.500	3.40	944.32	1500	vérifiée

Tab VI-2 : Vérification du poinçonnement.

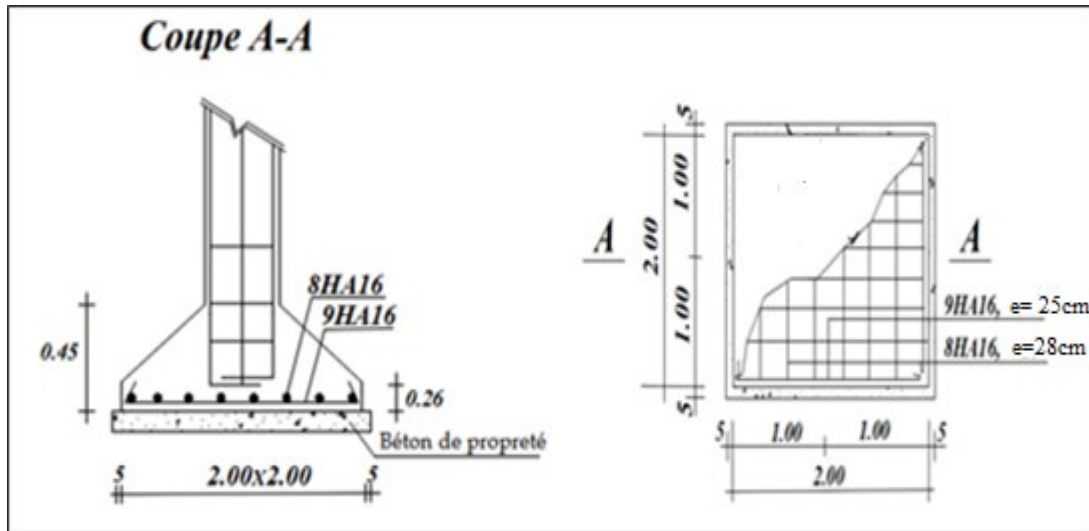


Fig VI-3 : Exemple de ferrailage d'une semelle isolée sous poteau de rive.

Remarque : Suivant les mêmes étapes, on calcule le ferrailage pour les plus sollicitées des semelles d'angle et les plus sollicitées des semelles de rive.

– Les résultats des efforts normaux et les moments obtenus par le logiciel (Robot Structural Analysis Professional 2014) sont résumés dans le tableau suivant :

– Les efforts internes appliqués sur la semelle d'angle et intermédiaire .

Combinaisons	Semelle d'angle			Semelle intermédiaire		
	N (KN)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	N (KN)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)
$G + Q$	335.37	4.40	3.50	640.76	4.54	2.21
$1.35G + 1.5Q$	457.48	6.06	4.80	890.85	6.29	3.37
$G + Q \pm E$	529.88	18.98	3.74	696.56	10.84	3.10
$0.8G \pm E$	209.74	16.09	3.15	481.32	15.29	2.59

Tab VI-3: Les efforts internes appliqués sur la semelle d'angle et intermédiaire.

Les résultats de calcul de ferrailage pour les semelles les plus sollicitées de rive et d'angle, sont résumés dans les tableaux suivants :

$A(m)$	$B(m)$	$h(m)$	Sens x			Sens y		
			$e_0(m)$	$A_s(cm^2)$	Barres	$e_0(m)$	$A_s(cm^2)$	Barres
1.65	1.65	0.45	0.0132	6.49	7HA12	0.010	6.05	6HA12

Tab VI-4: Ferrailage de semelle d'angle.

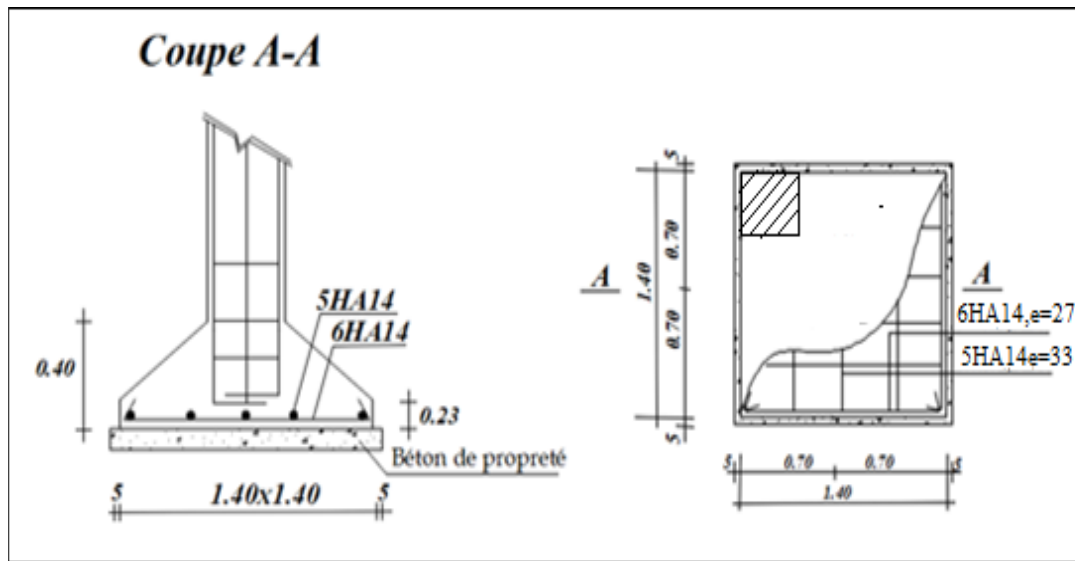


Fig VI-4: Exemple de ferrailage d'une semelle d'angle sous poteau.

■ Ferrailage de semelle intermédiaire :

A(m)	B(m)	h(m)	Sens x			Sens y		
			e_0 (m)	A_s (cm ²)	Barres	e_0 (m)	A_s (cm ²)	Barres
2.15	2.15	0.50	0.007	13.23	9HA14	0.004	11.26	9HA14

Tab VI-5: Ferrailage de semelle intermédiaire.

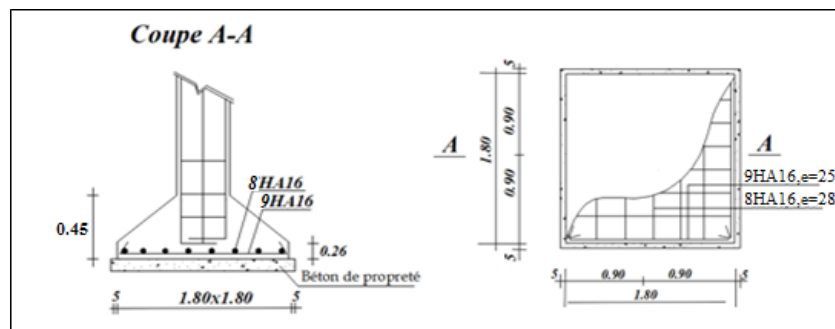


Fig VI-5.: Exemple de ferrailage d'une semelle intermédiaire sous poteau.

VI.5.2 Semelles filantes sous voiles :

Les semelles filantes doivent reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

- On va prendre comme exemple de calcul une semelle filante sous voile d'épaisseur de 20 cm et longueur de 3.75 m.

a) Combinaisons d'actions :

D'après le fichier des résultats du logiciel Robot Structural Analyses Professional 2014 on a :

Combinaisons	Effort normal N (KN)	Le moment M_x (KN.m)	Le moment M_y (KN.m)
$G + Q$	684.15	3.34	2.58
$1.35G + 1.5Q$	750.75	4.61	3.56
$G + Q \pm E$	777.16	28.12	12.76
$0.8G \pm E$	443.12	24.45	13.34

Tab VI-6: Sollicitation de la semelle filante sous voile.

b) Pré-dimensionnement des semelles filantes sous voiles :

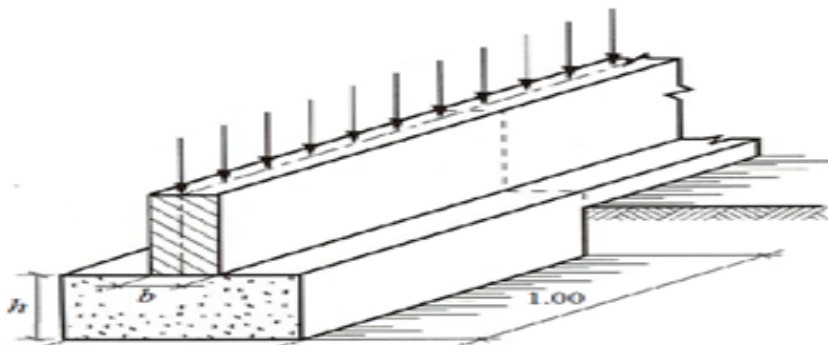
- **Calcule à l'ELU :** $N_u = \frac{N}{L} = \frac{750.75}{3.75} = 200.2 \text{ KN/m}$

$$M_u = \frac{M}{L} = \frac{4.63}{3.75} = 1.23 \text{ KN.m/m} \quad \text{D'où : } e_{0u} = \frac{M_u}{N_u} = 0.0061 \text{ m}$$

- **Calcul à l'ELS :** $N_{ser} = \frac{N}{L} = \frac{684.15}{3.75} = 182.44 \text{ KN/m}$

$$M_{ser} = \frac{M}{L} = \frac{3.34}{3.75} = 0.90 \text{ KN.m/m}$$

$$\text{D'où : } e_{0ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.0050 \text{ m}$$



- **Vérification :**

$$\text{On a : } \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \leq \frac{N_u}{\sigma_{sol}} \Rightarrow 0.91 \text{ m} < 1.00 \text{ m} ; \text{ le calcul de largeur } B \text{ est fait à l'ELU.}$$

$$\text{Il est vraisemblablement que : } B \geq 6 \cdot e_{0u} = 0.036 \text{ m, donc que } e_{0u} < \frac{B}{6}$$

En prenant au débuter : $B = 1.20 \text{ m}$

Il faut que : $B \geq \left(1 + 3 \frac{e_{0u}}{B}\right) \frac{N_u}{\sigma_{sol}} = 1.016m$; on adopte : $B = 1.20m$

-La hauteur utile de la semelle : $d \geq \frac{B-b}{4} = 0.25m$ soit : $d = 0.30m$.

On choisit une hauteur totale : $h = 0.35m$.

c) Vérification des conditions de stabilité :

- Selon le BAEL91, on a :

$$\frac{B}{6} = 0.2m > e_{0u} = 0.0061m \dots\dots\dots (C.V)$$

- Selon l'article 10.1.5 du RPA99/version2003, on a :

$$\frac{B}{4} = 0.3m > e_{0u} = 0.0061m \dots\dots\dots (C.V)$$

d) Calcul du ferrailage :

Le ferrailage d'une semelle filante sous voile est la même que pour une semelle isolée sauf que le calcul se fait dans un seul sens : Le sens transversal et sur une bande de 1m.

Avec : $N_{ser} = 182.44 KN/m$, $M_{ser} = 0.9 KN.m/m$

$$\frac{B}{24} = 0.05m > e_{0ser} = 0.0061m \quad \text{La section d'armatures principales, par unité de longueur,}$$

vaut :

$$A_s = \frac{N_{ser} \left(1 + 3 \frac{e_{0ser}}{B}\right) (B-b)}{8.d.\sigma_s} = 2.05 \text{ cm}^2 \quad , \text{ Avec : } \sigma_s = 348 MPa$$

On adopte : **5HA12** de section **5.65cm²**, avec un espacement $S_t = 24cm$.

-Les sections d'armatures perpendiculaires à B (les armatures de répartitions) :

$$A_{rep} = A_s \frac{B}{4} = 1.70 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5HA10** de section **3.93cm²**, avec un espacement $S_t = 30cm$.

La hauteur en rive : $e \geq \max(15cm ; 12\phi + 6cm) = 20.4cm$ soit $e = 25cm$.

e) Vérification du poinçonnement : On doit vérifier que : $N_p \leq \overline{N_p} = 0.09.h.f_{c28}/\gamma_b$

$$D'où : N_p = N_u \left(1 + 3 \frac{e_{0u}}{B}\right) \left(1 - \frac{b+2h}{B}\right) = 50.81 KN$$

Donc : $N_p = 50.81 \text{ KN} < \overline{N_p} = 525 \text{ KN} \dots\dots\dots (\text{CV}).$

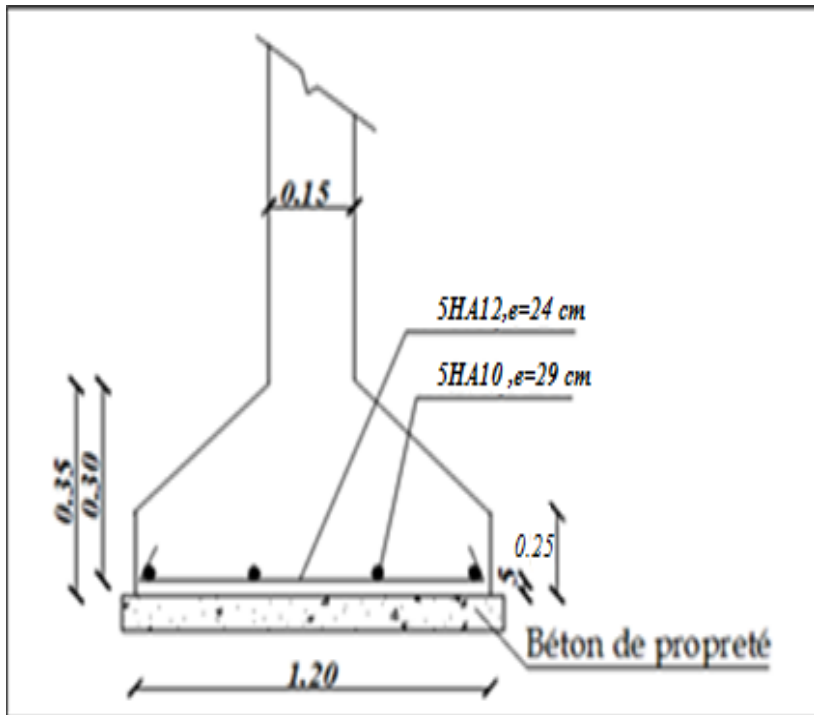


Figure VI-6:Exemple de ferrailage d'une semelle filante sous voiles.

VI.6 Calcul des longrines

Les longrines ont pour rôle :

- Chainer les semelles entre elles.
- Rigidifier l'infrastructure.
- Empêcher le déplacement des semelles les unes par rapport aux autres.

VI.6.1Pré-dimensionnement des longrines :

Selon l'article 10.1.1 du **RPA99/version 2003**, Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

$$\begin{cases} 25 \text{ cm} \times 30 \text{ cm} : \text{Site de catégorie } S_2 \text{ et } S_3 . \\ 30 \text{ cm} \times 30 \text{ cm} : \text{Site de catégorie } S_4 . \end{cases}$$

Dans notre cas on optera pour les longrines de section $(25 \times 30) \text{ cm}^2$

VI.6.2Calcul du ferrailage :

D'après le même article du RPA99/version 2003,les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale a :

$F = \left(\frac{N_{\max}}{\alpha} \right) \geq 20 \text{ KN}$ Avec : $N_{\max}$: Effort normal de compression maximal apporté par les points d'appui solidarisés ($N_{\max} = 1123.43 \text{ KN}$).

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considéré (Site 2, Zone I), Il faut prévoir des armatures minimales.

Donc : $F = 1123.43 \text{ KN} > 20 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

- Le RPA99/version 2003, préconise une section minimale d'armatures de l'ordre :

$A_s = 0.6\% b.h = 4.50 \text{ cm}^2$; On adopte **6HA12** de section **6.78 cm²**

a) Vérification de la condition de non fragilité : Article (B.7.4) du BAEL91

$A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28} \cdot b \cdot d}{f_e} = 0.81 \text{ cm}^2$ Donc : $A_s = 4.50 \text{ cm}^2 \succ A_{\min} = 0.81 \text{ cm}^2$... Condition vérifiée.

b) Les armatures transversales : Elles doivent être telles que

$$\phi_L \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_L \right) \Rightarrow \phi_L \leq \min \left(\frac{300}{35} ; \frac{250}{10} ; 12 \right) \quad \text{Donc : } \phi_L \leq 8.57 \text{ mm}$$

- Les armatures transversales seront constituées par des cadres et des étrier sen $\phi 8$ espacés de :

$$S_t \leq \min (20 \text{ cm} ; 15 \phi_L) \Rightarrow S_t \leq \min (20 \text{ cm} ; 18 \text{ cm}) = 18 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm} .$$

VI.6 : Schéma de ferrailage

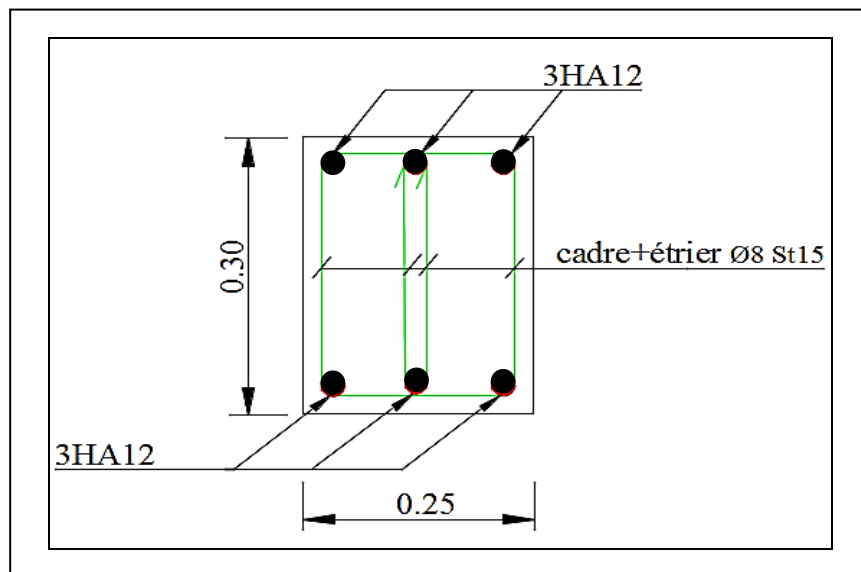


Fig VI-7 : Schéma de ferrailage de longrine.

VI-7 Vérification de tassement : (sous la combinaison $0.8G \pm E$)

La vérification de tassement de la structure sont données dans le tableau suivant :

	$\sum N$ (KN)	$\sum M_x$ (KN.m)	$\sum M_y$ (KN.m)	$e_x = \frac{\sum M_x}{\sum N}$	$e_y = \frac{\sum M_y}{\sum N}$	$\frac{L_x}{4}$	$\frac{L_y}{4}$
$0.8G \pm E$ Max	26540.3	744.5	650.2	0.028	0.024	5.85	4.6
$0.8G \pm E$ Min	14120.5	53.6	38.2	0.0038	0.0027	5.85	4.6

Tab VI-7: Vérification du tassement.

D'après l'article 10.1.5 du **RPA99/version 2003**, on a :

La condition $\left(e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4} \right)$, est vérifiée dans les deux sens.

Le projet de fin d'étude est une occasion à l'étudiant d'appliquer les connaissances acquises durant sa formation, Cette expérience nous a permis aussi d'acquérir des connaissances sur les méthodes de calcul et d'études des structures ; l'application des règlements tels que : RPA (99/version 2003) ; BAEL 91 , la pratique des logiciels Comme : ROBOT ;, autocad ...etc.

Pour ce projet, nous avons agis principalement sur deux plans :

*D'une part (**stabilité**) le contreventement et la disposition des portiques ; nous avons constaté que la disposition des portiques est un facteur important pour assurer la stabilité et la sécurité des structures.

* Et d'autre part (**économie**) l'estimation des quantités du béton et d'aciers nécessaire. En effet, le pré dimensionnement a donné des sections de poteaux non économiques.

Pour ce la nous avons fait une étude (technico-économique) de notre bâtiment pour

Obtenir une ; * structure de bonne stabilité
 * structure économique

Donc c'est une première et très importante expérience pour la vie d'un ingénieur.

Liste des symboles

- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- $\varnothing$: Diamètre des armatures
- Q : Charge d'exploitation.
- R : Force résultante.
- 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.
- ξ : Déformation relative.
- 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,

F : Force concentrée.

f : Flèche.

$\bar{f}$: Flèche admissible.

D : Fiche d'ancrage.

L : Longueur ou portée.

L_f : Longueur de flambement..

W : Poids total de la structure.

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.

M₀ : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.

I : Moment d'inertie.

f_i : Flèche due aux charges instantanées.

f_v : Flèche due aux charges de longue durée.

I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.

I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.

M : Moment, Masse.

E_{ij} : Module d'élasticité instantané.

E_{vj} : Module d'élasticité différé.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

P : Rayon moyen.

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.

K : Coefficient de raideur de sol.

δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.

Y : Position de l'axe neutre.

I₀ : Moment d'inertie de la section totale homogène

ϵ : déformation relative

ϵ_{bc} :raccourcissement relatif du béton comprimé

ϵ_s :allongement relatif de l'acier tendu

ϵ_s :raccourcissement relatif de l'acier comprimé

η :coefficient de fissuration relatif à une armature

ν :coefficient de poisson, coefficient sans dimension

BIBLIOGRAPHIE

*****- COURS EN BETON ARME . 2017/2018**

*****- REGLES B.A.E.L 91mod 99 .**

*****- REGLES R.P.A 99 version 2003.**

*****-C.B.A93 (Code du béton armé DTR-BC 2.41,1993)**

*****- AIDE MEMOIRE BETON ARME**

*****- LOGICIEL DE CALCUL DES STRUCTUR (ROBOT
VERSION 2014**

*****- SOCOTEC**

*****- LOGICIEL AUTO CADE 2009 POUR LES DESSINS.**

