



**MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR  
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITE «Abbès LAGHROUR» DE KHENCHELA  
FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE**



**Département de Génie Civil**

N° de série :.....

## **Mémoire de fin d'études**

*Pour l'obtention du diplôme de Master (L.M.D)*

**Spécialité : Génie civil**

**Option : Structures**

# **Etude et calcul d'un bâtiment à usage d'habitation avec contreventement mixte RDC+5 étages**

**Réalisé par : HAML I Abdelmadjid**

**Membres de jury :**

**M :** *Président*  
**M :** *Examineur*

**Dirigé par :**

**M. BENADDI Hachemi (MAA)**

*Présenté le : / /2022*



# REMERCIEMENTS

*Avant tous, nous rendons mes profondes gratitudees à notre dieu clément et miséricorde dieux pour tous ses bienfaits.*

*Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer mes vifs remerciements à notre encadreur **Mr. BENADI HACHEMI**, pour sa disponibilité, son aide efficace, son orientation et ses conseils précieux. nos remerciements s'adressent également à tous les enseignants de l'université Abbes Laghrour Khenchela, et spécialement ceux de département de génie civil, pour les efforts ou ils ont déployés durant notre formation.*

*Nous remercions tous ceux qui m'enseigné au niveau de département de génie civil, et l'ensemble des étudiants de **master 2** génie civil surtout ceux de la spécialité **structure**.*

*Nous tenons aussi à remercier doublement le président et les membres de jury, premièrement d'avoir accepté de juger avec volonté notre travail et deuxièmement pour avoir contribué à notre formation.*

*Et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail.*

**HAMLI ABD EL MADJID**

# *DEDICACE*

*Je dédie ce modeste travail à :*

*Très chère Ma mère dont les sacrifices consentis à l'égard  
de mon éducation. n'ont d'égal que le témoignage de ma  
profonde reconnaissance et mon profonde respect et son  
encouragement*

*Sans oublier mon père que dieu bénisse son âme .*

*Ma femme et mes enfants*

*<Saoussen ,soundouss ,haythem , haydar et mahdi>*

*Tous mes amis surtout hcine et zine*

*A tous mes enseignants*

*Notre encadreur Mr.BENADI HACHEMI*

*Et l'ensemble des étudiants master 2 année 2022 geni*

*civil surtout ceux de la spécialité structure*

*A tout le personnel qui ma aider à terminer ce projet.*

**HAMLI ABD EL MADJID**

# SOMMAIRE

## GENERALITES ET DIFINITIONS

### CHAPITRE I: Présentation de l'ouvrage

I-1) Introduction	01
I-2) Description de l'ouvrage	01
I-2.1) Les dimensions en plan	01
I-2.2) Données du site	02
I-3.Eléments de l'ouvrage	02
I-4.Règlements et normes utilisées	03
I-4.1. Le béton	03
I-4.2.1. Dosage du béton :	03
I-4.2.2.Composition de béton :	03
I-4.2.3.Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :	04
I-4.2.4. Résistance caractéristiques du béton :	04
I-4.2.5. Coefficient de Poisson : BAEL91 Article (A.2.1).	04
I-4.2.6. Déformation du béton :	05
I-4. 3. Les aciers :	05
I-4. 3.1. Caractéristiques mécaniques (B.A.E.L.91) :	05
I-4. 3.2. Diagramme contrainte déformation : BAEL91 Article (A.2.2.2).	06
I-4. 3.3. Contrainte de calcul d'acier	06
I-4. 4. Déformations de calcul :	07
I-4. 4.1. Etat limite ultime de résistance (E.L.U.R) :	07
I-4.4.2.Etat limite service (E.L.S)	08
I-4.4.3 Contrainte ultime de cisaillement	09
I-4.4.4 Règles des trois pivots	09
5 Hypothèses De Calcul	09
I.5.1 Définition des états- limitent	10
I.6 Actions et sollicitations	11
I.6.1.1 Charges permanentes (actions permanentes).	11
I.6.1.2 Charges variables (action variable)	11
I.6.1.3 Charges accidentelles	11
I.6.2 Sollicitations	12
I.6.3 Combinaisons d'actions	12

### Chapitre II : Pré-dimensionnement

II.1.Introduction	14
II.2. Pré dimensionnement des planchers	14
II.2.1. Pré dimensionnement des planchers a corps creux	14
II.2.1.1.les nervures	15
II.2.2-Les dalles pleines	16
II.3- Pré- dimensionnement des poutres	17
II.3.2 poutres principales	17
II-3-3 Poutre secondaires	18
II-4- pré dimensionnement des poteaux	19
II.5- Pré dimensionnement des voiles	19
II.6- Pré-dimensionnement des escaliers	20
II.6.2 Définition des éléments d'un escalier	21
II.7- Pré dimensionnement de L'acrotère	22

## **Chapitre III : Evaluation et descente des charges**

III.1-Evaluation des charges et surcharges	23
III.2- Détermination des charges et surcharges	23
III.2-La descente des charges	28
III.2- Introduction	28
III.2-2-Loi de descente des charges sur les poteaux	29
III.2-3- Loi de dégression : DTR B.C.2.2 (art 6.3 page 16- 7)	29
III.3.3.Calcul de Nu max	30

## **Chapitre VI: Etude des éléments principaux**

IV.1. Introduction	37
IV.2.L'acrotère	37
IV.2.1.Mode de réalisation	37
IV.2.2 Evaluation des charges	38
IV.2.3.Calcul des sollicitations	38
IV.2.4.Calcul de ferrailage	39
IV.3.Balcon	43
IV.3.1.Définition	43
IV.3.2Evaluation de charge	43
IV.3.4.Détermination des sollicitations	44
IV.3.5.Calcul du ferrailage	44
IV.3.6.Calcul des contraintes	45
IV.3.7.Schéma du ferrailage	46
IV.4.L'escalier	47
IV.4.1.Calcul des sollicitations	47
IV.4.2.Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants	48
IV.4.3Ferrailage des escaliers	49
IV.4.4.Vérification des contraintes à l'état limite de service (ELS)	50
IV.4.5.Schéma du ferrailage	51
IV.4.6.Calcul de la poutre palière	51
IV.4.6.1.Pré dimensionnement	51
IV.4.6.2.Evaluation des charges	52
IV.4.6.3Combinaison des charges	52
IV.4.6.4.Calcul des efforts internes	52
IV.4.6.5.Ferrailage sous sollicitation de flexion simple	53
IV.4.6.6.Calcul des armatures transversales	54
IV.4.6.7.Vérification au cisaillement(ELU)	54
IV.4.6.8.Vérification à l'état limite de service(ELS )	55
IV.4.6.9.Vérification de la flèche :BAEL91 Article(B.6.5,1)	55
IV.4.6.10.Ferrailage sous sollicitations de la torsion	55
IV.4.6.11.Schémas de ferrailage de la poutre palière	56
IV.5. Etude du plancher	57
IV.5.1. Introduction	57
IV.5.2 .Les méthodes de calcul	57
IV.5. 3. Méthode Caquot	57
IV.5.4. Méthode forfaitaire	58
IV.5. 5. Les types des poutrelles	58
IV.5.7. Schéma de ferrailage	70

## Chapitre V : Etude Sismique

V.1 Introduction	71
V.2.Objectif de l'étude dynamique	71
V .3.Modélisation de la structure	71
V.3.1.Modélisation de la variante (système portique contreventée par des voiles)	71
V.4.Combinaisons d'actions	72
V.5.Méthodes de calcul	72
V.5.1.Méthode statique équivalente	72
V.5.1.1.Principe de la méthode	72
V.5.1 .2.Conditions d'application de la méthode statique équivalente	73
V.5.1 .3.1Calcul de l'action sismique	73
V.5.1.4.Modélisation des masses	75
V.5.1.5.La résultante de force sismique	76
V.5.2. Méthodes dynamiques	76
V. 5.2.1.Méthode dynamique spectrale modale	76
V.5.2.2.Modélisation de la structure	77
V.5.2.2.1.Analyse statique et dynamique	77
V.5.2.2.2. Poids total de la structure "W"	78
V.5.2.2.3.Les données géométriques	79
V.5.2.2.3.1.Centre de masse	79
V.5.2.2.3.2.Centre de torsion	79
V.6. Résultats de calcul (ROBOT)	80
V.6.2.1.Formes modales de la structure non-rigidifiée latéralement	81
V.7.Distribution verticale de la force sismique de la structure	83
V.8.Vérification des méthodes	83
V.8.1.Vérification de la période	83
V.8.2.Vérification de l'effort tranchant à la base.	84
V.8.2. .Vérification de l'effort tranchant à la base	84
V.9.Calcul des déplacements	84
V.9.1.Calcul des déplacements de la structure	84
V.10.Justification de la stabilité de la structure vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$	85
V.10.1.Justification de la stabilité de la structure vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$	85
V.11.Vérification au renversement	86

## Chapitre VI: Etude des éléments principaux

VI.1.Introduction	88
VI.2.Etude des poutres :	
VI.2.4 Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques	89
VI.2.5 Exemple de calcul	89
VI.2.5.1 Poutres principales (poutres porteuses)	89
VI.2.5.1.1.Ferraillage en travée	90
VI.2.5.1.1Ferraillage sur appuis	91
VI.2.5.1.2 Ferraillage transversal	92
VI.2.5.1.4-Vérification au cisaillement (ELU)	92
VI.2.5.1.5-Vérification vis-à-vis de l'état limite de service	93
VI.2.5.1.6 Recouvrement Des Armatures Longitudinales	93
VI.2.5.1.7 Vérification de la flèche	93
VI.2.5.2 Poutres transversales (poutres secondaires)	94
VI.2.5.2.1 Ferraillage en travée	94
VI.2.5.2.2 Ferraillage sur appui	95
VI.2.5.2.3Ferraillage transversal	96

VI.2.5.2.4 Vérification au cisaillement (ELU)	97
VI.2.5.2.5 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service	97
VI.2.5.2.7 Vérification de la flèche	98
VI.2.6 Résultats de ferrailage	98
VI.2.7 Schéma de ferrailage de poutres	98
VI.3.Etude des poteaux	99
VI.3.1.Introduction.	99
VI.3.2 Aspects réglementaires	99
VI.3.3 Les sollicitations	101
VI.3.4.Exemple de calcul	101
VI.3.4.1.Calcul récapitulatif des sections des armatures des poteaux	105
VI.3.5.Schéma de ferrailage	106
VI.4.Les voiles	107
VI.4.1.Introduction	107
VI.4.2.Recommandations du RPA99/2003	107
VI.4.3.Les sollicitations	108
VI.4. 4.Exemple de calcul d'un voile	109
VI.4.8.Schéma de ferrailage	112

## **Chapitre VII : Etude de l'Infrastructure**

VII-1-1.Introduction	113
VII-1-2.Le choix de type de fondation	113
VII- .3.Combinaisons d'actions à considérer	114
VII-1.4.Calcul des semelles	114
VII-1.4.1.Calcul de la semelle isolée	114
VII-1.4.2.Calcul du ferrailage	116
VII-1.5.Calcul de la semelle filante sous voile	118
VII-2. Les longrines	120
VII-2.1. Introduction	120
VII.2.2 .Pré dimensionnement selon le R.P.A 99-2003 [A10.1.1 page 88]	120
VII.2.3.Sollicitations	120
VII.2.4.Ferrailage de longrines	121
VII.2.5.Section minimale :(RPA 99 )	121
VII.2.5.Schéma de ferrailage	121

# **Chapitre I**

## **Présentation de l'ouvrage**

## I-1) Introduction :

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (**poteaux, poutres, voile**) aux différentes sollicitations (**compression, flexion...**) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques, donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91), RPA99 modifié en 2003 qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

L'objet de ce projet de fin d'étude que nous présentons. On propose dans ce rapport de projet de fin d'étude, l'étude complète des éléments résistants et secondaires d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation. Chaque étage comporte deux logements de type (**F4 et F3**). D'après le règlement parasismique algérien (RPA99 vers 03) la commune de Ain Mimoun à la wilaya de Khanechela, cet ouvrage est implanté dans la zone (**I**) qui est classée comme faible sismicité suivant la classification sismique zonale du territoire national (RPA-99).

## I-2) Description de l'ouvrage :

Notre bâtiment est constitué par :

Fondation superficielle en semelles isolées sous poteaux.

- ✓ Un rez de chaussée plus quatre étages chaque étage est composé de deux logements de type (F4 et F3).
- ✓ Les planchers utilisés dans notre bâtiment sont en corps creux (16+4) avec une surcharge d'exploitation égale à  $1.75 \text{ Kn/m}^2$  pour les planches étage courant et  $1.00 \text{ Kn/m}^2$  pour le planché terrasse.
- ✓ Une cage d'escalier à l'intérieure, et l'escaliers à paliers adjacents, avec une surcharge d'exploitation  $2.50 \text{ Kn/m}^2$
- ✓ La structure à une forme rectangulaire et le contreventement longitudinal et transversal est assurée par des portiques et voiles dans les deux sens.

### I-2.1) Les dimensions en plan :

- ✓ Dans le sens longitudinal (longueur total) : **20.35 m**
- ✓ Dans le sens transversal (largeur total) : **12.30 m**
- ✓ La hauteur d'étage : **3.06 m**
- ✓ la hauteur du rez de chaussée : **3.06 m**
- ✓ Hauteur totale de bâtiment y/compis l'acrotère  $H = 18.96 \text{ m}$ .
- ✓ la hauteur de l'acrotère : **0.60 m**

### I-2.2) Données du site :

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/Version 2003 comme zone de faible sismicité (zone I).

L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.

Le site est considéré comme ferme : catégorie S2

La contrainte admissible du sol  $\sigma_{sol} = 1.5$  bars

### I-3.Éléments de l'ouvrage :

#### Les planchers :

Constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissantes dans son plan aux éléments de contreventement.

#### ✓ Les escaliers :

Sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place , permettant le passage d'un niveau à un autre.

#### ✓ La Maçonnerie :

Les murs extérieurs : seront en double cloison en brique de 10 cm d'épaisseur pour les cloisons intérieures et 15 cm pour les cloisons extérieures.

Les murs de séparations intérieures : seront réalisés en cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

#### ✓ L'acrotère :

C'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est inaccessible.

#### ✓ Balcons :

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

#### ✓ Les voiles

Seront réalisés en béton armé , le choix du nombre, dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.

#### ✓ L'infrastructure

Elle assure les fonctions suivantes :

- Transmission des charges verticales et horizontales au sol.
- Limitation des tassements différentiels.

## I-4. Règlements et normes utilisées :

Notre étude se fera en respectant les règlements et les normes en vigueur à savoir :

- RPA 99 /version 2003.
- BAEL91/ modifiées 99.
- CBA 93.
- DTR B.C.2.33.2.

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

### I-4.1. Le béton :

Le béton est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement par un mélange intime de matériaux interne appelés granulats, (sable, gravier, pierres cassées...), du ciment et de l'eau et éventuellement d'adjuvants, Pour en modifier les propriétés.

#### I-4.2.1. Dosage du béton :

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

- ✓ Ciment (CPJ 425) .....dosé à 350kg /m<sup>3</sup>
- ✓ Sable grossier .....0 < Dg < 5mm → 400L
- ✓ Gravier .....15 < Dg < 25 mm → 800L
- ✓ 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 KN/m<sup>3</sup> .

#### I-4.2.2. 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 mécaniques dépend de sa composition et de ses facteurs extérieurs, tel que la température.

- ✓ 350kg/m de ciment. CPJ.
- ✓ 400L de sable de diamètre (0-5 ) mm
- ✓ 800L de gravier de diamètre (7- 25) mm
- ✓ 175 litres d'eau de gâchage.

### I-4.2.3. Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :

- » **Masse volumique** : La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2400 kg/m (cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en oeuvre, en particulier avec la vibration. On prendra dans notre cas une masse volumique de 2500 kg/m .
- » **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-4.2.4. Résistances caractéristiques du béton :

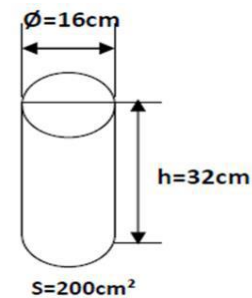
- ✦ **En compression** « $f_{cj}$ » :BAEL91 Article (A.2.1 ,11).

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. ( $\varnothing=16\text{cm}$  ; surface=200cm<sup>2</sup> ; 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** « $f_{tj}$ » : BAEL91 Article (A.2.1 ,1 ).

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

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

Dans notre cas on prendra comme données :  $f_{cj}= 25\text{MPa}$ .

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

### I-4.2.5. Coefficient de Poisson : BAEL91 Article (A.2.1).

$$\nu = \frac{\Delta d / d_0}{\Delta L / L_0}$$

$\nu$ = déformation transversale/déformation longitudinal.

Le coefficient de Poisson est pris égal à:

$\nu = 0.20$  pour la justification aux E.L.S (section non fissurée, Pour le calcul des déformations)

$v=0$  pour la justification aux E.L.U .

(Pour le calcul des sollicitation)..... Béton fissuré

$\Delta T$  : Allongement transversal

$\Delta L$  : raccourcissement longitudinal

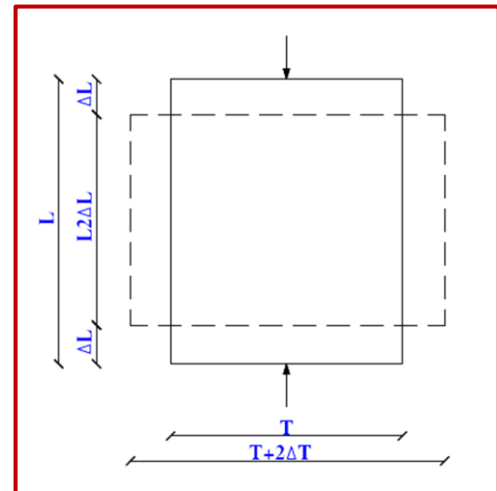


Figure.I.1 : déformation transversale

#### I-4.2.6. Déformation du béton :

**Déformation longitudinale (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) :

$$E_{ij} = 37000 . f_{cj}^{1/3}$$

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

#### I.4. 3. Les aciers :

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

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

##### I.4. 3.1. Caractéristiques mécaniques (B.A.E.L.91) :

Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie, désignée par **fe** (**article A.2.2.1 du BAEL**) cette valeur varie en fonction du type d'acier.

Le module d'élasticité longitudinal  $E_s$  est pratiquement constant quel que soit l'acier utilisé  $E_s$  est pris égal à :  $E_s = 200\ 000 \text{ MPa}$ .

Type	Nuance	$f_c$ (MPa)	Emploi
Ronds lisses	FeE22	215	Emploi courant
Ronds lisses	FeE22	235	Epingle des pièces préfabriquées
Barre HA	Fe TE40	400	Emploi courant
Type 3	Fe TE50	500	
Fils tréfilés HA	Fe TE40	400	Emploi sous forme de
Type 3	Fe TE	500	barres droites ou treillis
Fils tréfilés HA	TL 50 $\varnothing$ >6mm	500	Treillis soudés uniquement
Type 4	TL 52 $\varnothing$ ≤6mm	520	Emploi courant

Tableau.I.1 : valeurs de la limite d'élasticité garantie  $f_e$

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de Fe E40 type 1,  $f_e=400$  MPa.

**D).4. 3.2. Diagramme contrainte déformation : BAEL91 Article (A.2.2.2).**

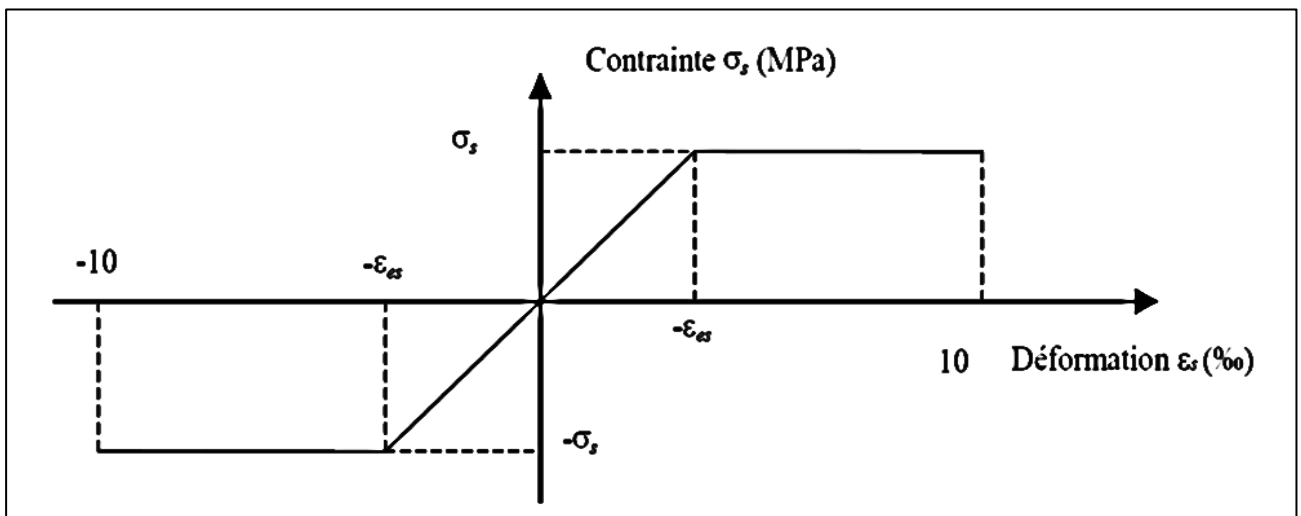


Figure I-2 Diagramme de calcul contrainte-déformation

**D).4. 3.3. Contrainte de calcul d'acier**

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armatures sont donnés de façon empirique à partir des essais de traction en déterminant la relation entre  $\sigma$  relative  $\epsilon$ .

**a. Etat limite ultime (E.L.U) :**

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

$\gamma_s$  =

- 1) (Coefficient de sécurité dans l'acier) = 1.15 (situation durable).
- 2) (Coefficient de sécurité dans l'acier) = 1 (situation accidentelle).

$E_s =$  (module d'élasticité de l'acier) =  $2 \times 10^5$  MPa .

$$\varepsilon_L = \frac{f_e}{(\gamma_s \times E_s)} = \frac{400}{(1.15 \times 2 \times 10^5)} = 1.739\%$$

$$\varepsilon_s < \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\alpha_L = \frac{3.5}{(3.5 + 1.739)} = 0.668 \text{ MPa.}$$

$$\mu_L = 0.8\alpha_L(1 - 0.4\alpha_L) = 0.392$$

**b. Etat limite service (E.L.S) :**

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

Fissuration préjudiciable, il n'y a aucune vérification à effectuer en ce qui concerne  $\sigma_s$

$$\left\{ \begin{array}{l} - \text{Cas de fissuration peut préjudiciable} : \bar{\sigma}_s = f_e \\ - \text{Cas de fissuration préjudiciable} : \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(110 \sqrt{\eta f_{tj}}, \frac{f_e}{2} \text{ MPa}) \right\} \\ - \text{Cas de fissuration très préjudiciable} : \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e, \max(90 \times \sqrt{\eta f_{tj}}, 200 \text{ MPa}) \right\} \end{array} \right.$$

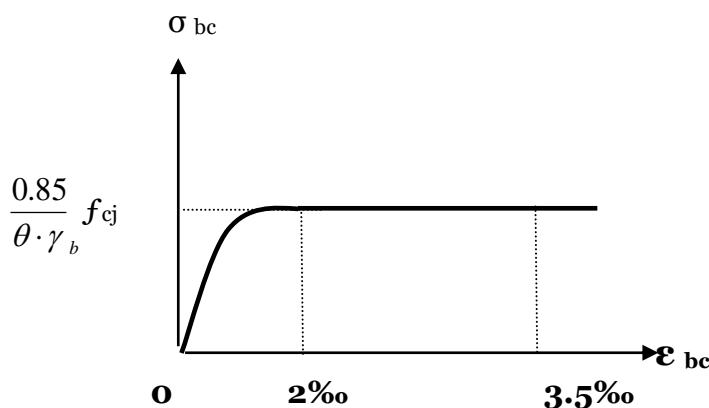
Avec  $\eta$ : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$  Pour rondes lisses.

$\eta = 1,6$  Pour acier HA.

**I).4. 4. Déformations de calcul :**

**I).4. 4.1. Etat limite ultime de résistance (E.L.U.R) :**



**Figure I.3.** Diagramme contraintes déformation du béton.

✓ Contrainte de calcul du béton :

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

$$\sigma_s = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b \left[ 1 - \left( 2 - \frac{\varepsilon_{bc}}{2} \right) \right]}$$

$\varepsilon_{bc}$ : la déformation de béton à la compression:

- $t > 24 \text{ heures}$        $\theta = 1$
- $1 \leq t \leq 24 \text{ heures}$        $\theta = 0.91$
- $t < 1 \text{ heures}$        $\theta = 0.85$

$t$  : est la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

$$\text{Si : } 2 \text{ ‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5 \text{ ‰} \Rightarrow f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

$f_{bu}$  : Contrainte ultime du béton en compression.

$\gamma_b$  : Coefficient de la sécurité.

$\gamma_b \gamma_b = 1.5$  en situation durables  $\Rightarrow f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$

$\gamma_b \gamma_b = 1.15$  en situation accidentelles  $\Rightarrow f_{bu} = 18.48 \text{ MPa}$

#### I.4. 4.2. Etat limite service (E.L.S) :

✓ La contrainte admissible du béton à la compression :

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

$$\nu = \frac{\left( \frac{\Delta_a}{a} \right)}{\left( \frac{\Delta_L}{L} \right)}$$

Avec :

$\frac{\Delta_a}{a}$  : Allongement relatif de la section transversale.

$\frac{\Delta_L}{L}$  : Allongement relatif de la section longitudinale.

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

$\nu = 0$  Pour l'état limite ultime de résistance (E.L.U.R).

**I).4. 4.3. Contrainte ultime de cisaillement :**

La contrainte de cisaillement a **ELU** est définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

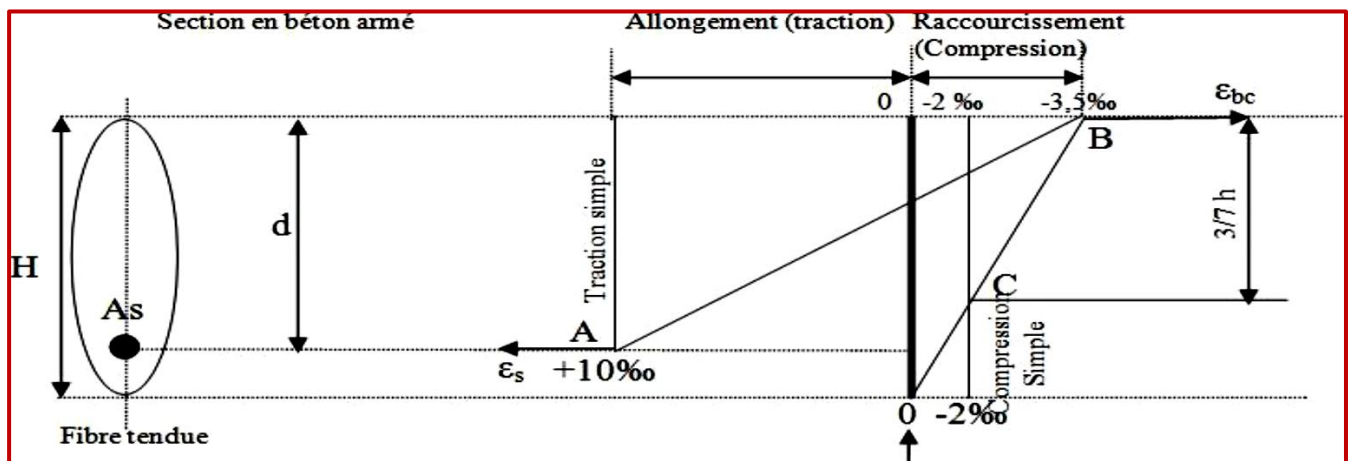
La contrainte admissible de cisaillement est fixée par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \min(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa) \text{ Fissuration peu préjudiciable.} \\ \tau_u = \min(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa) \text{ Fissuration préjudiciable + fissuration très préjudiciable.} \end{array} \right.$$

**I).4. 4.4. Règles de trois pivots :**

(Diagramme des déformations de la section pour *E.L.U.R*)

Le diagramme des déformation de la section, représente une droite est supposé passer par l'un des trois points : A, B ou C ces points, sont appelés pivots, sont définis de la manière suivante :



**Figure I.4.** Diagrammes de déformations limits de la section

**A** : correspond à un allongement de 10‰ de l'armature la plus tendue supposée concentrée au centre de gravité de l'ensemble des armatures tendues.

**B** : correspond à un raccourcissement de 3,5‰ du béton, de la fibre la plus comprimée.

**C** : correspond à un raccourcissement de 2‰ de la fibre de béton située à une distance égale à (3/7) h de la fibre la plus comprimée.

**I).5. HYPOTHESES DE CALCUL :**

Les principes des hypothèses de calcul sont conduits suivant la théorie des états limites tels que spécifiés dans le *DTR-BC21* "Principes généraux pour vérifier la sécurité des ouvrages".

### D).5.1. Définition des états- limites

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ses éléments (tel que la stabilité et la durabilité) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en

cas de modification défavorable d'une action (majoration ou minoration selon le cas), On distingue deux sortes d'état limite :

#### ✦ **Etats limites ultimes (ELU) :**

Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Equilibre statique.
- Résistance de l'un des matériaux de la structure.
- Stabilité de forme

#### ➤ **Hypothèses :**

- les sections droites restent planes avant déformation restant planes et perpendiculaires à la ligne moyenne après déformation (hypothèse de Navier Bernoulli).
- Pas de glissement relatif entre l'acier et béton.
- La résistance du béton à la traction est négligeable.
- Raccourcissement ultime du béton :  $\epsilon_{bu} = 3.5 \text{ ‰}$  en flexion.  
 $\epsilon_{bu} = 2 \text{ ‰}$  en compression.
- Allongement ultime de l'acier est limité à 10 ‰.
- Les diagrammes linéaires de déformation passent obligatoirement par l'un des pivots : A, B ou C.

#### ✦ **Etats limites de service (ELS) :**

Constituent les frontières au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- Ouverture des fissures.
- Déformation des éléments porteurs.
- Compression dans le béton.

#### ➤ **Hypothèses :**

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.

- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 1 fois plus grand que celui du béton ( $E_s=15E_b$  ;  $\eta =1$  ).

## **I.6.Actions et sollicitations :**

### **I.6.1.Actions :**

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.6.1.1.Charges permanentes (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.6.1.2.Charges variables (Actions variables) :**

Ce sont des actions dont l'intensité est plus aux 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.6.1.3. Charges accidentelles :**

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

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

### I.6.2.Sollicitations :

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.6.3.Combinaison d'actions :

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 : selon **BAEL 91** :

- **Combinaison d'actions à l'ELU : BAEL99 (Art A.3.3.21)**

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est

$$1.35 G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum 1.3 \Psi_{Qi} Q_i$$

$G_{\max}$  : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est défavorable.

$G_{\min}$  : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est favorable.

$Q_1$  : Action variable dite de base.

$Q_i$  : Actions variables dites d'accompagnement (avec  $i > 1$ )

$\Psi_0$   $\psi$ , et  $\psi$  : Sont fixés par les textes en vigueur, et sont données par **CBA 93 (Art A 3.1.3.1)**

Expressions dans lesquels  $\gamma_Q$  :  $\gamma_{Q1} =$

- 1.5 dans le cas général
- 1. Dans les cas (La température, Les charges d'exploitations étroitement bornées ou de caractère particulières, Les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine).

- **Situations accidentelles ELS : (Art. A.3.3.22 BAEL99)**

$$G_{\max} + G_{\min} + FA + \Psi_{11} Q_1 + \sum \Psi_{2i} Q_i$$

**F<sub>A</sub>**: Valeur normale de l'action accidentelle

**Ψ<sub>11</sub> Q<sub>1</sub>** : Valeur fréquente d'une action variable.

**Ψ<sub>2i</sub> Q<sub>i</sub>** : Valeur quasi permanente d'une autre action variable.

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

- **Situations durables** : L'E.L.U :  $1.35G+1.5Q$

L'E.L.S :  $G Q$ .

- **Situations accidentelles** :  $G+Q E$

$0.8G E$

$G+Q 1.2^*E$

# **Chapitre II**

## **pré dimensionnement**

## II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement a fait pour le but L'obtient des sections des différents éléments résistants. Il sera fait selon deux règles importants : B.A.E.L 91 et le R.P.A 99V2003, pour déterminer des dimensions économiques et d'éviter un surdimensionnement du béton et du d'acier , les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après tous les vérifications possibles

## II. 2.Pré dimensionnement des planchers :

Le plancher est une surface plane et horizontale en béton armé qui limiter les différents niveaux, qui peut reposer avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, des poutrelles ou des murs. Pour ce projet étudié, il y'a un deux type de plancher qui va être utilisé :

- **Plancher à corps creux et une dalle pleine pour les balcons.**

### II.2.1 Pré-dimensionnement des planchers a corps creux :

Ce plancher sera constitué de corps creux (sans rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance), de poutrelle ( ce sont les éléments résistances du plancher) , la hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation selon le CBA93 :

$$\text{condition de flèche} \quad \hat{f}t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

Avec :

$L_{\max}$  :Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

ht : Hauteur totale du plancher .

Calcul de  $L_{\max}$  des Planchers pour tous les étages

$$L_{\max} = L_{\text{entre\_axes}} - L_{\text{poteau}}$$

$$\text{Sens transversal } L_{\max} = 400 \text{ Cm} \quad ht \geq \frac{400}{22.5} = 17.78 \text{ Cm.}$$

$$\text{Sens longitudinal } L_{\max} = 480 \text{ Cm} \quad ht \geq \frac{440}{22.5} = 19.56 \text{ Cm.}$$

On prend un plancher d'une épaisseur de ht = **20 cm**.

Avec :

**16 Cm** : Hauteur du corps creux.

**4 Cm** : Hauteur de la dalle de compression.

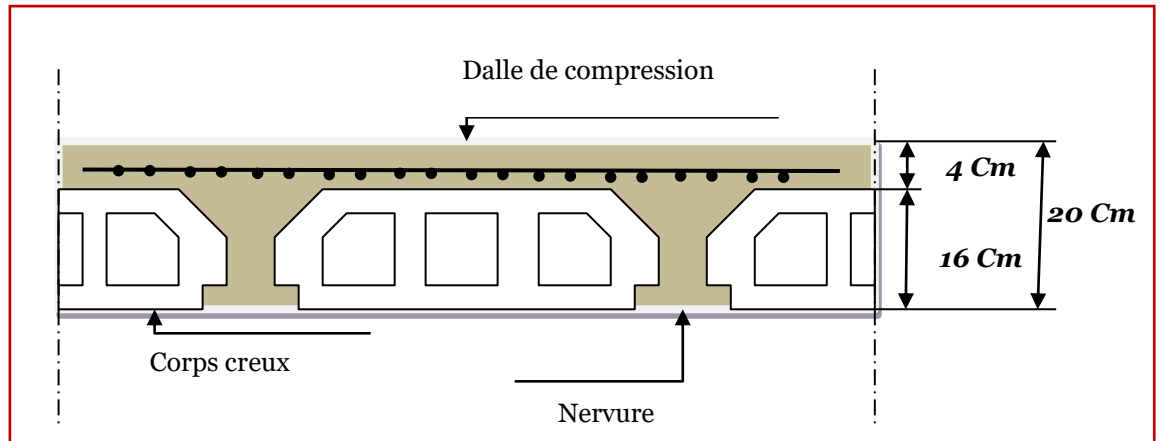


Figure II.1 : Détails du plancher à corps creux.

**II.2.1.1. les nervures :**

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

La largeur de la table de compression est égale à :  $b = b_0 + 2b_1$

$b_0$  : largeur de la nervure .

$$b_0 \geq [0.3h_t ; 0; 4h_t] \text{ Avec } h_t = 20\text{cm}$$

$$b_0 \geq [6. ; 8] \iff \text{on adopte : } b_0 = 10\text{Cm}$$

Avec :  $b_1 = \min \left( \frac{L}{2}, \frac{L_{\max}}{10} \right)$  ,  $L = b - b_0 = 65 - 10 = 55 \text{ Cm}$

$\rightarrow b_1 = \min \left( \frac{55}{2} = 27.5, \frac{440}{10} = 44 \right)$  alors : on adopte :  $b_1 = 27.5 \text{ Cm}$

$$b = 2 b_1 + b_0 = (2 \times 27.5) + 10 = 65 \text{ cm.}$$

$b_1 = 27,5 \text{ Cm}$

$b = 65 \text{ Cm}$

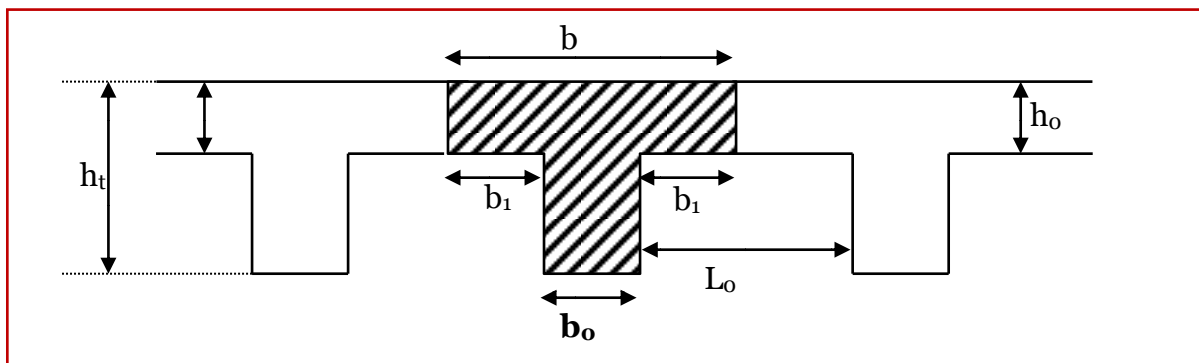


Figure II.2 : Section de la nervure

Donc :

Epaisseur de la dalle de compression	4 cm
Epaisseur de l'entrevous	16 cm
La largeur $b_0$ des nervures	10 cm
Distance $L_0$ entre deux nervures	55 cm
Entraxe des nervures	65 cm

**Tableau II.1.** : Les caractéristiques géométriques de nervure.

### II.2.1.2. Les dalles pleines

Les dalles pleines sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2,3 ou 4 appuis.

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisation que des Vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir de conditions ci- après.

#### a- Résistance au feu :

- ✓ **e = 7 cm** Pour une heure de coupe-feu.
- ✓ **e = 11 cm** Pour deux heures de coupe-feu.

On admet : **e = 11cm**

#### b- Isolation phonique :

Selon les règles « CBA9 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 15cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Soit **e = 15 cm.**

#### c- Résistance à la flexion :

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre d'appuis sont les suivantes :

- ✓ Dalle reposant sur deux appuis :

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$$

- ✓ Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$

$L_x$  : est la petite portée du panneau le plus sollicité ( cas défavorable)

Dans notre cas la dalle reposant sur trois cotés a une portée égale à :  $L_x=395\text{Cm}$

$$\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40} \Rightarrow \frac{395}{50} \leq e \leq \frac{395}{40} \Rightarrow 9.86\text{cm} \leq e \leq 7.6\text{cm} \quad e=10.$$

Pour un raisonnement de pratiques sur le site on prend  $e= 15 \text{ cm}$  .

### II.3. Pré-dimensionnement des poutres :

Ce sont des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles). D'après l'article 7.5.1 du RPA99/version 2003, les dimensions des poutres doivent respecter les normes suivantes.

$$b \geq 20 \text{ Cm} ; h \geq 30 \text{ Cm} ; \frac{h}{b} \leq 4 ; b_{\max} \leq 1.5h + b_1$$

Ou :

**b** : est la largeur de la poutre

**h** : hauteur utile de la poutre

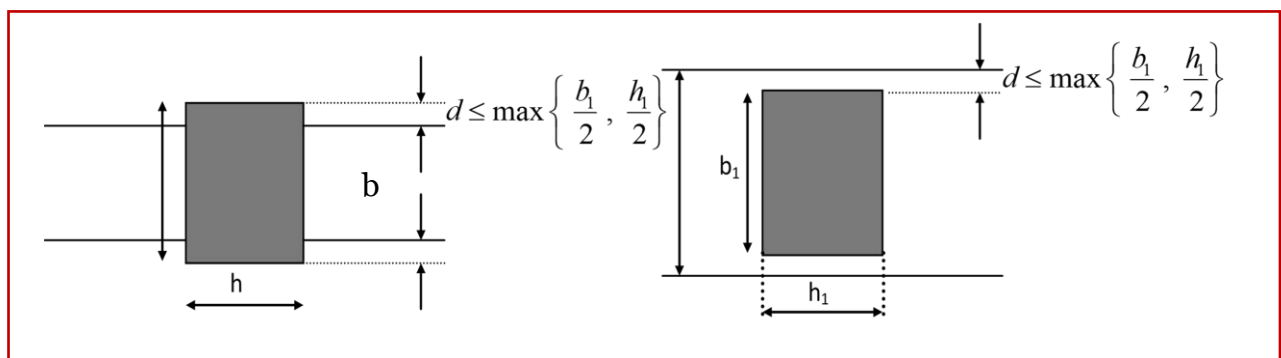


Figure II.3 : section de la poutre.

#### II.3.2.poutres principales :

D'après le RPA99 les dimensions de la poutre h et b sont déterminées comme suite :

##### -Détermination de « h » :

Si (L) la plus grande portée entre nues, dans notre cas L=440m

Condition de flèche :

$$\frac{L}{16} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$\Rightarrow \frac{440}{16} \leq h \leq \frac{440}{10}$$

$$\Rightarrow 27.5 \leq h \leq 44 \text{ On prend } \quad \mathbf{h = 40 \text{ cm.}}$$

##### -Détermination de « b » :

$$0.3h \leq b \leq 0.8h$$

$$\Rightarrow 12 \leq b \leq 32 \quad \text{On prend } \quad \mathbf{b = 30 \text{ cm.}}$$

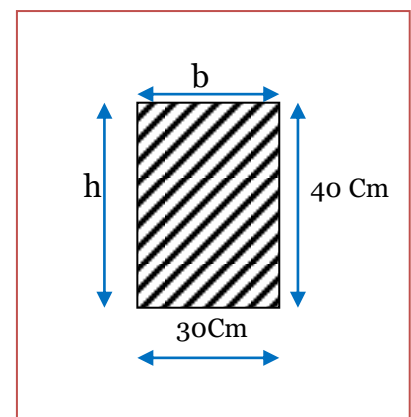


Figure II 4 : poutre principale

Les dimensions de la poutre doivent respecter les conditions énoncées par le RPA99

**Vérification (conditions minimales)**

- $b \geq 20 \text{ Cm} \rightarrow 30 \text{ Cm} \geq 20 \text{ Cm}$
  - $h \geq 30 \text{ Cm} \rightarrow 40 \text{ Cm} \geq 30 \text{ Cm}$
  - $\frac{h}{b} \leq 4 \text{ Cm} \rightarrow \frac{h}{b} = 1.33 \text{ Cm} \leq 4 \text{ Cm}$
- } (conditions vérifiées)

**II.3.2.1.poutres secondaires :**

$L_{\max}$  : portée maximale entre nus d'appuis

(  $L_{\max} = 470 \text{ Cm} - 30 \text{ Cm} = 440 \text{ Cm}$  )

**Détermination de « h » :**

Condition de flèche :

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

$$\Rightarrow \frac{440}{15} \leq h \leq \frac{440}{10}$$

$$\Rightarrow 29.33 \leq h \leq 44 \text{ On prend } \mathbf{h = 35 \text{ cm.}}$$

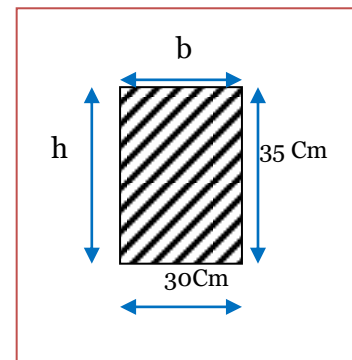


Figure II 5 : poutre secondaire

**-Détermination de « b » :**

$$0.3h \leq b \leq 0.8h$$

$$\Rightarrow 9 \leq b \leq 24 \text{ On prend } \mathbf{b = 30 \text{ cm.}}$$

Les dimensions de la poutre doivent respecter les conditions énoncées par le RPA99

**Vérification (conditions minimales)**

- $b \geq 20 \text{ Cm} \rightarrow 30 \text{ Cm} \geq 20 \text{ Cm}$
  - $h \geq 30 \text{ Cm} \rightarrow 35 \text{ Cm} \geq 30 \text{ Cm}$
  - $\frac{h}{b} \leq 4 \text{ Cm} \rightarrow \frac{h}{b} = 1.17 \text{ Cm} \leq 4 \text{ Cm}$
- } (conditions vérifiées)

**-Tableau de Dimensions des poutres**

poutres	Sections Cm
principales	(30×40)
secondaires	(30×35)

Tableau II .2 : Dimensions des poutres

### II.4 .pré dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera réduits à une force de compression centrée N perpendiculaire à la surface S et passante par le centre de gravité, il ressort ainsi que la vérification vis-à-vis du flambement sera la plus déterminante.

Les dimensions de la section transversale des poteaux sont données comme suit : Dans premier temps on prend la section des poteaux comme des raisons d'architecture : (0.3 Cm x 0.40 Cm) des sections carrées pour tous les étages .Selon les conditions du RPA99 (version 2003) , doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone 1

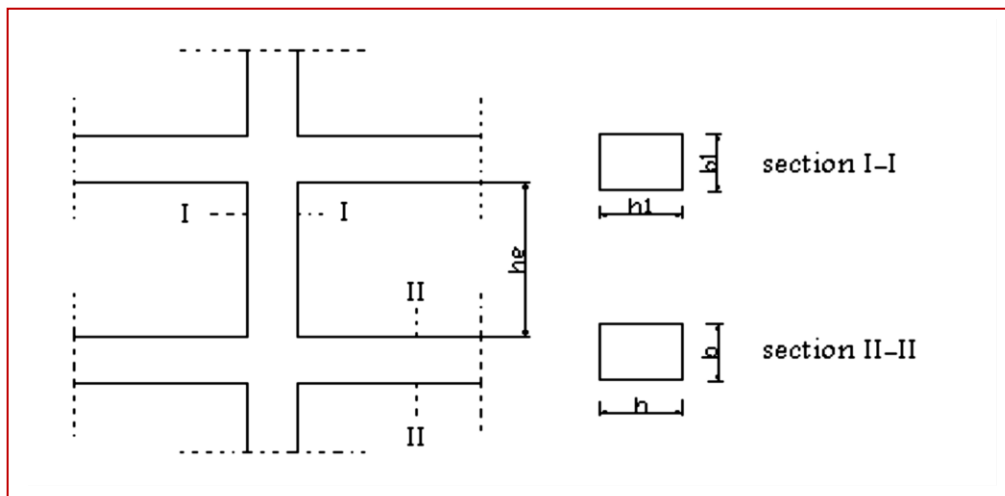


Figure II.6 : Hauteur libre d'étage.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b ;h) } > 25 \text{ Cm} \\ \text{Min (b ;h) } > \frac{h_e}{20} \\ 0.25 \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{array} \right.$$

$h_e$  : la hauteur libre d'étage, elle est égale à :  $3.06\text{m} - 0.4\text{m} = \mathbf{2.66 \text{ m}}$

### II.5 Pré dimensionnement des voiles :

- ✓ Reprendre les charges verticales et horizontales ;
- ✓ Participer au contreventement des structures ;
- ✓ Assure une isolation thermique et phonique ;
- ✓ Assurer une protection incendie .

**a-Pré-dimensionnement :**

Les voiles sont des éléments de contreventement. Pour une structure contreventée par voiles, toutes les charges et surcharges sont reprises par ces dernier.

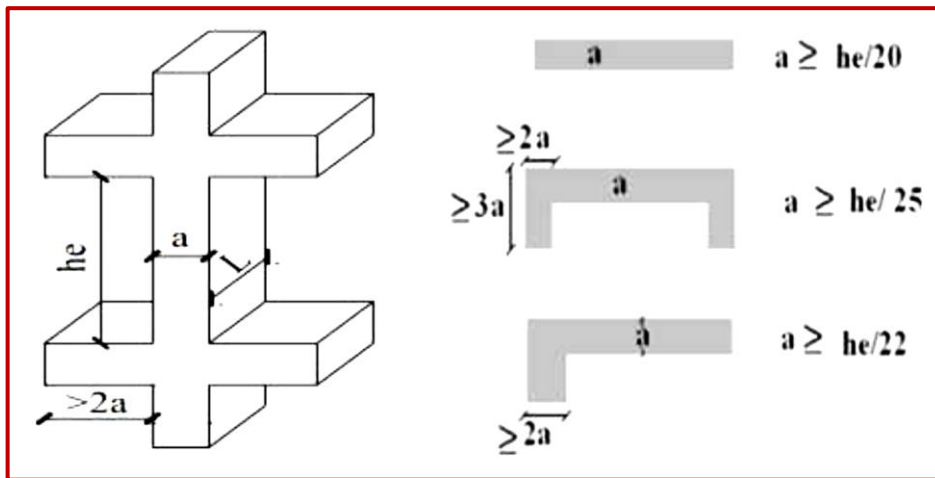


Figure II.7 : pré-dimensionnement des voiles selon le RPA 99 v 2003

**b-Epaisseur :**

Pour le voile simple :

$$\begin{cases} e \geq h_e \geq 20 \text{ cm} \\ e \geq 15 \text{ cm} \end{cases}$$

$h_e$  : hauteur libre d'étage  $e$  : épaisseur du voile

A partir de la hauteur d'étage  $h_e = 271 \text{ m}$

$$e \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow e \geq \frac{271}{20} = 13.55 \text{ cm}$$

**on prend  $e = 15 \text{ cm}$**

**II.6.Pré-dimensionnement des escaliers :**

**II.6.1.Définition.**

Escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, ou degrés, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant selon la disposition

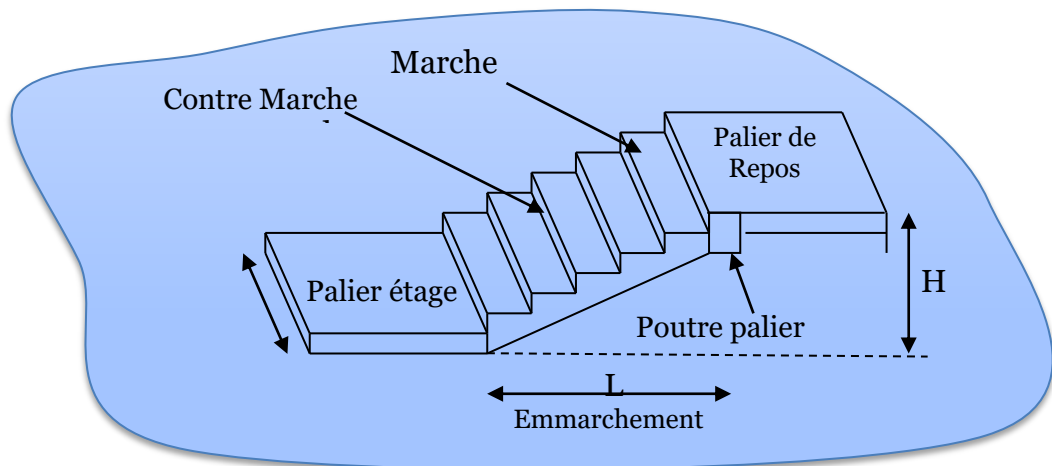


Figure II.8: Schéma d'escalier

### II.6.2. Définition des éléments d'un escalier :

on appelle « marche » la partie horizontale (g) des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale (h) de ces gradins.

**h** : Hauteur de la marche.

**g** : Largeur de la marche.

**L** : La longueur horizontale de la paillasse.

Pour le dimensionnement des marches (g) et contre marches (h), on utilise généralement la formule de BLONDEL suivante :

$$59 < g + 2h < 64$$

Dans notre cas :

La hauteur d'étage courant : . m avec deux volées

Deux volées de hauteur H=1.53 m dites : volées o

On utilise la formule de «BLONDEL» :

$$2h + g = 64$$

$$n \times h = H$$

$$(n - 1)g = L$$

Avec :

n : le nombre des contre marches.

(n - 1) : le nombre des marches.

#### ✓ Pré-dimensionnement :

-Hauteur de la contre marche  $h = 17 \text{ cm}$  ( $16 \leq h \leq 18$ ) cm.

-largeur de la marche  $g = 30 \text{ cm}$  ( $22 \leq g \leq 34$ ) cm.

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$$

On adopte 18 marches (9 marches par volée).

✓ **Vérification de la relation de BLONDEL :**

On doit vérifier que :  $59 < g + 2h < 66$  cm.

Donc : la largeur de palier  $L_p = 1.3$  m

Calculer la longueur de la paillasse :

$$\tan \alpha = H/L = 153/240 = 0.637 \text{ Donc } \alpha = 32.52^\circ$$

Epaisseur de la paillasse.

$$\frac{l}{30} \leq e_p \leq \frac{l}{20} \quad \text{et} \quad l = l_{\text{paillasse}}$$

$$l_{\text{paillasse}} = \sqrt{1.53^2 + 2.4^2} = 2.84 \text{ m}$$

$$\frac{284}{30} \leq e_p \leq \frac{284}{20} \quad 9.46 \text{ cm} \leq e_p \leq 14.2 \text{ cm} \text{ On adopte } \rightarrow e_p = 15 \text{ cm}$$

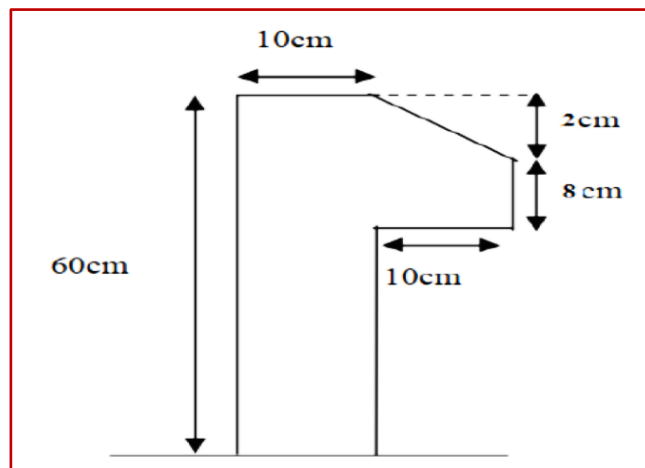
**II.7. Pré-dimensionnement de L'acrotère :**

C'est un élément en béton armée, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente e le plancher terrasse , ses dimensions sont mentionnées dans les plans d'architecture .

La surface de l'acrotère est :

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.02 \times 0.1 \times 0.5) + (0.08 \times 0.1)$$

$$S = 0.069 \text{ m}^2$$



**Figure II.9 :** Schéma d'acrotère.

# **Chapitre III**

## **Evaluation et descente des charges**

### III.1.Evaluation des charges et surcharges :

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient de chaque plancher et ce jusqu'à la fondation.

- **Les différents charges et surcharges existantes sont :**

- Les charges permanentes (G).
- Les surcharges d'exploitation (Q).

- **Charges permanentes G (DTR B.C.2.2) :**

Les charges permanentes sont obtenues à partir des dimensions géométriques des éléments et des ouvrages, déduits des plans et du poids volumiques des matériaux qui les constituent.

- **Poids volumiques des matériaux :**

Matériaux	Poids volumique (KN/m)	Matériaux	Poids volumique (KN/m)
Béton armé	25	Gravier	20
Enduit en ciment	22	Sable	18
Isolation thermique	4	Plâtre	10
Carrelage	22	Forme de pente	20
Briques creuses	9	Etanchéité	6

**Tableau III.1 :** Poids volumiques des matériaux.

-**Surcharges d'exploitation Q (DTR B.C.2.2) :**

Nature du local	Surcharges Q (KN/m)
Plancher terrasse (non accessible)	1
Plancher Etage courant	1.5
Escalier courant (accessible au public)	2.5
balcon	3.5

**Tableau III.2 :** Surcharges d'exploitation.

### III.2.Détermination des charges et surcharges:

➤ **Plancher terrasse :**

Notre plancher terrasse est inaccessible et réalisé en corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

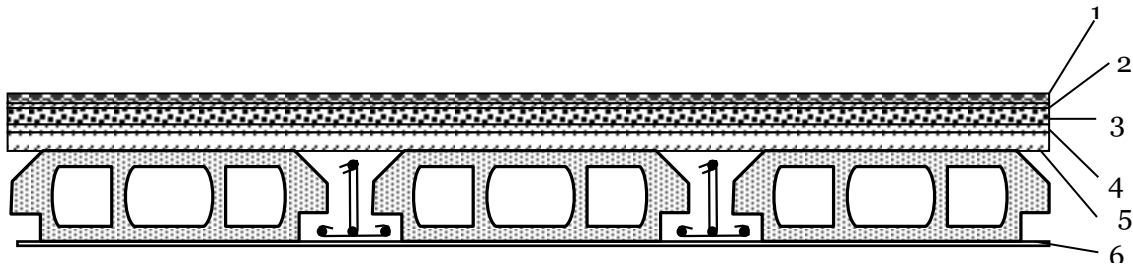


Figure III.1.a: Composants d'un plancher terrasse en corps creux (inaccessible)

Matériaux	Epaisseur (m)	poids Volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/ m <sup>2</sup> )
1-Protection en gravillon	0.05	20	1.00
2-Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3-Forme de pente	0.10	20	2.00
4-Dalle en corps creux	0.2	/	2.80
5-Isolation thermique	0.04	4	0.16
6-Enduit plâtre	0.02	/	0.10
			<b>G= 6.18 KN/m</b>
			<b>Q= 1.00 KN/m</b>

Tableau III.3 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse.

➤ **Plancher étage courant :**

La figure ci-dessous nous donne les différentes couches du plancher de l'étage.

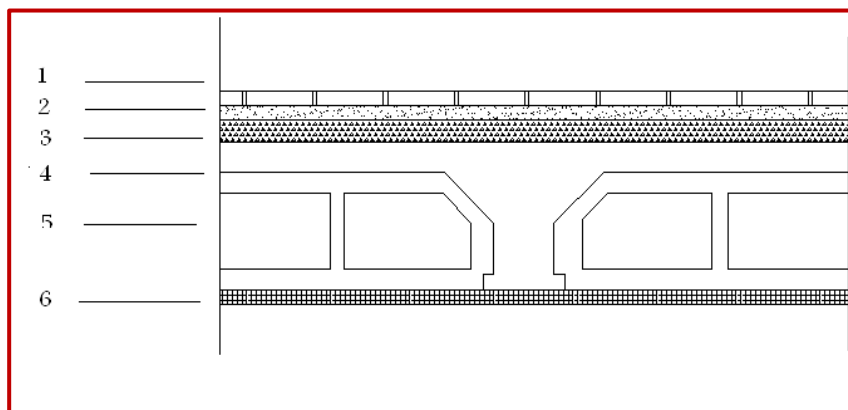


Figure III.1. b: Composants d'un plancher étage courant en corps creux.

<b>Matériaux</b>	<b>Epaisseur (m)</b>	<b>poids Volumique (KN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Poids surfacique (KN/ m<sup>2</sup>)</b>
1- carrelage	0.02	22	0.44
2- mortier de pose	0.02	20	0.40
3- lit e sable	0.02	18	0.36
4- dalle en corps creux	0.20	/	2.8
5- enduit de plâtre	0.02	/	0.10
6- cloisons	/	/	0.10
			<b>G= 5.1KN/m</b>
			<b>Q=1.5KN/m</b>

**Tableau III.4 :** Evaluation des charges permanentes du plancher courant.

➤ **Maçonnerie :**

**-Murs extérieurs :**

<b>Éléments</b>	<b>Epaisseur (m)</b>	<b>poids Volumique (KN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Charges (KN/ m<sup>2</sup>)</b>
1 - Enduit de ciment	0.02	22	0.44
2 - Briques creuses	0.15	9	1.30
3 - Lambe d'aire	0.05	-	-
4 - Briques creuses	0.10	9	0.9
5 - Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
			<b>G= 2.84</b>

**Tableau III.5. :** Evaluation des charges permanentes des murs extérieurs.

**-Murs intérieurs :**

<b>Éléments</b>	<b>Epaisseur (m)</b>	<b>poids Volumique (KN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Charges (KN/ m<sup>2</sup>)</b>
1 - Briques creuses	0.10	9	0.9
2- Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
			<b>G= 1.1</b>

**Tableau III.6. :** Evaluation des charges permanentes des murs intérieurs.

➤ Balcons :

Les balcons sont en dalle pleine.

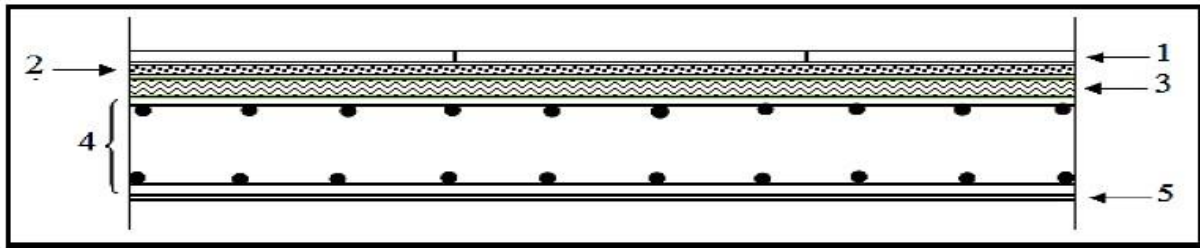


Figure.III.1.d: Composants d'un balcon (dalle pleine).

Matériaux	Epaisseur (m)	poids Volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/ m <sup>2</sup> )
1- Carrelage	0.02	22	0.44
2 - Mortier de pose	0.02	20	0.40
3- Lit de sable	0.02	18	0.36
4 - Dalle pleine	0.15	25	3.75
5 - Enduit en plâtre	0.02	/	0.10
			<b>G= 5.05 KN/m</b>
			<b>Q= 3.5 KN/m</b>

Tableau III.7: Evaluation des charges permanentes d'un balcon.

➤ L'escalier :

- Palier

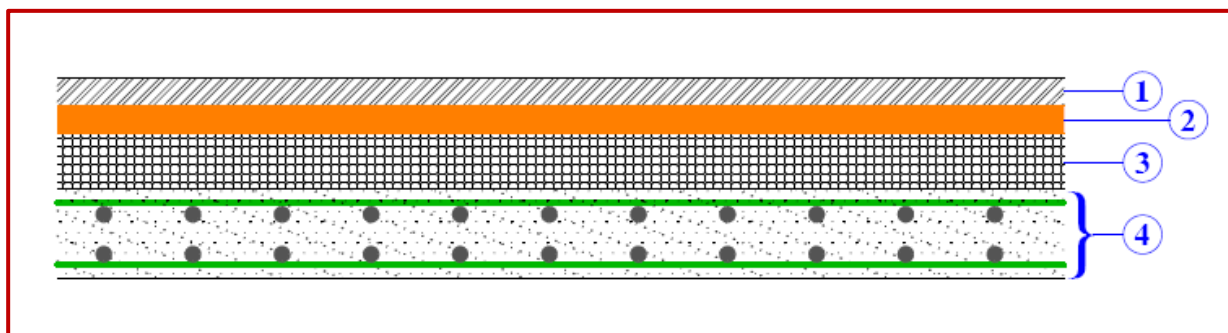


Figure III.3 : Composants d'un palier.

Compositions	Epaisseur (m)	poids Volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/ m <sup>2</sup> )
1. Carrelage	0.02	22	0.44
2. Mortier de pose	0.02	20	0.40
3- Lit sable	0.02	18	0.36
4. Dalle en BA	0.15	25	3.75
			<b>G=4.95 KN/m<sup>2</sup></b>
			<b>Q=2.5KN/m<sup>2</sup></b>

Tableau III.8: Evaluation des charges permanentes du palier.

- Paillasse.

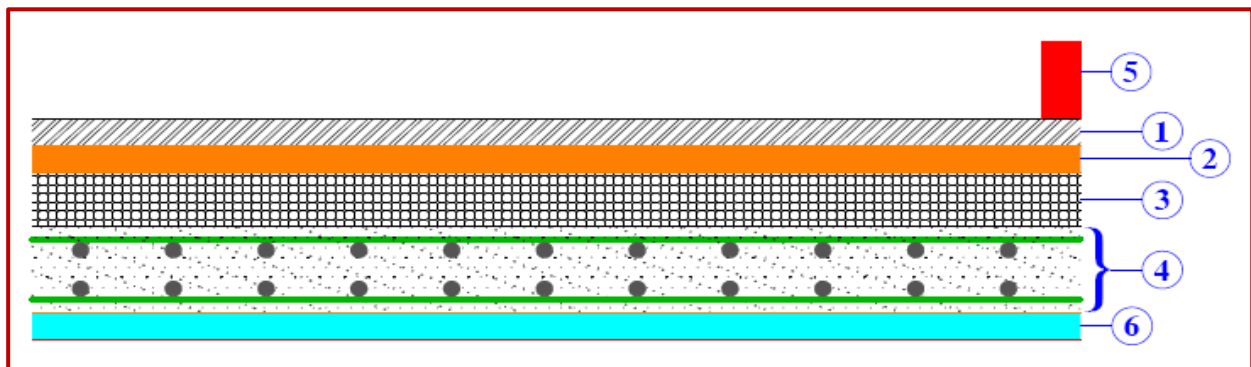


Figure III.4 : Composants d'un paillasse.

Compositions	Epaisseur (m)	poids Volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/ m <sup>2</sup> )
1. Carrelage	0.02	22	0.44
2. Mortier de pose	0.02	20	0.40
3- Lit sable	0.02	18	0.36
4. Poids propre de paillasse	0.15 / Cos (32.20)	25	4.43
5. Garde-corps métal	-	-	0.10
6. poids de marches	0.17/2	22	1.87
			<b>G=7.6 KN/m</b>
			<b>Q=2.5KN/m</b>

Tableau III.9 : Evaluation des charges permanentes de la paillasse.

➤ **L'acrotère :**

S : section transversale de l'acrotère

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.08 \times 0.1) + [(0.02 \times 0.1) / 2]$$

$$\Rightarrow S = 0.069 \text{ m}$$

G : Poids Propre de l'acrotère

$$G = S \times 25 = 1.7225 \text{ KN /ml}$$

G : Poids du Revêtement en enduit de ciment :

**Pour revêtement de 2 cm on a :**

$$X = \sqrt{(0.1^2 + 0.02^2)} = 0.102 \text{ m}$$

$$G = 0.02 \times 2000 (0.6 + 0.1 + 0.102 + 0.08 + 0.5 + 0.1) = 0.583 \text{ KN / ml}$$

$$G_{\text{TOT}} = G + G \rightarrow G = 2.31 \text{ KN/m Avec: } Q_1 = 1 \text{ KN /m .}$$

### III.3 .La descente des charges:

#### III.3.1.Introduction :

La descente des charges est l'opération qui consiste à déterminer toutes les charges et les surcharges provenant à un élément porteur de la structure depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation. Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, et ainsi la vérification des charges et surcharges pour chaque élément s'avèrent nécessaire et ainsi la vérification de leur section proposé on aura à considérer :

- La poids propre de l'élément.
- La charge de plancher qu' il supporte.
- La part de cloison répartie qui lui revient
- Les éléments secondaires (escalier acrotère.....).

-Les charges permanentes : la descente de charges du aux poids propre peut s'effectue en considérant pour chaque poteau son poids propre ainsi que la charge des autres éléments rapportés sur lui.

-Les charges d'exploitation : Les charges d'exploitation de chaque poteau seront réduites pour faire compte la loi de dégression DTR .

**III.3.2.La loi de descente des charges sur les poteaux :**

Comme il est rare que toutes les charges d’exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage.

**III.3.3.La loi de dégression : DTR B.C.2.2 (art 6.3 page 16-)**

Soit :  $Q_0$  la charge d’exploitation sur le toit ou la terrasses couvrant le bâtiment,

$Q_1, Q_2, Q_3 \dots\dots Q_n$  les charges d’exploitation respectives des planchers des étages (1,2,3 ...n ) numérotés à partir du sommet du bâtiment.

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

- Sous toit ou terrasse .....  $Q_0$
- Sous dernier étages (étages 1) .....  $Q_0 + Q_1$
- Sous étages immédiatement inférieur
  - (étage 2 ) .....  $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$
  - (étage 3 ) .....  $Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
  - (étage 4 ) .....  $Q + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
  - (étage 5) .....  $\frac{3 + n}{2n} (Q + Q + Q + \dots Q_n)$
- Le coefficient  $\frac{3 + n}{2n}$ , étant valable pour  $n \geq 5$ .
- Lorsque la charge d’exploitation est la même pour tous les étages la loi de dégression ci-dessus est équivalente à la règle usuelle dans laquelle les charges d’exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :
- Pour le toi ou terrasse :  $Q_0$
- Pour le dernier étage :  $Q$
- Pour l’étage immédiatement inférieur :  $0.9 Q$
- Pour l’étage immédiatement inférieur :  $0.88 Q$

Et ainsi de suite réduisant de 10 % par étage jusqu’à  $0.5 Q$  (Valeur conservée pour les étages inférieurs suivants) .

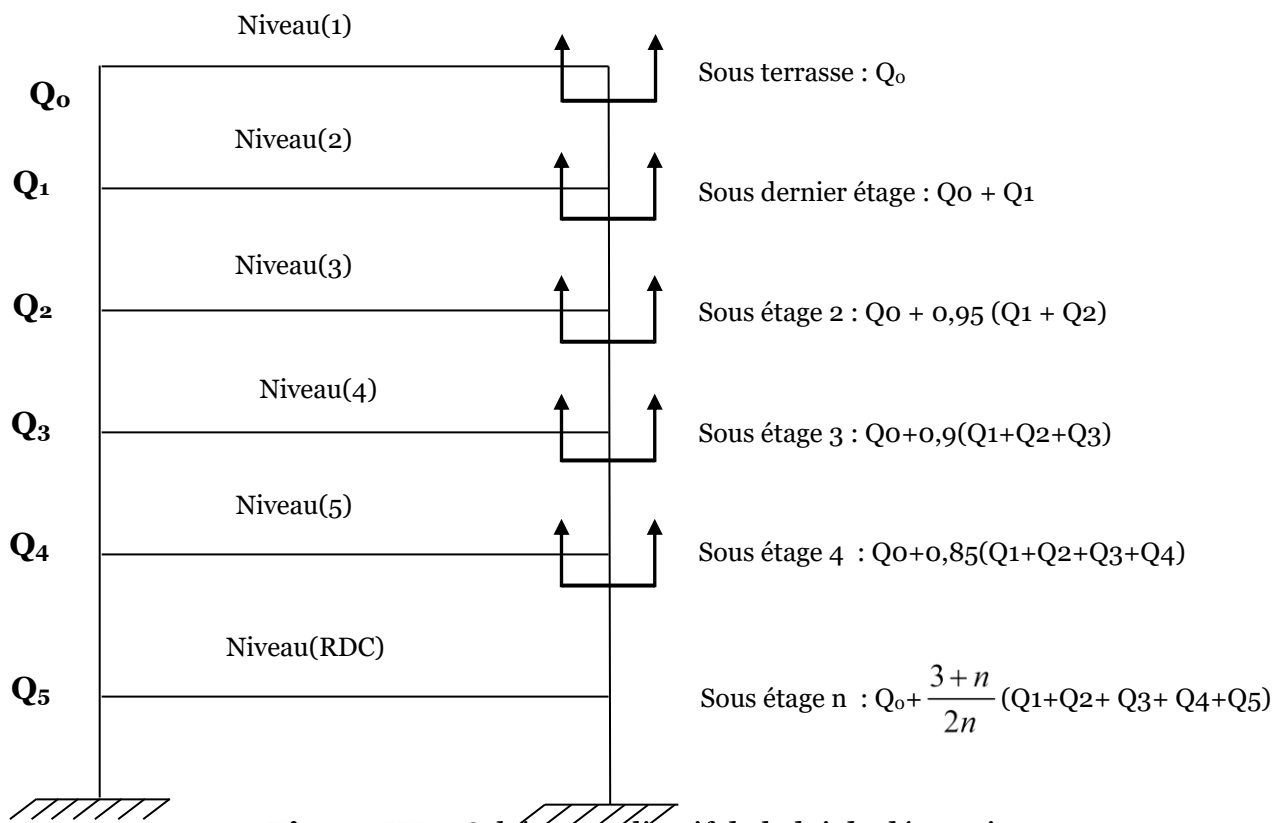


Figure III. : Schéma explicatif de la loi de dégression

Dans ce cas on ne peut pas utiliser la méthode de la loi de dégradation parce que on est en train d'étudier un R+ bâtiment

### III.4. Calcul de Nu max :

#### III.3.3.1. Détermination du chargement

##### • Poteau intermédiaire

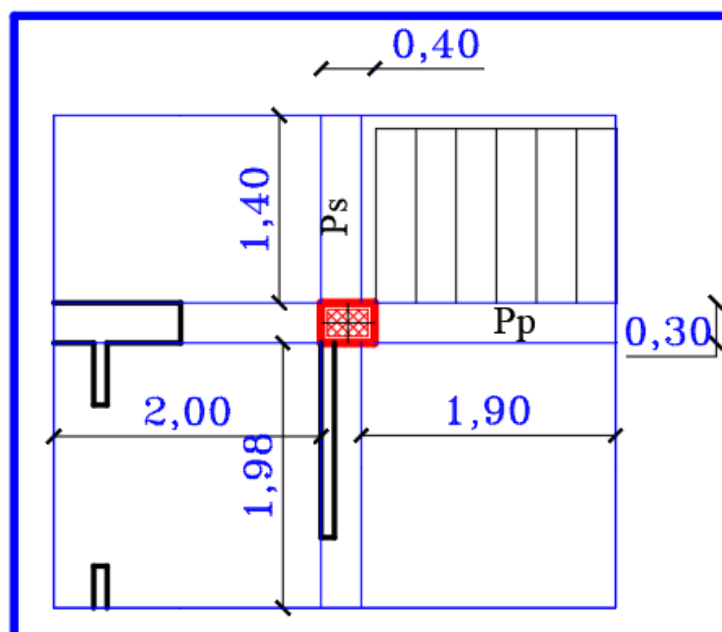


Figure III.6: surface du poteau intermédiaire

• **Calcul de la section**

$$S_1 = (1.40 \times 2.00) = 2,80 \text{ m}^2$$

$$S_2 = (1.98 \times 2.00) = 3,96 \text{ m}^2$$

$$S_3 = (2.05 \times 1.90) = 3,56 \text{ m}^2$$

$$S_4 = (1.65 \times 1.90) = 2,52 \text{ m}^2$$

**Poutre principale (pp) :**  $S=0.30 \times 0.40 = 0.12 \text{ m}^2$

**Poutre secondaire (PS) :**  $S= 0.30 \times 0.35 = 0.105 \text{ m}^2$

**Poteau**  $0.30 \times 0.40 = 0.12 \text{ m}^2$

**Poids des éléments :**

**Plancher Terrasse (inaccessible)**

$$G_{\text{plancher}} = (S_1 + S_2 + S_3 + S_4) \times G_{\text{pla}} = (2,80 + 3,96 + 3,56 + 2,52) \times 6.18 = 79.38 \text{ KN.}$$

**Etage courant et RDC**

a)  $G_{\text{plancher}} = (S_1 + S_2 + S_3) \times G_{\text{pla}} = (2,80 + 3,96 + 3,56) \times 5.1 = 52.65 \text{ KN.}$

b)  $G_{\text{paillais}} = (S_4) \times G_{\text{paillais}} = 2,52 \times 7.6 = 19.15 \text{ KN.}$

c)  $G_{\text{plancher}} = 52.65 + 19.15 = 71.80 \text{ KN.}$

Etage	Niveau et élément	G (KN)	Q (KN)
<b>Etage 5</b>	Section : 1-1		
	P. terrasse :	79.38	
	P. principale :	11.70	
	P. secondaire :	8.873	
	poteau : (0.3 x 0.4) . 2.66 . 25	7.98	
	Mur extérieur :	20.774	
	Mur intérieur :	1.463	
	Surcharge d'exploitation-----	-----	15.48
	<b>Total</b>	<b>130.17</b>	<b>15.48</b>

<b>Etage 4</b>	Section : 2-2		
	Venant : 1-1	130.17	
	P. étage courant $(S_1 + S_2 + S_3) \times G_{pl}$	52.65	
	p. Paillais: $(S_4 \times G_{paillais})$	19.15	
	P. principale :	11.70	
	P. secondaire :	8.873	
	poteau : $(0.3 \times 0.4) \cdot 2.66 \cdot 25$	7.98	
	Mur extérieur :	20.774	
	Mur intérieur :	1.463	
	Surcharge d'exploitation-----	-----	23.04
	<b>Total</b>	<b>252.76</b>	<b>38.52</b>
<b>Etage 3</b>	Section : 3-3		
	Venant : 2-2	252.76	
	P. étage courant $(S_1 + S_2 + S_3) \times G_{pl}$	52.65	
	p. Paillais: $(S_4 \times G_{paillais})$	19.15	
	P. principale :	11.70	
	P. secondaire :	8.873	
	poteau : $(0.3 \times 0.4) \cdot 2.66 \cdot 25$	7.98	
	Mur extérieur :	20.774	
	Mur intérieur :	1.463	
	Surcharge d'exploitation-----	-----	23.04
	<b>Total</b>	<b>375.35</b>	<b>61.56</b>
<b>Etage 2</b>	Section : 4-4		
	Venant : 3-3	375.35	
	P. étage courant $(S_1 + S_2 + S_3) \times G_{pl}$	52.65	
	p. Paillais: $(S_4 \times G_{paillais})$	19.15	
	P. principale :	11.70	
	P. econdaire:	8.873	
	poteau : $(0.3 \times 0.4) \cdot 2.66 \cdot 25$	7.98	
	Mur extérieur :	20.774	
	Mur intérieur :	1.463	
	Surcharge d'exploitation-----	-----	23.04
		<b>497.94</b>	<b>84.60</b>
<b>Etage 1</b>	Section : 5-5		
	Venant : 4-4	497.94	

P. étage courant ( $S_1 + S_2 + S_3$ ) $\times G_{pl}$	52.65	
p. Paillais: ( $S_4 \times G_{paillais}$ )	19.15	
P. principale :	11.70	
P. econdaire:	8.873	
poteau : (0.3 x 0.4).2.66 .25	7.98	
Mur extérieur :	20.774	
Mur intérieur :	1.463	
Surcharge d'exploitation-----	-----	23.04
	<b>620.53</b>	<b>107.64</b>

**Tableau III.10 : La charge permanente de chaque niveau (Poteau intermédiaire)**

Q <sub>0</sub>	Niveau(1)	Sous terrasse : Q <sub>0</sub> =15.48	<b>15.48</b>
Q <sub>1</sub>	Niveau(2)	Sous dernier étage : Q <sub>0</sub> + Q <sub>1</sub> =15.48+23.04	<b>38.52</b>
Q <sub>2</sub>	Niveau(3)	Sous étage 2 : Q <sub>0</sub> + 0,95 (Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> ) =15.48 + 0.95 (23.04+23.04)	<b>59.256</b>
Q <sub>3</sub>	Niveau(4)	Sous étage 3 : Q <sub>0</sub> +0,9(Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> ) =15.48 + 0.90 (23.04.3)	<b>77.688</b>
Q <sub>4</sub>	Niveau(5)	Sous étage 4 : Q <sub>0</sub> +0,85(Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> ) =15.48 + 0.85 (23.04.4)	<b>93.816</b>
Q <sub>5</sub>	Niveau(6)	Sous étage n : $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1+Q_2+ Q_3+ Q_4+Q_5)$ =15.48 + $\frac{3+5}{2.5} \cdot (23.04.5)$	<b>107.64</b>

**Tableau III.11 : Evaluation des Charge d’exploitation de chaque niveau (Poteau intermédiaire).**

• Poteau de rive

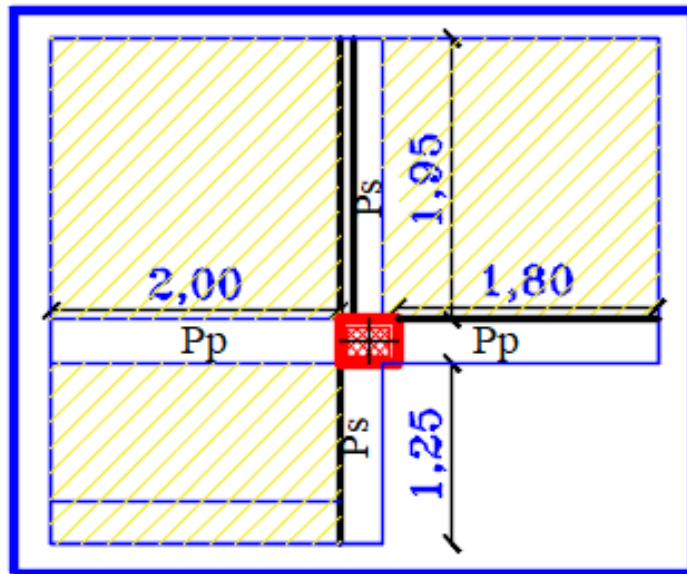


Figure III.6:surface du poteau de rive

• Calcul de la section

$$S_1 = (1,95 \times 1,80) = 3,51 \text{ m}^2$$

$$S_2 = (1,95 \times 2,00) = 3,90 \text{ m}^2$$

$$S_3 = (2,00 \times 1,25) = 2,50 \text{ m}^2$$

**Poutre principale (pp) :**  $S=0,30 \times 0,40 = 0,12 \text{ m}^2$

**Poutre secondaire (PS) :**  $S= 0,30 \times 0,35=0,105 \text{ m}^2$

**Poteau**  $0,30 \times 0,40= 0,12 \text{ m}^2$

**Poids des éléments :**

**Plancher Terrasse (inaccessible)**

$$G_{\text{plancher}} = (S_1 + S_2 + S_3) \times G_{\text{pla}} = (3,51 + 3,90 + 2,50) \times 6,18 = 61,24 \text{ KN.}$$

$$G_{\text{Acrotère}} = (1,95 + 1,80 + 1,25 + 2,00) \times 2,31 = 16,17 \text{ KN.}$$

**Etage courant et RDC**

$$G_{\text{plancher}} = (S_1 + S_2 + S_3) \times G_{\text{pla}} = (3,51 + 3,90 + 2,50) \times 5,1 = 50,54 \text{ KN.}$$

	Charge permanente G (KN)	Charge d'exploitation Q (KN)
<b>Poteau de rive</b>	<b>477.41</b>	<b>82.88</b>

Tableau III.12 : Evaluation des Charges permanente et d'exploitation (Poteau de rive).

Donc le poteau le plus sollicité est le poteau intermédiaire

La charge permanente totale :  $G = 620.53 \text{ KN}$

La charge d'exploitation totale :  $Q = 107.64 \text{ KN}$

$N_u = 1.35G + 1.5Q = 999.18 \text{ KN}$ .

### **III.3.3.4. Vérification de la section des poteaux**

Après avoir déterminé la descente de charge du poteau le plus sollicité ; plusieurs vérifications doivent être effectuées.

#### **✓ Vérification selon BAEL91**

La section du béton est calculée en compression, soumise à un effort normal  $N_u$  agissant sur le poteau qui doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[ \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Considérons une section rectangulaire de dimension  $b \times h$  avec  $b < h$ , et une section circulaire de dimension  $D$  :

L'élançement  $\lambda = \frac{L_f}{i}$  ; avec  $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{16000}{1200}} = 11.54$

$I$  : moment d'inertie.

$B$  : section du béton.

$L_f$  : longueur de flambement.

#### **- Poteau (30 x 40)**

Dans notre cas  $L_f = 0.7 \cdot L_o$  : poteau encastré.

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{30 \times 40^3}{12} = 1.6 \cdot 10^5 \text{ cm}^4 ; \lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214.2}{11.54} = 18.56$$

$$B = b \cdot h = 1200 \text{ cm}^2.$$

$$B_r = (b-2) \cdot (h-2) = 1064 \text{ cm}^2$$

#### **• Calcul de la section réduite du béton**

$A$  : la section d'acier minimale comprimée prise en compte dans le calcul ;

$B_r$  : la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur tout son périmètre tel que :

$$B_r = (b-0.02) \cdot (h-0.02) \text{ m}^2$$

$$\gamma_s = 1.15 ; \gamma_b = 1.5$$

$N_u$  : est l'effort normal ultime  $N_u = 1.35G + 1.5Q$  ;

$G$  : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré .

$Q$  : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau.

$\alpha$  : Coefficient de réduction destiné à tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle.

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)} \quad \text{pour } \lambda < 50 .$$

$$\alpha = 0.6\left(\frac{\lambda}{50}\right)^2 \quad \text{pour } 50 < \lambda < 70.$$

**AS** : section d'acier minimale ;

**fc<sub>28</sub>** : contrainte de compression du béton à 28 jours (Ici en prend fc<sub>28</sub>= 25 MPa) ;

**fe**: contrainte limite élastique des aciers (Ici en prend fe =400 MPa) ;

On a le pourcentage d'armature est de 1% tel que A/ Br=1/100.

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{17.83}{35}\right)^2} = 0.80$$

$$K = \begin{cases} 1.1 & \text{si plus de la moitié des charges est appliquée à } j < 90 \text{ jours.} \\ 1.2 & \text{si plus majeur des charges est appliquée à 28 jours, on les autres cas} \end{cases}$$

On prend **K=1.1**.

si plus de la moitié des charges est appliquée à j < 90 jours, on devise α par 1.1 .

$$\alpha = \frac{0.80}{1.1} = 0.74$$

A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$A = \max ( A_{min}^{BAEL} ; A_{min}^{RPA} )$$

$$A_{min}^{BAEL} = \max = \begin{cases} \frac{0.2bh}{100} = \frac{0.2 \times 300 \times 400}{100} = 240 \text{ mm}^2 \\ 8 \frac{(b+h)}{100} = 8 \frac{(300+400)}{100} = 56 \text{ mm}^2 \end{cases}$$

$$A_{min}^{BAEL} = 0.7 \% B (\text{zone1}) = 0.007 \times (300 \times 400) = 840 \text{ mm}^2$$

<b>Nu</b> <b>(KN)</b>	<b>A<sub>min</sub><sup>BAEL</sup></b> <b>(mm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>min</sub><sup>RPA</sup></b> <b>(mm<sup>2</sup>)</b>	<b>A</b> <b>(mm<sup>2</sup>)</b>	<b>Br</b> <b>(mm<sup>2</sup>)</b>	<b>N̄</b> <b>(N)</b>	<b>Condition</b>
539.63	240	840	840	106400	999.18	Vérifiée

**Tableau III .13.:** récapitulatif pour la vérification du poteau.

**• Vérification selon le RPA**

$$N_d / BC * f_{c28} \leq 0.3$$

Nd : l'effort normal

G+Q .

Bc : section brute du poteau.

$$N_d = 620.53 + 107.64 = 728.17 \text{ KN}$$

$$728.17 \times 10^3 / 300 \times 400 \times 25 = 0.24 \leq 0.3 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

# **Chapitre IV**

## **Calcul des éléments secondaires**

## IV.1.Introduction :

Les éléments non structuraux sont les éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement.

Le calcul des éléments secondaires se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant, certains doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique (la composante verticale ou horizontale) comme ils doivent répondre aux dispositions constructives de la réglementation parasismique.

Dans le présent chapitre, on va aborder le calcul des éléments non structuraux suivants :

- ✓ L'acrotère.
- ✓ Les escaliers.
- ✓ Les balcons.

## IV.2.L'acrotère.

Il sera calculé comme une console encastrée à niveau de la plancher terrasse, travail à la flexion composée. Cet élément soumis à effort horizontal  $G$ , effort normal  $Q$  et moment de reversement  $M$  dans la section d'encastrement.

### IV.2.1.Mode de réalisation.

L'acrotère se compte comme une console encastrée à sa base au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à l'action de :

- ✓ L'effet normal dû à son poids propre  $G$  ;
- ✓ La surface horizontale due à la main courante.
- ✓

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- ✓ Largeur  $b=100\text{cm}$ .
- ✓ Hauteur  $H=60\text{cm}$ .
- ✓ Epaisseur  $e=10\text{cm}$ .

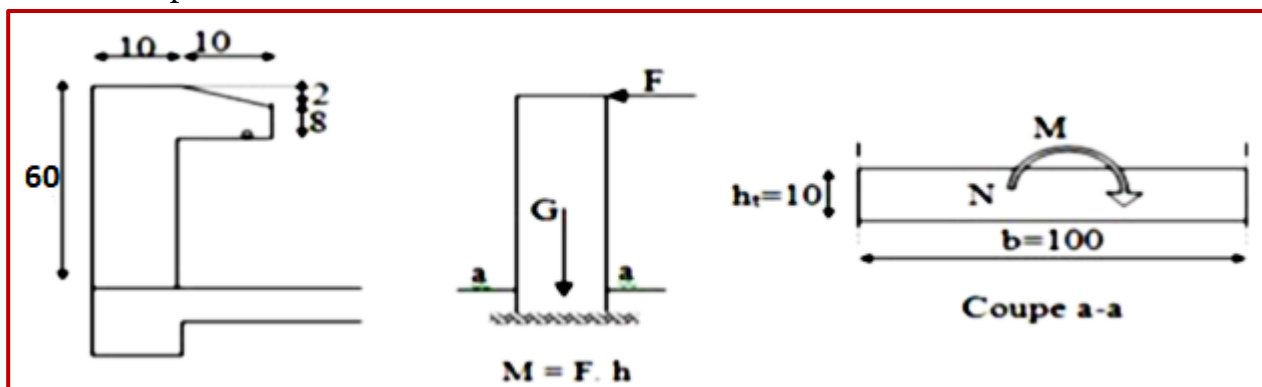


Figure IV 1: Principe et dimensions de l'acrotère.

### IV.2.2. Evaluation des charges :

L'acrotère est soumis à :

➤ **Une charge permanente (G) :**

Comme il est déjà calculé dans le chapitre III de la présente étude, sa valeur vaut :

$$G = 2.31 \text{ KN/m.}$$

➤ **Charge d'exploitation (Q) :**

Suit au rôle « garde-corps » de l'acrotère, ce dernier est soumis, selon l'article 7.7 du DTR B.C.2.2, à la charge variable suivante :

$$Q = 1 \text{ KN/m (poussée de la main courante).}$$

### L'action de la force horizontales (FP) :

D'après l'article 6.2.3 du RPA99/version 2003, les éléments secondaires sont calculés sous l'action des forces horizontales par la formule suivante :

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone ;

C<sub>p</sub> : facteur de force horizontale ;

W<sub>p</sub> : poids de l'élément.

Dans notre cas la valeur de A = 0.1 (zone sismiques I, group d'usage II), la valeur de

C<sub>p</sub> = 0.8 (tableau 6.1, du RPA99/version 2003), le poids propre de l'acrotère

$$W_p = G = 2.25 \text{ KN/m Donc : } F_p = 4ACPWP \Rightarrow FP = 4 \times 0.1 \times 0.8 \times 2.31 = 0,738 \text{ KN/ml}$$

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

### IV.2.3. Calcul des sollicitations :

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement, elle est sollicitée par l'effort normal **N** et le moment **M** dus à la charge horizontale.

$$N = G = 2.25 \text{ KN/m, } V = Q = 1 \text{ KN/m.}$$

$$\text{Donc : } M = Q \cdot H = 1 \times 0.6 \text{ KN.m}$$

✓ **Sollicitation et combinaison d'action :**

$$N_G : \text{effort de compression due au poids (G) : } N_G = G = 2.25 \text{ KN/m}$$

$$M_G : \text{moment crée par } N_G : M_G = N_G \times l = 0 \text{ (l : bras de levier = 0)}$$

$N_Q$  : le moment crée par la charge  $M_Q = Q \times L = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$

✓ **Etat limite ultime (ELU) :**

Effort normal de compression :  $N_u = 1.35N_G = 1.35 \times 2.31 = 3.12 \text{ KN}$

Moment d'encastrement :  $M_u = 1.5Q H = 1.5 \times 1.2 \times 0.8 = 0.90 \text{ KN.m}$

Effort tranchant :  $V_u = 1.5 Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$

✓ **Etat limite service (ELS) :**

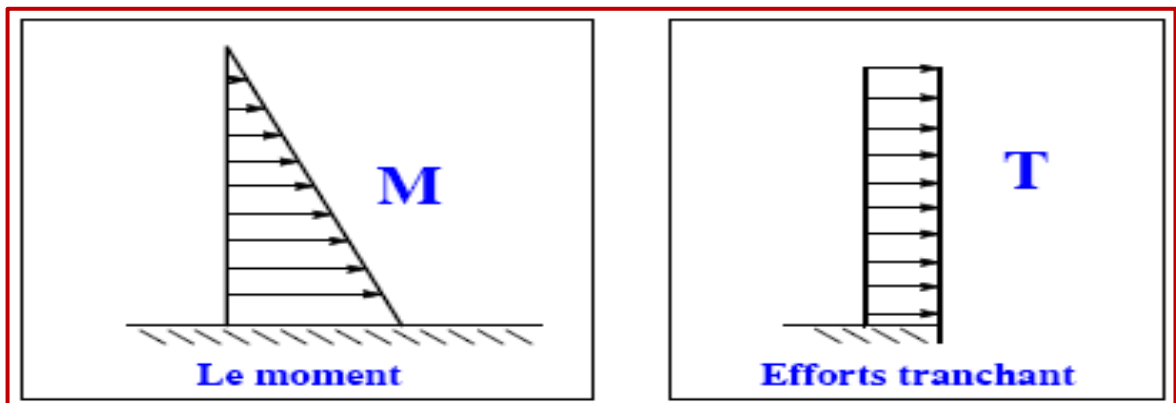
Effort normal de compression :  $N_S = G = 2.31 \text{ KN}$

Moment d'encastrement :  $M_S = Q \times H = 0.60 \text{ KN.m}$

Effort tranchant :  $V = Q = 1 \text{ KN}$

	N (KN)	M (KN.m)	V (KN)
<b>ELU</b>	3.12	0.90	1.5
<b>ELS</b>	2.31	0.60	1

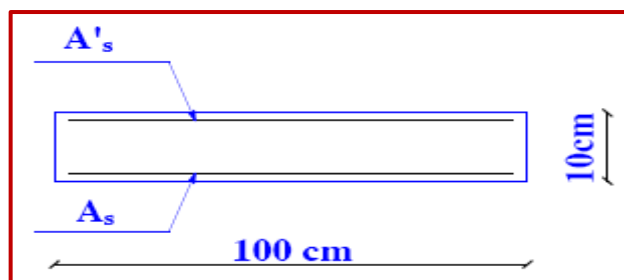
**Tableau IV .1** : Récapitulatif des combinaisons des charges



**Figure IV 2** : Schéma statique de M & T

**IV.2.4. Calcul du ferrailage :**

La section de calcul est rectangulaire de largeur  $b = 100 \text{ cm}$  et de hauteur  $h = 10 \text{ cm}$  (épaisseur). On adopte un enrobage d'armatures de type exposé aux intempéries.



**Figure IV.3** : Section de calcul de l'acrotère.

- **Détermination des armatures longitudinales.**

➤ **Ferraillage à l'ELU**

- **Calcul de l'excentricité**

$$e_u = M_u / N_u \Rightarrow e_u = 0.90 / 3.1155 \Rightarrow e_u = 0.288 \text{ m} \quad e_o = h/6 = 0.10/6 = 0.017$$

$e_u > h/6 \Rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Donc la section est partiellement comprimée et par conséquent elle sera calculée en flexion simple soumise à un moment  $M_1$  égale au moment par rapport aux armatures tendues.

- **Détermination de la section des armatures à la flexion simple.**

$$M_{ua} = N_U \times e_a$$

$$e_a = e_u \left( d + \frac{h}{2} \right) = 0.288 \left( 0.9 \times 0.1 + \frac{0.01}{2} \right) \Rightarrow e_a = 0.328 \text{ m}$$

$$M_{ua} = 3.1155 \times 0.328 \Rightarrow M_{ua} = 1.021 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_b b d^2} = \frac{1021}{12.2 \cdot 100 \cdot 9^2} = 0.0088 < \mu = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ( $A = 0$ ).

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.996$$

$$A_{U1} = \frac{1021}{348 \cdot 0.996 \cdot 9} = 0.327 \text{ cm}^2$$

- **Détermination de la section des armatures à la flexion composée**

$N$  est un effort de compression  $\Rightarrow A = A_1 - \frac{N}{100 \bar{\sigma}_s}$

$$\Rightarrow A = 0.327 - \frac{3105}{100 \cdot 348} = 0.237 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \cdot 100 \cdot 9 \cdot \frac{2.1}{400} = 1.09 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.09 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A; A_{min}) \Rightarrow A = A_U = 1.09 \text{ cm}^2$$

Alors, on prend : **A<sub>st</sub> = 4HA8 = 2.01cm /ml.**

- **Armatures de répartition**

$$A_r = A_{st} / 4 = 2.01 / 4 = 0.50 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Les Espacements**

**Armatures longitudinales**

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

$$S_t = 100 / 4 \rightarrow S_t = 25 \text{ cm.}$$

**Armatures de répartition**

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

➤ **Vérification à l'ELS.**

- **Vérification au cisaillement .**

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

$$\tau_u \leq \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa}\right) = \min\left(0.15 \frac{25}{1.5}, 4 \text{ Mpa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.017 \text{ Mpa}$$

$$0.017 \text{ Mpa} < 2.5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ CV.}$$

- **Vérification de la contrainte à compression du béton :**

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

- **Position de l'axe neutre.**

$$b y_1^2 / 2 + 15 A_{st} y_1 - 15 d A = 0$$

$$y_1 = 2.045 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie.**

$$I = b / 3 y_1^3 + n (A_{st} (d - y_1)^2).$$

$$I = 1743.49 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = (M_{ser} / I) y_1 = 0.70 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{cv}).$$

- **Contrainte maximale de traction des aciers**

$$\sigma_s = n \cdot M_{ser} (d-y) / I = 74.53 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma} = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e, \max \left[ 110 \sqrt{\eta f_{tj}}; \frac{F_e}{2} \right] \right] = 201.66 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 74.53 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.66 \text{ MPa} \dots \dots \dots (cv)$$

**IV.2.5. Récapitulatif de calcul :**

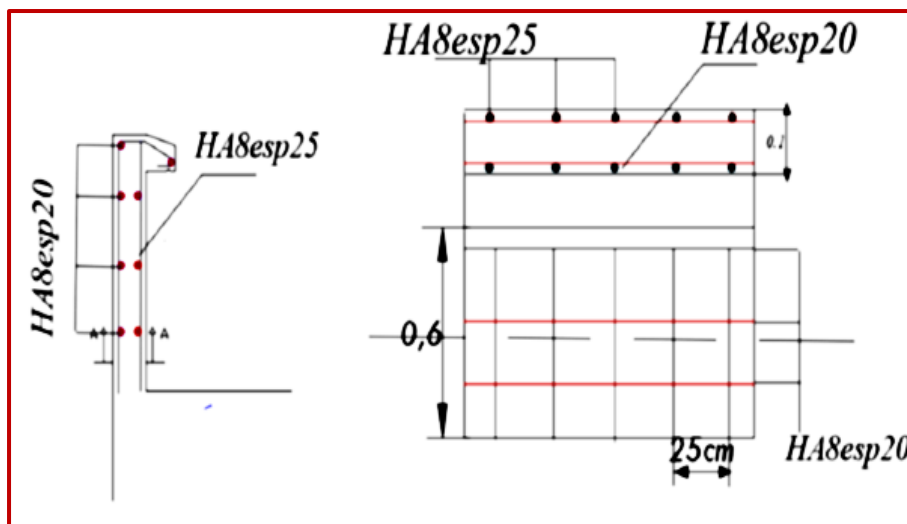
	A <sub>cal</sub> (cm )	A <sub>min</sub> (cm )	Choix	A adopté(cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)
<b>Longitudinal</b>	0.237	1.09	4HA8	2.01	25
<b>transversal</b>	0.50	1.09	4HA8	2.01	20

**Tableau IV .2 :** Récapitulatif de ferrailage d'acrotère.

$\tau_u$	$\bar{\tau}_u$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s$	$\bar{\sigma}_s$	Observation
0.017	2.5	0.70	15	74.53	201.66	cv

**Tableau IV .3 :** Récapitulatif de vérification à ELS d'acrotère.

**IV.2.6. Schémas de ferrailage**



**Figure. IV .4 :** Ferrailage d'acrotère

### IV.3. Balcon

#### IV.3.1. Définition

Le balcon est une dalle pleine encastrée dans les poutres, il est calculé comme une console, ferrillée en flexion simple.

Le balcon est soumis à une charge permanente G (poids propre), charge concentrée à l'extrémité libre P (poids propre des murs), et une charge d'exploitation Q.

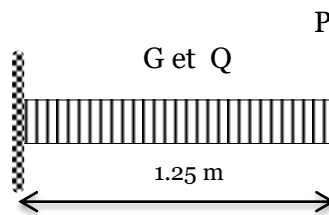


Figure IV.5 : schéma statique.

#### IV.3.2. Evaluation des charges.

- ✓ G : Poids propre de la console.
- ✓ Q : Surcharge d'exploitation.
- ✓ P : charge concentrée due au poids des murs extérieurs et l'acrotère.

$$G = \dots\dots\dots 5.05 \text{ KN/m}^2.$$

$$P = \dots\dots\dots G_{\text{m ex}} \times h_L = 2.84 \times \left(\frac{3.06 - 0.35}{2}\right) = 2.85 \text{ KN}.$$

$$Q = \dots\dots\dots 3.5 \text{ KN/m}^2.$$

#### IV.3.3. Combinaison des charges.

- ELU

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35(5.05) + 1.5(3.5) = 12.067 \text{ KN/ml}$$

$$p_u = 1.35p = 1.35 \times 2.85 = 3.85 \text{ KN/ml}$$

- ELS

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 5.05 + 3.5 = 8.55 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = 3.85 \text{ KN/ml}$$

**IV.3.4.Détermination des sollicitations**

$$M_u = q_u l^2 / 2 + p_u l$$

$$M_u = [12.067 \times (1.25)^2 / 2] + [2.85 \times 1.25] = 18.240 \text{ KN.ml}$$

$$M_{ser} = [q_s l^2 / 2] + P_s l = 8.55 \times (1.25)^2 / 2 + 2.85 \times 1.25 = 4.344 \text{ KN.ml}$$

$$V_u = q_u l + p_u = 12.067 \times 1.25 + 3.85 = 18.934 \text{ KN.}$$

$q_u$ (KN/ml)	$q_s$ (KN/ml)	$P_u$ (KN/ml)	$P_s$ (KN/ml)	$M_u$ ( KN.ml)	$M_{ser}$ (KN.ml)	$V_u$ (KN)
12.067	8.55	3.85	2.85	9.427	4.343	18.934

**Tableau IV : Chargement et sollicitations sur le balcon**

**IV.3.5.Calcul du ferrailage :**

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur et la fissuration considérée comme préjudiciable.

On a :  $f_{c2} = 25\text{MPa}$  ;  $f_{bu} = 14.20\text{MPa}$  ;  $f_{t28} = 2.1\text{MPa}$  ;  $\sigma_s = 34\text{MPa}$  ;  $f_e = 400\text{MPa}$

$b = 100 \text{ cm}$  ;  $h = 15\text{cm}$  ;  $d = 0.9 \times h = 13.5\text{cm}$ .

✓ **Calcul à l'ELU:**

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9427}{100 \cdot 13.5^2 \cdot 14.20} = 0.036 ; \quad \mu < \mu_1 \Rightarrow \text{Section sans armatures comprimées.}$$

$$A'_s = 0.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.090 ; \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.964.$$

$$A_{su} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{9427}{0.964 \times 13.5 \times 348} = 2.082 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ **Condition de non fragilité :** d'après le BAEL91 Article (B.7.4)

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{c28} b \cdot d}{f_e} = 1.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on adopte :  $A_s = \max ( A_{su} ; A_{min} ) \Rightarrow A_s = A_{su} = 2.082 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Le choix des barres est : **5HA10 = 3.93 cm /ml.**

✓ **Espacement des armatures :**

$$s_t = \frac{b}{4} = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

✓ **Armatures de répartition:**

$$A_{rép} = \frac{A_{adop}}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.9825 cm^2$$

Le choix des barres est : **4HA8 = 2.01 cm.**

$$s_t = \frac{b}{4} = 25 cm < \min(3h ; 33 cm) = 33 cm \dots\dots\dots C.V$$

$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$A_s(cm)$	$A_{min}(cm)$	$A_{adp}(cm)$	$S_t(cm)$	$A_{rép}(cm)$	$S_t(cm)$
0.036	0.090	0.964	2.082	1.63	5HA10=3.93	20	4HA8=2.01	25

**TableauIV.5 :** Ferrailage du balcon.

✓ **Vérification au cisaillement:** selon le BAEL91 Article (A.5.1.1).

On doit vérifier que.  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  tel que :  $\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{18.934 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.14 \text{ Mpa.}$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 2.5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots(\text{Fissuration préjudiciable})$$

Donc on a  $\tau_u = 0.14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.on prend donc que des armatures de montage.

✓ **Vérification à L'ELS :**

Contrainte limite de compression du béton est :

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

Contrainte limite de traction de l'acier en fissuration préjudiciable est :

$$\bar{\sigma}_{bc} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; \max\left(\frac{f_e}{2} ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}\right)\right) = 201.63 \text{ Mpa.}$$

**IV.3.6.Calcul des contraintes  $\sigma_{bc}$  et  $\sigma_s$  :**

Positon de l'axe neutre  $y_1$ : ( $A'=0$ ).

$$\Rightarrow by^2 + 30 Ay - 30dy = 0$$

$$\Rightarrow 100y^2 + 30 x$$

- Calcul de la position de l'axe neutre :  $by^2 + 30A_s y - 30dA_s = 0$

$$100y^2 + 30 \times 3.93y - 30 \times 9 \times 3.93 = 0 \Rightarrow 100y^2 + 117.9y - 1061.1 = 0$$

$$\Delta = 43834041 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 662.07$$

La solution est :  $y = 2.72\text{cm}$

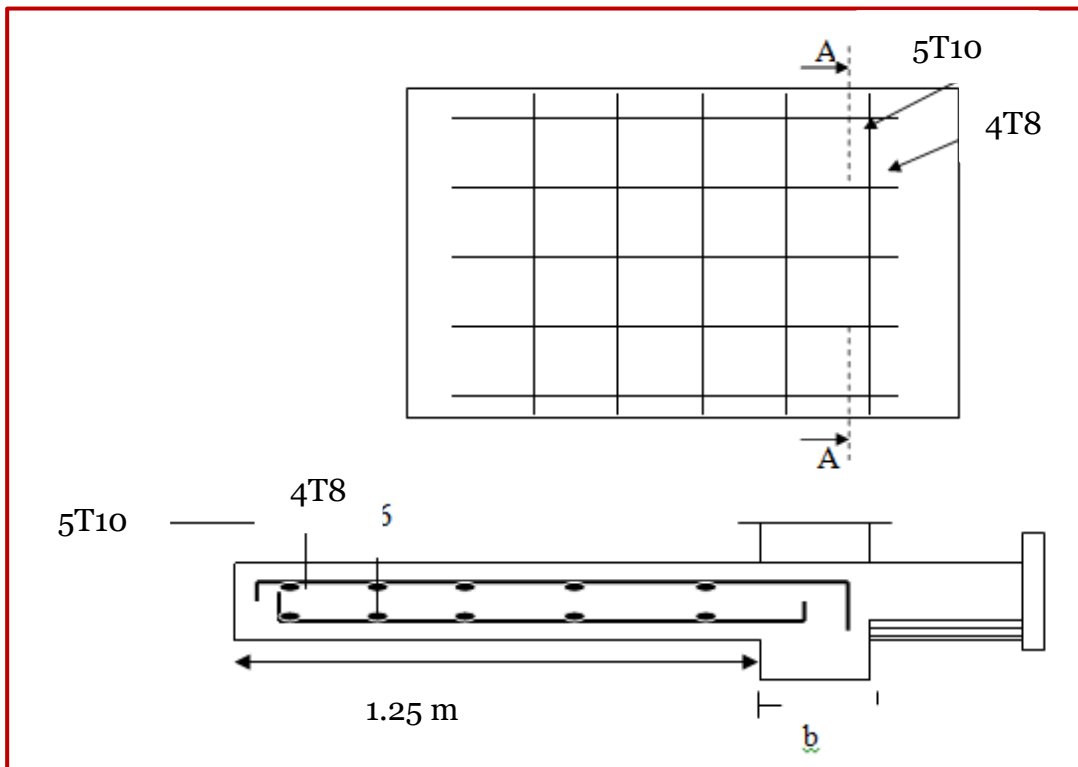
$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{100 \times 2.72^3}{3} + 15 \times 3.93(9 - 2.72)^2 = 2995.68\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4.344 \times 2.72 \times 10^3}{2995.68} = 6.28\text{Mpa} < \bar{\sigma}_b = 12\text{Mpa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{4.344 \times 10^3}{2995.68} (9 - 2.72) = 136.598\text{Mpa} < \bar{\sigma}_s = 250\text{Mpa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

**IV.3.7.Schéma du ferrailage :**



**Figure IV.6 : Ferrailage du balcon**

### IV 4 L'escalier :

L'escalier est une suite régulière de plans horizontaux permettant dépasser d'un niveau à un autre d'une construction, on appelle marche la partie horizontale des gradins constituant l'escalier et contre marche la partie verticale de ces gradins.

Le calcul se fait sur une section rectangulaire (paillasse).

✓ **Les dimensions de la section**

- h = 15 cm.
- b = 100 cm.
- d = 13.5 cm.

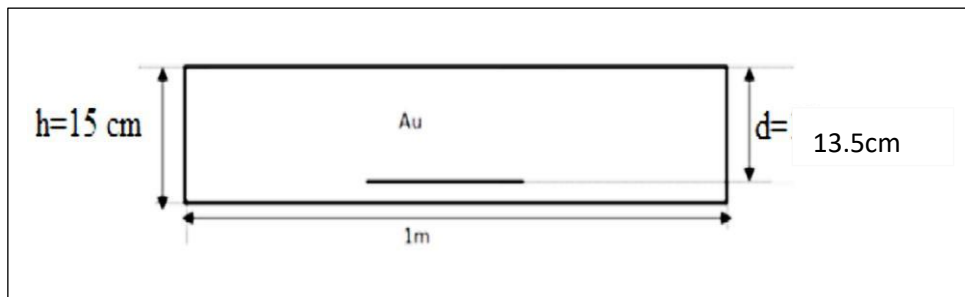
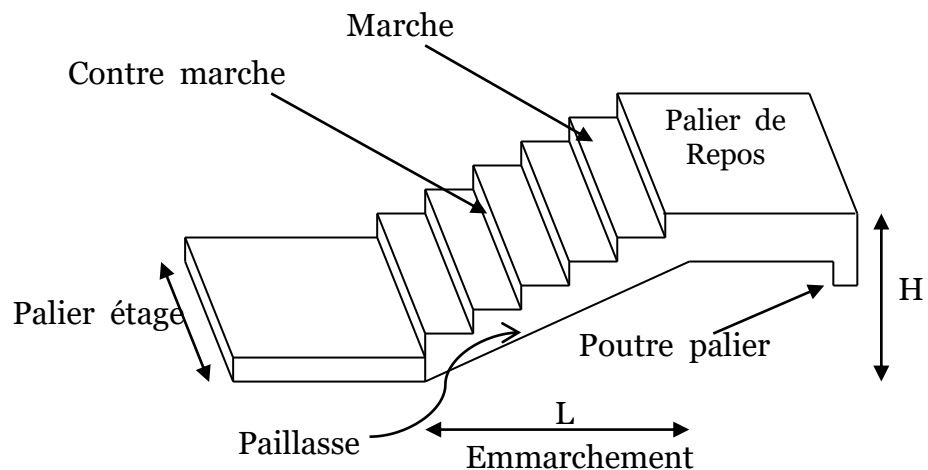


Figure IV.7 : position des armatures structurales du palier.

#### IV.4.1.Calcul des sollicitations

			ELU	ELS
Type	G (KN/M <sup>2</sup> )	Q (KN/M <sup>2</sup> )	qu=1.35G+1.5Q	qser=G+Q
volée	7.6	2.5	14.01	10.1
Palier	4.95	2.5	10.43	7.45

Tableau IV.6 : Chargement sur l'escalier

✓ La charge équivalente :

$$q_{\text{éq}} = \frac{q_1 \times L_1 + q_2 \times L_2}{L_1 + L_2}$$

Avec :

$q_1$  : la charge du paillasse.

$q_2$  : la charge du palier.

✓ Etat limite ultime (ELU) :

$$q_{\text{éq}} = \frac{q_1 \times L_1 + q_2 \times L_2}{L_1 + L_2}$$

$$q_{\text{éq}} = \frac{14.01 \times 2.40 + 10.43 \times 1.30}{2.40 + 1.30} = 12.75 \text{ KN/m}$$

✓ Etat limite service (ELS) :

$$- q_{\text{éq}} = \frac{q_1 \times L_1 + q_2 \times L_2}{L_1 + L_2}$$

$$- q_{\text{éq}} = \frac{10.1 \times 2.40 + 7.45 \times 1.30}{2.40 + 1.30} = 9.17 \text{ KN/m}$$

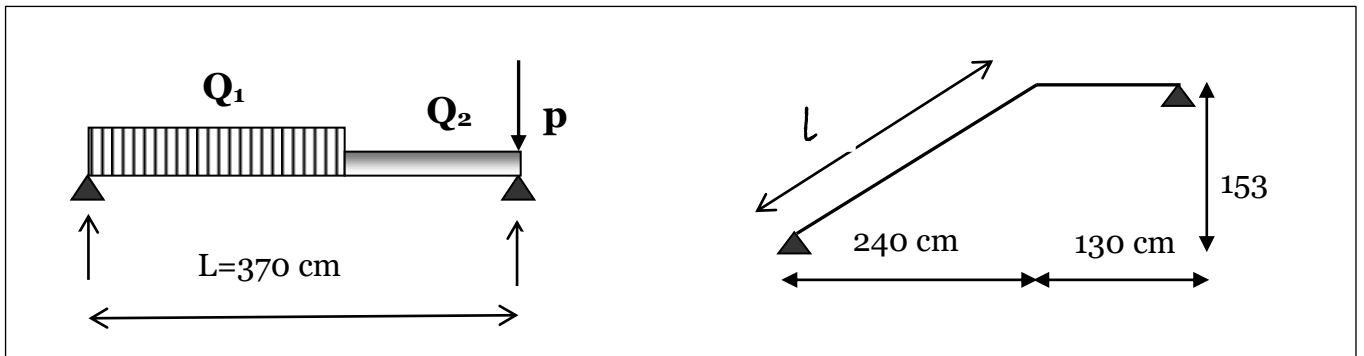


Figure IV.8: Schéma statique et chargement des escaliers.

#### IV.4.2. Calcul des moments fléchissants et efforts tranchants :

On prend une bande de 1 mètre linéaire.

Le moment isostatique :  $M_0 = \frac{q_{\text{éq}} \cdot L^2}{8}$

Moment en travée :  $M_t = 0.85 M_0$

Moment sur appuis :  $M_a = 0.5 M_0$

L'effort tranchant :  $V = \frac{q_{\text{éq}} \cdot L}{2}$

Les efforts internes de l'escalier sont donnés par le tableau :

	$M_o$ (KN/m)	$M_t$ (KN/m)	$M_a$ (KN/m)	$V$ (KN/m)
<b>ELU</b>	21.82	18.547	10.91	23.587
<b>ELS</b>	15.69	13.336	7.845	16.964

**Tableau IV.7** : Moments des escaliers aux états limites.

**IV.4.3.Ferraillage des escaliers.**

➤ **Ferraillage en travée :**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 ml.

Les données sont :

$$\begin{aligned}
 f_{c28} &= 25\text{MPa} & f_e &= 400\text{MPa} \\
 f_{bu} &= 14.20\text{ MPa} & b &= 100\text{cm} \\
 f_{tj} &= 2.1\text{MPa} & h &= 15\text{cm} \\
 \sigma_s &= 348\text{MPa} & d &= 0.9h \\
 & & h-d &= 13.5\text{cm}.
 \end{aligned}$$

✓ **Calcul à l'ELU**

$$\mu = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{18.457 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14.2} = 0,071 \Rightarrow \mu < \mu_{limite} = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

⇒Section sans armatures comprimées  $A'_s = 0$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,071}) \Rightarrow \alpha = 0,1578$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.937$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{18.547 \times 10^3}{0,937 \times 13.5 \times 348} = 4.21\text{cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité :** d'après le BAEL91 Article (B.7.4)

$$A_{\min} = \left\{ 0,23 \cdot \frac{F_{t28} b \cdot d}{f_e} \right\} \Rightarrow A_{\min} = 1.63\text{cm}^2$$

Donc :  $A_{st} = 4.21\text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.63\text{ cm}^2$  .....Condition vérifiée.

On va adopter en travée **5HA12** de la section  $A_{adp} = 5.65\text{ cm}^2$ .

✓ **Calcul de l'espacement :**

$$S_t = \frac{b}{5} = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_{\text{rép}} = \frac{A_{\text{adop}}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 \quad \text{On va adopter: } \mathbf{4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2}.$$

Avec un espacement :  $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}.$

➤ **Ferraillage sur appuis :**

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

<b>M<sub>au</sub></b>	<b>μ</b>	<b>α</b>	<b>A'<sub>s</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>β</b>	<b>A'<sub>sa</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A'<sub>adop</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>
10.91	0.046	0.058	0	0.976	2.62	4HA10 = 3.14	25

**Tableau IV.8 :** Ferraillage sur appuis à L'ELU (escalier)

$$A_{\text{min}} = \left\{ 0,23 \cdot \frac{F_{t28} b \cdot d}{f_e} \right\} \Rightarrow A_{\text{min}} = 1.63 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_s = 2.62 > A_{\text{min}} = 1.63 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_{\text{rép}} = \frac{A_{\text{adop}}}{4} = 0.785 \text{ cm}^2 \quad \text{On va adopter: } \mathbf{4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2}.$$

Avec un espacement :  $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}.$

**IV.4.4. Vérification des contraintes de cisaillement (ELU) :**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}$

On a :  $V_{u\text{max}} = 23.587 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_{u\text{max}}}{b \cdot d} = \frac{23.587 \times 1000}{100 \times 135} = 1.75 \text{ MPa}$$

Et :  $\bar{\tau} = \min \left[ \frac{0,2 \cdot f_{t28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(la fissuration non préjudiciable).}$

D'où alors :  $\tau_u = 1.75 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires pour ce cas.

IV.4.5.Schéma du ferrailage :

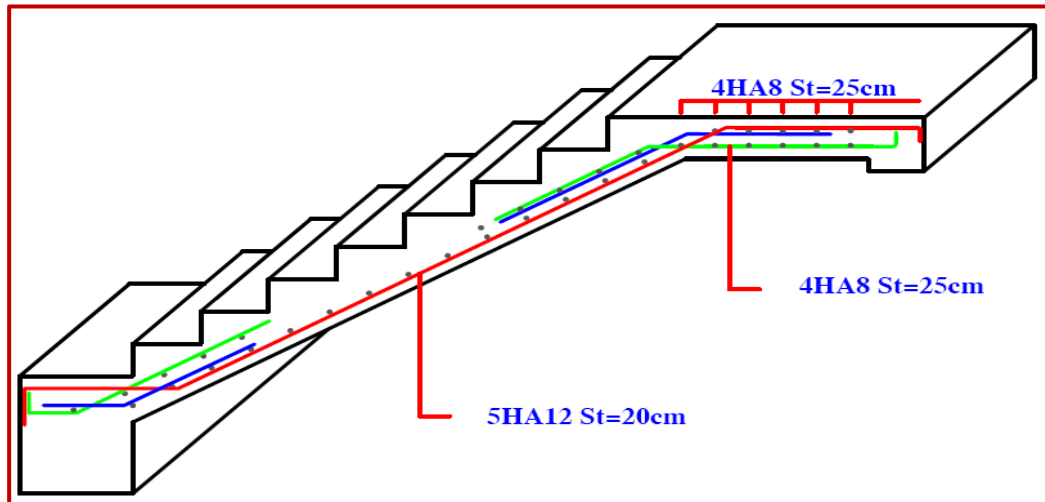


Figure IV .9: Schéma de ferrailage des escaliers.

IV.4.6.Calcul de la poutre palière :

La poutre palière :

C'est une poutre partiellement encastrée à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion.

Ces sollicitations sont dues à son poids propre plus le poids du mur et à l'action du palier.

La poutre palière sert d'encastrement au palier, prévue pour être un support d'escalier elle est normalement noyée dans l'épaisseur du palier.

IV.4.6.1.Pré-dimensionnement :

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le CBA93 et vérifié en considérant l'RAP 99/V 2003.

– La hauteur 'h' de la poutre palière doit être.

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ cm} \\ \frac{280}{15} \leq h \leq \frac{280}{10} \end{cases}$$

18.66 ≤ h ≤ 28cm, on prend : **h = 30 cm**

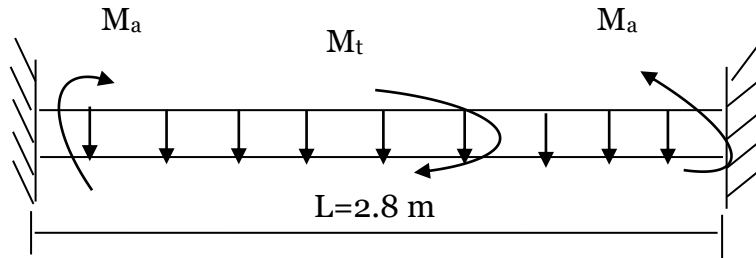
– La largeur b de la poutre palière doit être

$$\begin{cases} 0.3h \leq b \leq 0.5h \\ 9 \leq b \leq 15, \text{ on prend : } \mathbf{b = 30 \text{ cm}} \end{cases}$$

Selon le RPA99/ V2003

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 : \text{vérifier, } h = 30 \dots\dots\dots \text{CV.} \\ b \geq 20 : \text{vérifier, } b = 30 \dots\dots\dots \text{CV.} \\ h/b = 30/30 = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{CV.} \end{array} \right.$$

La section de la poutre palière sera donc de (30 \*30) cm<sup>2</sup>



**Figure IV.10** :Schéma statique de la poutre palière.

**IV.4.6.2.Evaluation des charges**

- **Charge permanente(G) :**

Poids propre de la poutre :  $0.30 * 0.30 * 25 = 2.25 \text{ KN/ml}$

Poids du mur :  $2.84 * ( 3.06 - 1.53 - 0.40 ) = 3.21 \text{ KN/ml.}$

**G= 5.46 KN/m<sup>2</sup>**

- **Charge d’exploitation (Q) :**

Charge d’exploitation : **Q= 2.5KN/ m<sup>2</sup> .**

- **La réaction du palier due à l’escalier (R) :**

Les réactions du palier sur la poutre :  $R = q_{\text{éq}} L/2$

$R_u = 10.92 * 2.80 / 2 = 15.55 \text{ KN/m}$

$R_s = 7.96 * 2.80 / 2 = 11.14 \text{ KN/m}$

**IV.4.6.3.Combinaison des charges :**

E.L.U :  $q_u = 1.35G + 1.5Q + R = 26.67 \text{ KN/m}$

E.L.S :  $q_{\text{ser}} = G+Q+R = 19.10 \text{ KN/m}$

**IV.4.6.4.Calcul des efforts internes :**

Le moment fléchissant :  $M_0 = M_x = \frac{q \times l^2}{8}$

Effort tranchant  $V = V_x = \frac{q \times L}{2}$

Moment en travée :  $M_t = 0.85 M_0$

Moment sur appuis :  $M_a = 0.3 M_0$

**Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :**

	$M_o$ (KN/m)	$M_t$ (KN/m)	$M_a$ (KN/m)	$V$ (KN/m)
<b>ELU</b>	26.14	22.21	7.84	37.34
<b>ELS</b>	18.72	15.91	5.62	26.74

Tableau IV.9 : Moments et effort tranchants (P. Palière)

**IV.4.6.5.Ferraillage sous sollicitations de la flexion simple :**

La fissuration est considérée comme non préjudiciable, le ferraillage de la poutre palière est fait en flexion simple à l'ELU. Sachant que :

$$\begin{aligned}
 f_{c28} &= 25\text{MPa} & f_e &= 400\text{MPa} \\
 f_{bu} &= 14.20 \text{ MPa} & b &= 30\text{cm} \\
 f_{tj} &= 2.1\text{MPa} & h &= 30\text{cm} \\
 \sigma_s &= 348\text{MPa} & d &= 0.9h \\
 & & h-d &= 27 \text{ cm.}
 \end{aligned}$$

➤ **Ferraillage en travée :**

$$\mu = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{22.21 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0,021 \Rightarrow \mu < \mu_{limite} = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,021}) \Rightarrow \alpha = 0,1578$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.937$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{22.21 \times 10^3}{0,937 \times 27 \times 348} = 2.21\text{cm}^2$$

On adopte **3HA12** avec  $A_{adp} = 3.39\text{cm}^2$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq A_{min} = 0,23 \cdot \frac{F_{r28} \cdot b \cdot d}{f_e} \quad (\text{BAEL.91. Article (B.7.4)})$$

Donc :

$$A_{st} = 2.21 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.14\text{cm}^2 \quad (\text{BAEL.91}) \quad \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

➤ **Ferraillage sur appui :**

$$\mu = \frac{M_{au}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0,065 \Rightarrow \mu < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{Section sans armatures comprimées } A's = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,021}) \Rightarrow \alpha = 0,084$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.937$$

$$A_{sa} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{5.62 \times 10^3}{0,937 \times 27 \times 348} = 0.781 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \left\{ 0,23 \cdot \frac{F_{t28} b \cdot d}{f_e} \right\} \Rightarrow A_{\min} = 0.61 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_{sa} = 0.781 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.61 \text{ cm}^2 \quad (\text{BAEL.91}) \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

On adopte **3HA12** avec  $A_{adp} = 3.39 \text{ cm}^2$ .

**IV.4.6.6. Calcul des armatures transversales :**

D'après le RPA/99 version 2003, la quantité d'armatures transversales minimales est donnée par l'expression suivante :  $A_t = 0.003 S_t \cdot b$ .

$$\text{Avec } S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12 \varnothing\right) = \left(\frac{30}{4}; 1.2 \times 12\right) = 7.5 \text{ cm}$$

$$A_t = 0.003 \times 7.5 \times 30 = 0.675 \text{ cm}^2, \text{ dans la zone nodale on adopte } \mathbf{2HA8 = 1 \text{ cm}^2}.$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow 15 \text{ cm} \quad \text{dans la zone courante}$$

$$A_t = 0.003 \times 15 \times 30 = \mathbf{1.35 \text{ cm}^2} \quad \text{donc on adopte } \mathbf{4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2}$$

**IV.4.6.7. Vérification au cisaillement(ELU) :**

Il faut vérifier que :  $\tau \leq \bar{\tau}$

Sachent que la contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min [0,2 \cdot f_{28}; 5 \text{ Mpa}] = 3.33 \text{ Mpa}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{37.338 \times 1000}{100 \times 270} = 1.38 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}.$$

**IV.4.6.8.Vérification à l'état limite de service(ELS) :**

Aucun vérification à l'ELS si  $\alpha \leq \alpha_1 = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

- **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{t\ ser}} = \frac{2221}{1591} = 1.396 \quad ; \quad \alpha = 0.022 < \alpha_1 = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.392$$

Fissuration non préjudiciable, Donc aucune vérification à l'ELS à effectuer

- **Sur appui :**

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{a\ ser}} = \frac{784}{562} = 1.395 \quad ; \quad \alpha = 0.022 < \alpha_1 = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.392$$

Donc aucune vérification à l'ELS à effectuer.

**IV.4.6.9.Vérification de la flèche : BAEL91 Article (B.6.5,1)**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{280} = 0.107 > \frac{1}{16} = 0.0625$  .....condition vérifiée
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{30}{280} = 0.107 > \frac{M_t}{10M_0} = 0.0849$  .....condition vérifiée
- $\frac{A_{adop}}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{30 \times 27} = 0.0042 > \frac{4.2}{400} = 0.0105$  .....condition vérifiée

**IV.4.6.10.Ferrailage sous sollicitations de la torsion :**

- **Calcul de la contrainte tangentielle de la torsion :**

Selon l'article (A.5.4.2) des règles BAEL91, l'contrainte de cisaillement dû à la torsion pour une section pleine se calcule comme suit :

$$\tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2\Omega e} \quad (\text{Formule de Rausch})$$

Avec :  $M_{tor}$  :le moment de torsion dont il est égal à:

$$M_{tor} = M_{au} \text{ (escalier) } = \mathbf{10.91 \text{ KN.m}}$$

**e** : Epaisseur de la paroi en point ou on l'on calcule.

$$e = \frac{b}{6} = 5 \text{ cm}$$

**Ω** : L'aire du contour tracé à mi- épaisseur de la paroi (aire hachuré sur les côté).

$$\Omega = (h-e)(b-e) = (25 * 25) = 625 \text{ cm}^2, \text{ donc } \tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2\Omega e} = \frac{10.91 \times 10^3}{2 \times 625 \times 5} = 1.7456 \text{ Mpa}$$

- **Vérification des contraintes tangentielles:**

L'article A.5.4.3 des règles BAEL 91 recommande de faire la vérification suivante :

$$\sqrt{\tau_u^2 + \tau_{tor}^2} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \quad (\text{Section plein}).$$

Donc :  $\sqrt{\tau_u^2 + \tau_{tor}^2} = \sqrt{1.38^2 + 1.7456^2} = 2.23 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$  .condition vérifiée.

- **Détermination des armatures de torsion**

- **Les armatures longitudinales :**

Suivant la règle des coutures décrit par l'article A.5.3.1 des règles BAEL91 on a :

$$A_L = \frac{\mu \cdot M_{tor}}{2 \cdot \Omega \cdot \sigma_s} \text{ avec } \mu : \text{Le périmètre de l'aire et qui se calcul comme suit :}$$

$$\mu = 2[(b-e)+(h-e)] = 100 \text{ cm} \text{ donc } A_L = \frac{\mu \cdot M_{tor}}{2 \cdot \Omega \cdot \sigma_s} = \frac{100 \times 10.91}{2 \times 625 \times 348} = 2.5 \text{ cm}^2$$

- **Les armatures transversales :**

Selon la même règle on a :  $A_T = \frac{s_t \cdot M_{tor}}{2 \cdot \Omega \cdot \sigma_s}$  On prend un espacement de  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

$$\text{donc: } A_T = \frac{s_t \cdot M_{tor}}{2 \cdot \Omega \cdot \sigma_s} = \frac{15 \times 10.91 \times 10^3}{2 \times 625 \times 348} = 0.38 \text{ cm}^2.$$

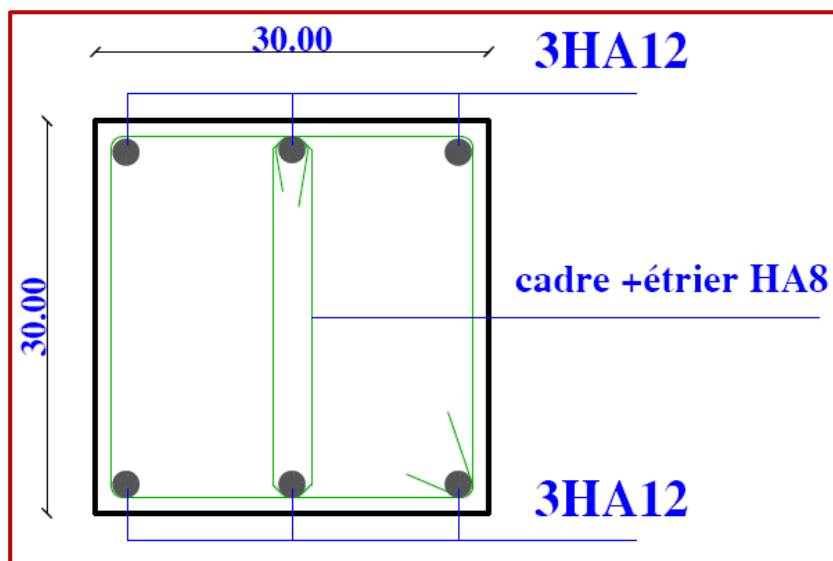
- **Pourcentage minimale des armatures (BAEL91)**

$$\frac{\sum A_L \times f_e}{e \times \mu} \geq 0.4 \text{ Mpa} \Rightarrow \frac{2.5 \times 400}{5 \times 100} = 2 > 0.4 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_T \times f_e}{b \times s_t} \geq 0.4 \text{ Mpa} \Rightarrow \frac{0.38 \times 400}{30 \times 15} = 0.34 > 0.4 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**IV.6.4.11. Schéma de ferrailage de la poutre palière :**

Le schéma de ferrailage est détaillé dans la figure suivante :



**Figure IV .10:** ferrailage de la poutre palière

## IV.5. Etude du plancher :

### IV.5.1.Introduction :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique, la structure étudiée comporte des plancher à **corps creux**... Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelles), et par des éléments de remplissage (hourdis), avec une dalle de compression.

### IV.5.2. Les méthodes de calcul :

Plusieurs méthodes peuvent être utilisé dans le calcul des plancher, nous citerons comme exemple les suivantes méthodes forfaitaire et méthode Caquot.

### IV.5.3.Méthode Caquot

#### a. Domaine d'application de la méthode Caquot : DTU BAEL 91. artc B.6.2, 220

Elle est applicable généralement pour les planchers à surcharge élevées  $Q > (2G; 5KN/m^2)$ . Mais la méthode de Caquot minoré s'appliquer aux poutres continues et aux planchers à surcharge modérées si l'une des conditions 2,3 ou 4 de la n'est pas vérifier. Dans ce cas les moments sur appuis sont calculés de la même manière que la méthode de Caquot, en remplaçant la charge permanente G par G' tel que :  $G' = 2G/3$ .

#### b. Principe de la méthode Caquot

##### ✓ Calcul des moments :

##### ➔ Sur appuis: DTU BAEL 91. Artc E.2.2, 1

On détache, de chaque côté. Des appuis, des travées fictives de longueurs  $L'_w$  à gauche et  $L'_e$  à droite égales à la portée libre  $l$  de la travée si elle est simplement posée sur l'autre appui et à  $0,8l$  si elle est continue au-delà de l'autre appui.

$$M_a = p_w L_w / 3 + P_e L_e / 8.5 (L_w + L_e)$$

Avec :

$P_w$ ;  $P_e$  : Charge à gauche et à droite de la travée respectivement.

##### ➔ Sur travées :

Le moment est maximal pour  $x = x_0 = 1/2 + (M_w - M_e / ql)$   $M_t = M_0 - (M_w + M_e / 2) + (M_w - M_e) / 2$ .

✓ Les efforts tranchants :

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

$$V_e = V_w + q \cdot L$$

➔  $V_w$  = l'effort tranchant à droite de la travée.

➔  $V_e$  = l'effort tranchant à gauche de la travée.

**IV.5.4. Méthode forfaitaire :**

**a. Domaine d'application de la méthode forfaitaire :** DTU BAEL 91 artc B.6.2, 210

Pour déterminer les moments en appui et en travée, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées:

- Plancher a surcharges modérées ( $Q \leq \min (2G ,5kn/m^2)$ ) ;
- Le moment d'inertie est constant sur toutes les travées ;
- Le rapport entre deux travées successives est compris entre :  $0,8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1,25$  .
- Fissuration peut nuisible.

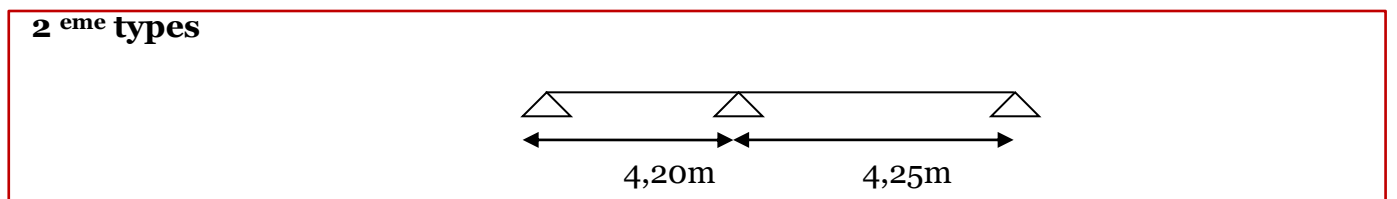
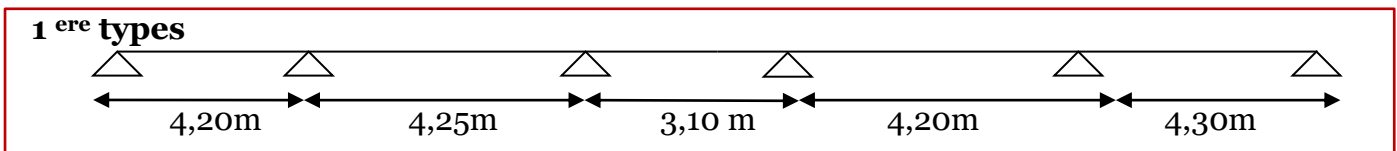
**NB :** La méthode forfaitaire est non applicable cause de la 3<sup>eme</sup> condition et **( N.V) pour notre cas**

	G (KN. m <sup>2</sup> )	Q (KN. m <sup>2</sup> )	$qu=0.65$ $(1.35G+1.5Q)$	$qs=0.65 (G+Q)$
<b>Plancher Terrasse</b>	6.18	1	6.39	4.66
<b>Etage Courant</b>	5.10	1.5	5.93	4.29

**Tableau IV.10 :** Chargement sur les planchers.

**IV.5.5. Les types des poutrelles :**

**Les types des poutrelles (terrasse et étages courants:).**



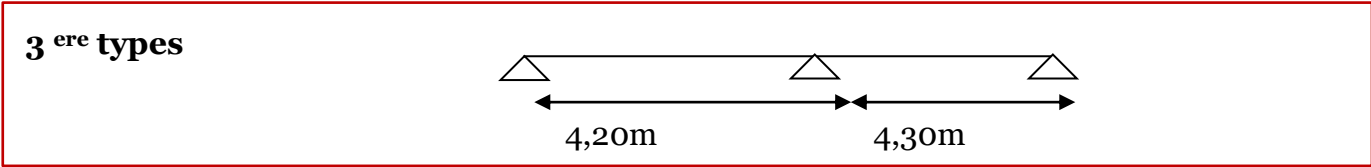


Figure IV.13 : Les types des poutrelles (terrasse et étages courants).

**iv.5.6. Calcul des poutrelles du plancher à corps creux**

✓ **Introduction**

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

✓ **Calcul des poutrelles**

Le ferrailage des poutrelles se fera en deux étapes :

**1<sup>ère</sup> étape** : avant le coulage de la table de compression.

**2<sup>ème</sup> étape** : après le coulage de la dalle de compression.

➤ **1<sup>ère</sup> étape**

La poutrelle est soumise à son poids propre et au poids du corps creux, ainsi qu'à la charge d'exploitation due aux personelles sur chantier.

Cette étape correspond à l'avant coulage du béton. La poutrelle se calcule comme une poutre travaillant iso-statiquement. (On utilise des poutres coulées sur chantier).

Poids propre de poutrelle :  $(0.10 \times 0.16 + 0.04 \times 0.65) \times 25 = 0.91 \text{ Kn/ml}$ .

Poids propre du corps creux  $16+4 : 0.65 \times 6.18 = 4.02 \text{ Kn/ml}$ .

Terrasse  $\begin{cases} G = 4.02 - 0.91 = \mathbf{3.11 \text{ Kn/ml}} \\ Q = 1.00 \times 0.65 = \mathbf{0.65 \text{ Kn/ml}} \end{cases}$

Etages courants  $\begin{cases} G = 5.10 \times 0.65 = \mathbf{3.32 \text{ Kn/ml}} \\ Q = 1.50 \times 0.65 = \mathbf{0.98 \text{ Kn/ml}} \end{cases}$

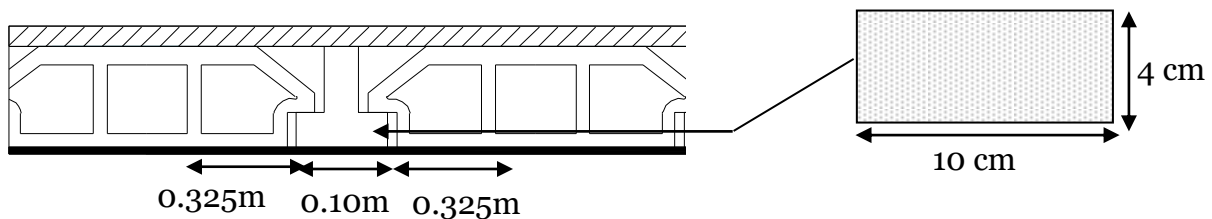


Figure IV.13: Schéma statique des poutrelles et des corps creux.

**IV.5.7. Combinaisons**

➤ **A I'ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.32 + 1.5 \times 0.98 = 5.952 \text{ Kn/ml}$$

➤ **A I'ELS :**

$$q_{ser} = G + Q = 3.32 + 0.98 = 4.30 \text{ kn/ml}$$

L'exploitation du moment maximum dans une telle poutre isostatique, le moment est donné par :

$$M_{max} = \frac{PL^2}{8} \quad (\text{Dans notre cas } L_{max} = 4.30\text{m})$$

$$\text{D'ou: à l'E.L.U: } M_{u_{max}} = \frac{q_u L^2}{8} \Rightarrow M_u = 13.76 \text{ Kn.m}$$

$$\text{à l'E.L.S : } M_{s_{max}} = \frac{q_{ser} L^2}{8} \Rightarrow M_s = 9.94 \text{ Kn.m}$$

L'effort tranchant maximum est donné par :

$$T_u = \frac{q_u L}{2} \Rightarrow T_u = 12.797 \text{ Kn.m}$$

$$T_{s_{max}} = \frac{q_{ser} L}{2} \Rightarrow T_s = 9.245 \text{ Kn.m}$$

Les poutrelles ne sont pas exposées aux intempéries, le calcul se fera à l'E.L.U car la fissuration est jugée peu nuisible.

**IV.5.8. Ferrailage :**

Ces éléments de constructions travaillent souvent à la flexion simple pour laquelle on fera le calcul

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{13.76}{0.10 \times (0.9 \times 0.04)^2 \times 14.2} \times 10^{-3} \Rightarrow \mu = 7.48$$

$\mu > \mu_c = 0.303$ , d'où les armatures comprimées sont nécessaire afin d'équilibrer le moment M, mais on est limitée par la section du béton ( $10 \times 4 \text{ cm}^2$ ).

	<b>G (KN. m<sup>2</sup>)</b>	<b>Q (KN. m<sup>2</sup>)</b>	<b>qu=0.65 (1.35G+1.5Q)</b>	<b>qs=0.65 (G+Q)</b>
<b>Plancher Terrasse</b>	6.18	1	6.39	4.66
<b>Etage Courant</b>	5.10	1.5	5.93	4.29

**Tableau IV.10 : Chargement sur les planchers**

Notre poutrelle sera sollicitée par une charge uniformément répartie :

$$Q_u = 5.95 \text{ KN /ml.}$$

$$Q_s = 4.30 \text{ KN /ml.}$$

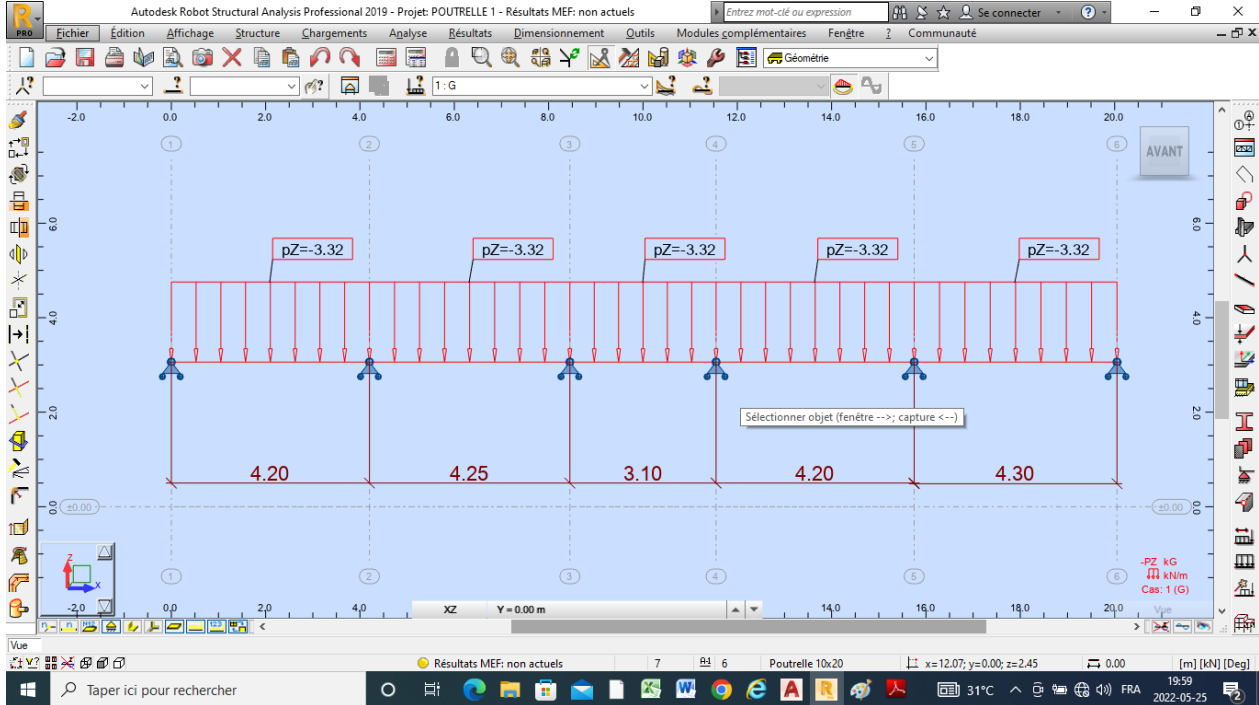


Figure IV.13: Schéma statique de la distribution de la charge permanente G

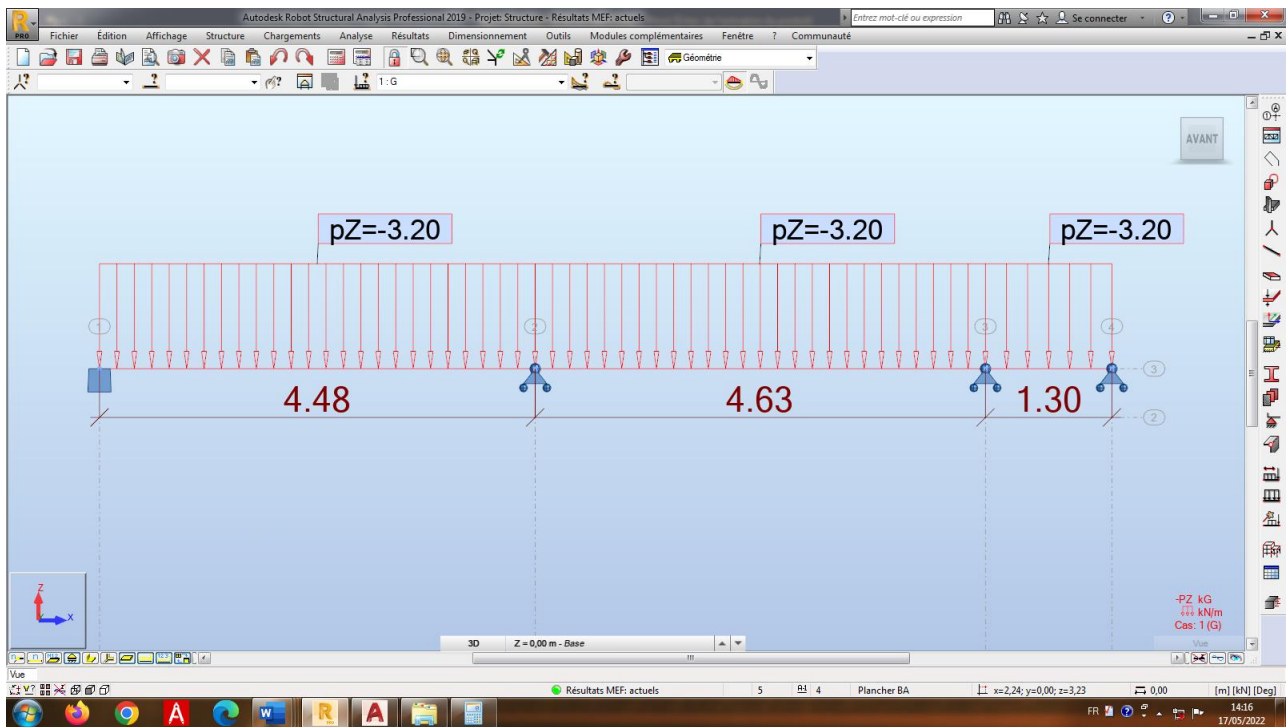


Figure IV.14: Schéma statique de la distribution de la charge d'exploitation Q

Pour la détermination des moments (E.L.U, E.L.S) et des efforts tranchants on a utilisé :

Le logiciel **ROBOT STRUCURAL ANALYSE**.

Les résultats obtenus par le logiciel sont représentés dans les schémas ci-après:

Travées		--	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
Appuis		1	2	3	4	5	6
Sur appuis	$M_u$ (Kn.m)	0	-14.47	-7.61	-7.61	-14.81	0
	$M_{ser}$ (Kn.m)	0	-10.51	-5.52	-5.52	-10.75	0
En travée	$M_u$ (Kn.m)	-	9.76	5.71	1.42	5.42	10.37
	$M_{ser}$ (Kn.m)	-	7.09	4.14	1.03	3.93	7.53
E.L.U	$T_\omega$ (Kn)	-	11.97	17.22	11.52	13.60	19.23
	$T_e$ (Kn)	-	18.87	13.99	11.52	17.24	12.34

Tableau. IV.2: Calcul des  $M_u$ ,  $M_{ser}$  et T de chaque travée

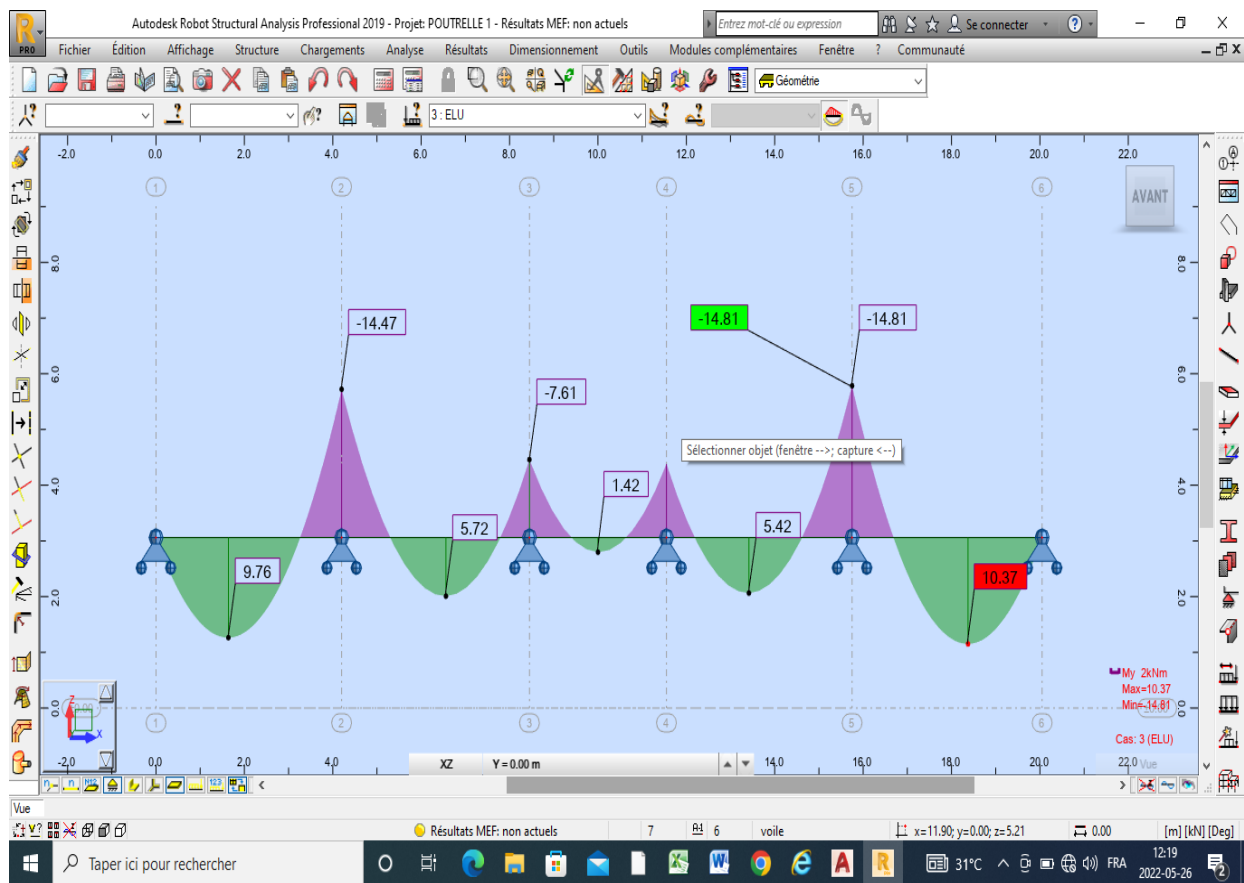


Figure IV.15: Diagramme de moments fléchissants des poutrelles à l'ELU

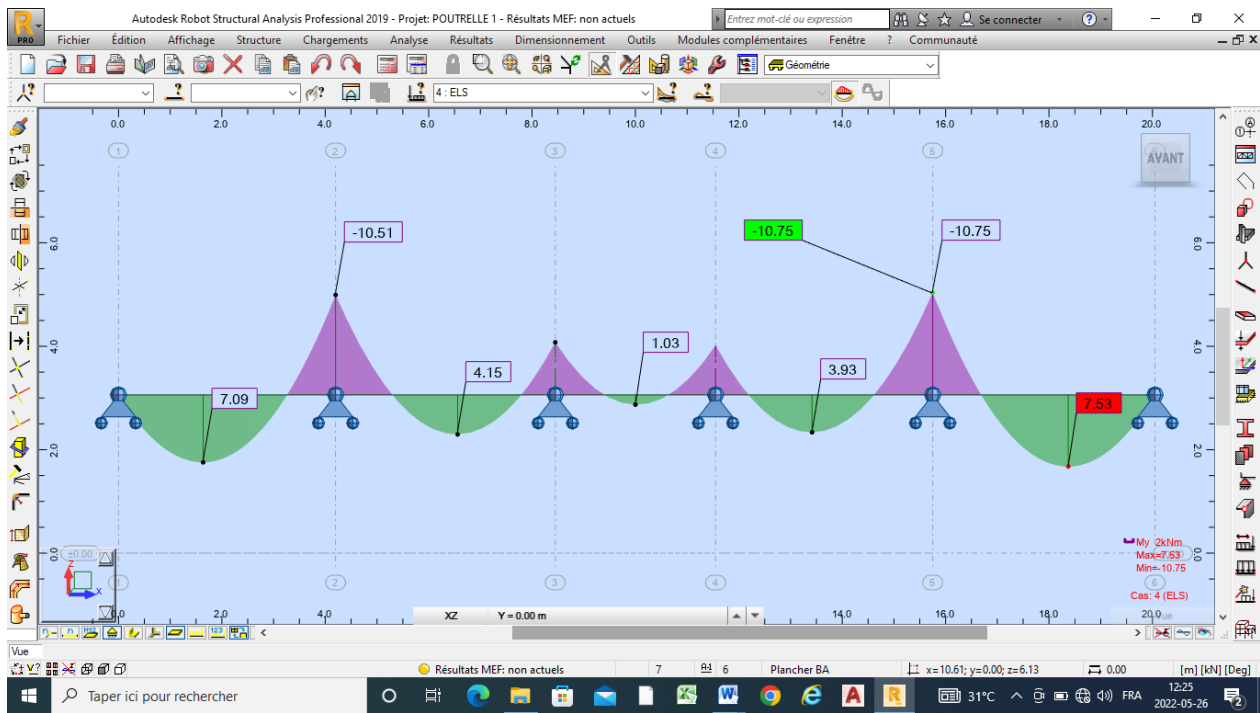


Figure IV.16: Diagramme de moments fléchissant des poutrelles à l'ELS

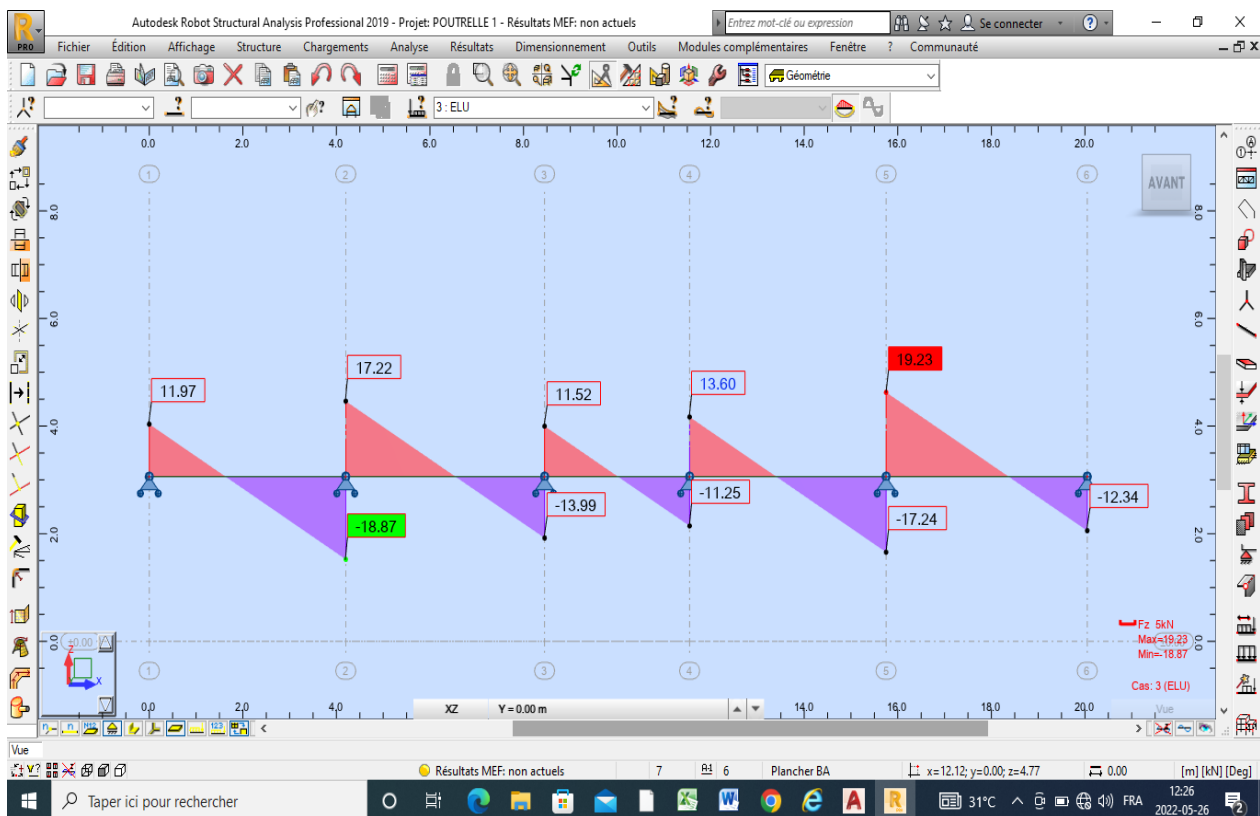


Figure IV.17: Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à l'ELU

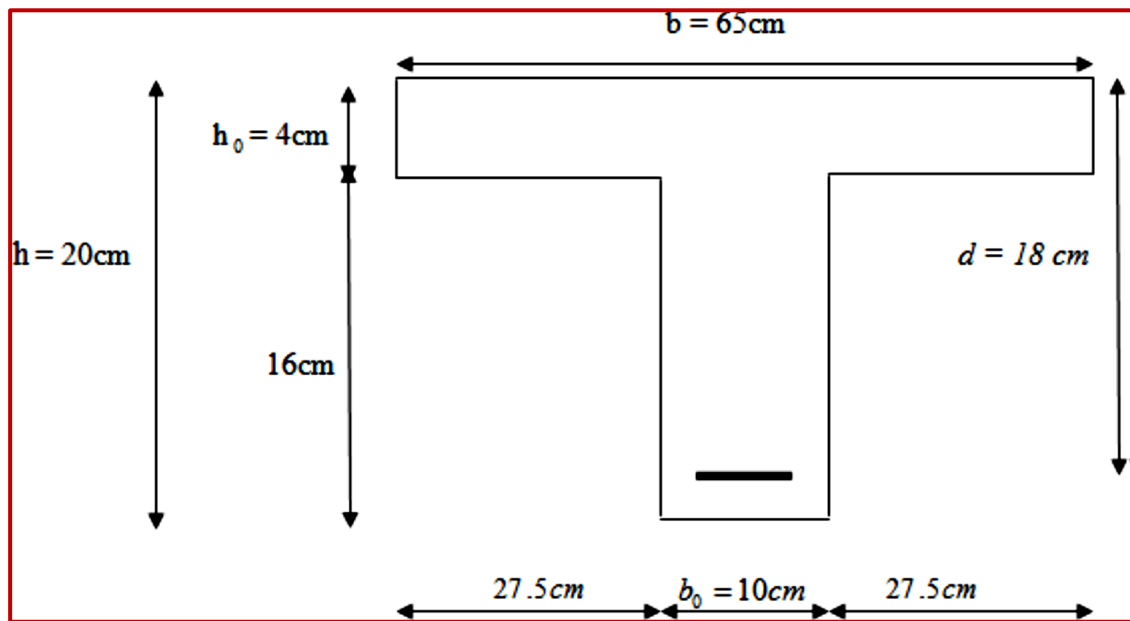


Figure IV.24: Géométrie de la nervure.

#### IV.5.9. Ferrailages des nervures :

##### ✓ Calcul de ferrailage

##### ✚ E.L.U

$M_{\max(\text{appui})} = 5.766 \text{ KN.m}$  ;  $M_{\max(\text{travée})} = 9.862 \text{ KN.m}$  ;  $T_{\max} = 13.419 \text{ KN}$

$b = 65 \text{ cm}$

$b_0 = 10 \text{ cm}$

$h = 20 \text{ cm}$

$h_0 = 4 \text{ cm}$

##### -L'enrobage

$C \geq C_0 + \Phi_2$

$C_0 = 1 \text{ cm}$  (fissuration peu préjudiciable). (BAEL91.A.7.1)

$\Phi = h_{10} = 20_{10} = 2 \text{ cm}$  (BAEL91.A.7.2.1)

$C \geq 1 + 2 = 2 \text{ cm}$

Donc on adopte  $C = 2 \text{ cm}$ .

$d = h - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$

##### -Les armatures longitudinales :

###### ➤ En Travée

Le moment fléchissant  $M_0$  équilibré par la table est :

$$M_0 = \bar{\sigma}_b \times b \times h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$M_0 = 14.2 \times 65 \times 4 \times (18 - 4/2) = 59.072 \text{ KN.m}$

$M_{\max} = 10.37 \text{ KN.m} \leq M_0 = 59.072 \text{ KN.m}$

L'axe neutre se trouve à l'intérieur de la table de compression, donc on applique l'organigramme de calcul de section rectangulaire de largeur  $b=65\text{cm}$ .

$$\mu = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{10.37 \times 10^3}{14.2 \times 65 \times 18^2} = 0.034 < \mu_1 = 0.392$$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

Alors suivant le tableau 5 du BAEL. On trouve :

$$\mu = 0.034 \Rightarrow \alpha = 0.0432 \Rightarrow \beta = 0.983$$

$$A_u = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{10.37 \times 10^3}{348 \times 0.983 \times 18} = \mathbf{1.68 \text{ cm}^2}$$

➤ **Sur Appuis**

$$\mu = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{14.81}{14.2 \times 65 \times 18^2} = 0.032 < \mu_1 = 0.392$$

$$\mu = 0.032 \Rightarrow \alpha = 0.0406 \Rightarrow \beta = 0.984$$

$$A_u = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{14.81 \times 10^3}{348 \times 0.984 \times 18} = \mathbf{2.40 \text{ cm}^2}$$

**Condition de non fragilité : BAEL (A.4.2, 1) :**

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{c28} b \cdot d}{f_e} = \mathbf{1.63 \text{ cm}^2/ml}$$

En travée  $A_{min1} = 0.23 \times \frac{2.1 \times 10.18}{400} = \mathbf{1.41 \text{ cm}^2}$

Sur Appuis  $A_{min1} = 0.23 \times \frac{2.1 \times 65.18}{400} = \mathbf{0.22 \text{ cm}^2}$

**Pourcentage minimal : BAEL91 (art B.6.4)**

$$A_{min2} \geq 0.001 \times b \times h.$$

- En Travée :  $A_{min2} \geq 0.001 \times 65 \times 20 = \mathbf{1.30 \text{ cm}^2}$
  - Sur Appuis :  $A_{min2} \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0.20 \text{ cm}^2$
- $A_{max} = \mathbf{\max (A_{cal}; A_{min1}; A_{min2})}$ .

	<b>A<sub>cal</sub></b> (cm <sup>2</sup> )	<b>A<sub>min1</sub></b> (cm <sup>2</sup> )	<b>A<sub>min2</sub></b> (cm <sup>2</sup> )	<b>A<sub>max</sub></b> (cm <sup>2</sup> )	<b>A<sub>adop</sub></b> (cm <sup>2</sup> )
Travée	1.68	1.41	1.30	<b>1.68</b>	2HA12=2.26
Appuis	2.40	0.22	0.20	<b>2.40</b>	3HA12=3.39

**Tableau IV.16 : Récapitulatif de ferrailage.**

**IV.5.10. Calcul des armatures transversales et de l'espacement :**

Selon le BAEL91 : le Diamètre  $\Phi_t$  des armatures transversale d'âme d'une poutre est donnée par l'inégalité suivante :

$$\Phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \Phi_1 ; \frac{b}{10} \right)$$

$\Phi_1$ : Diamètre minimum des armatures longitudinales

$$\Phi_t : \min (0.571; 1 ; 1) \text{ cm}$$

On adopte  $\Phi_t = 0,6 \text{ cm} = 6 \text{ mm}$

On choisit :  $A_t = 2\Phi_6 = 0.57\text{cm}^2$  ( $A_t$  : section d'un seul cours transversal).

**• Selon le BAEL91 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 \cdot S_{t1}} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 \cdot f_{tj} \cdot K)}{0.9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)} \quad K = 0 \text{ cas de reprise de bétonnage; } \alpha = 90^\circ \\ S_{t2} \leq \min \{0,9 \cdot d; 40\text{cm}\} \\ S_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \end{array} \right.$$

**• Selon le RPA 99 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 \cdot b_0 \\ S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12 \cdot \phi_1 \right) \text{ zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \text{ zone courante} \end{array} \right.$$

Selon le BAEL 91	Selon le RPA 99/ver2003
$S_{t1} \leq 12.4 \text{ cm}$	$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036$
$S_{t2} \leq 16 .2 \text{ cm}$	$S_t \leq 5 \text{ cm}$
$S_{t3} \leq 47 .5 \text{ cm}$	$S_t \leq 10 \text{ cm}$

**Tableau.III.5:** valeurs de  $S_t$  selon le BAEL91 et le RPA99/ver 2003

Donc on choisit:  $S_t = 10 \text{ cm}$

**Vérifications de l'effort tranchant.**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira. Le cas le plus défavorable ( $V_{u\max} = 19.23 \text{ KN}$ ), donc il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \quad \text{Avec : } b_0 = 10 \text{ cm, } d = 18 \text{ cm, } V_u = 19.23 \text{ KN, Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \frac{19.23 \times 10^3}{100 \times 180} = 1.07 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis**

➤ **Appuis de rive :** l'effort tranchant doit vérifier la condition suivante :

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

**a :** profondeur utile d'appui

**b<sub>0</sub> :** épaisseur de l'âme de la poutrelle.

**V<sub>u</sub> :** effort tranchant à l'ELU

$$V_u = 19.23 \text{ KN}$$

La profondeur de l'appui doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\frac{3.75 \times V_u}{b_0 f_{c28}} \leq a \leq 0.9 d$$

Lorsque « a » n'est pas donnée on utilise la formule suivante :

$$a = l_a - 2 \text{ cm tel que : } l_a = l_s - \text{Type de crochet}$$

**l<sub>a</sub> :** Longueur d'ancrage.

**l<sub>s</sub> :** Longueur de scellement droit (donnée à partir du BAEL91)

On choisit par exemple un crochet de 90°

$$\text{Donc : } l_a = l_s - 24.69\Phi \quad \text{tel que : } l_s = 35\Phi \quad (f_{c28} = 25 \text{ MPa ; FeE40)}$$

$$l_a = 10.31\Phi = 10.31 \times 1.0 = 10.31 \text{ cm}$$

$$\text{Alors : } a = 8.31 \text{ cm}$$

$$\bar{V}_u = 19.23 \times 0.831 \times 0.12 \times 25 = 47.94 \text{ KN}$$

$$V_u < \bar{V}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Contrainte de cisaillement au niveau de la jonction (table-nervure)**

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau^1_u = \frac{V_u \times b_1}{0.9d \times b \times h_0}$$

**h<sub>0</sub>**: hauteur de plan de cisaillement.

Tel que:  $b_1 = \frac{b - b_0}{2}$

$$\tau^1_u = \frac{19230 \times (0.65 - 0.10) / 2}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 1.25 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau^1_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Vérification de la flèche**

$$f = \frac{M_{ser \max} \times L^2}{10EI} \text{ (BAEL 91.modifié 99)}$$

Avec :

$$I = \frac{1}{3}by^3 + 15A_s(d-y)^2 + 15A_s'(y-c)^2 = 0.0$$

$$\frac{1}{2}by^2 + 15A_s'(y-c) - 15A_s(d-y) = 0.0$$

Après calcul :  $y = 1.80 \text{ cm} < h_0 = 4 \text{ cm}$  (axe neutre dans la table)

Calcul du moment d'inertie par rapport à l'axe neutre de la section totale

$$I = (0.65 \times 0.0180) / 3 + 15(2.36 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.0180)^2)$$

$$I = 3.70 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$E = 32164.20 \text{ MPa}$$

$$M_{ser \max} = 10.75 \text{ KN.m}$$

Calcul de la flèche

$$f = \frac{10.75 \times 10^3 \times 4.3^2}{10 \times 32164.20 \times 3.69 \times 10^{-3}} = 0.018 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4.3}{500} = 0.0086 \text{ m} = 0.86 \text{ cm}$$

$$f < \bar{f} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Ferrailage de la dalle de compression**

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par quadrillage dans lequel les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.

30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} \text{ avec } (L \text{ en cm}).$$

Avec :

$L_1$  : distance entre l'axe des poutrelles

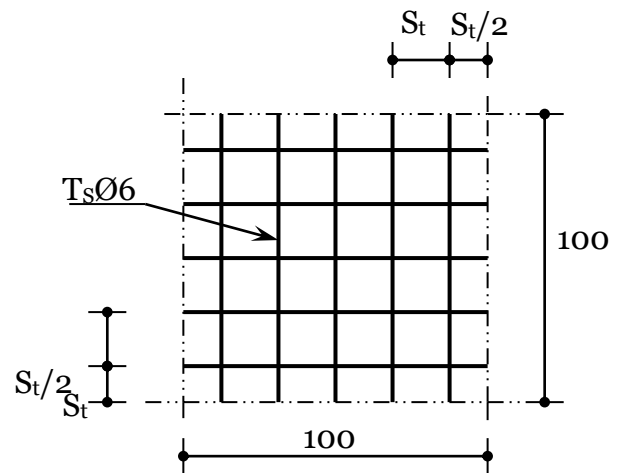
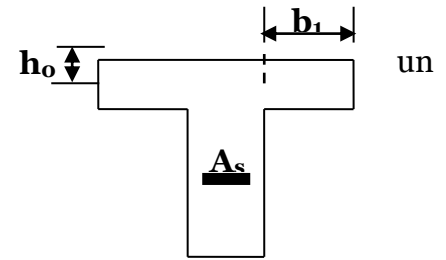
( $L_1=65 \text{ cm}$ ).

$A_1$  : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).

$A_2$  : diamètre parallèle aux poutrelles (A.R).

$$A_2 = A_1/2$$

$f_e=520 \text{ MPa}$  quadrillage de T.S.TIE 520.



*Fig.III.19: Disposition constructive des armatures de la dalle de compression*

$$\Rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{65}{520} = 0,125 \text{ cm}^2 / m_1$$

$$5T6 \Rightarrow A_1 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$S_i = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

**Armatures de répartition :**

$$A_2=A_1/4=0,35 \text{ cm}^2$$

Soit 5T6  $\Rightarrow A_2 = 1,41 \text{ cm}^2$  et  $S_t=20 \text{ cm}$ .

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

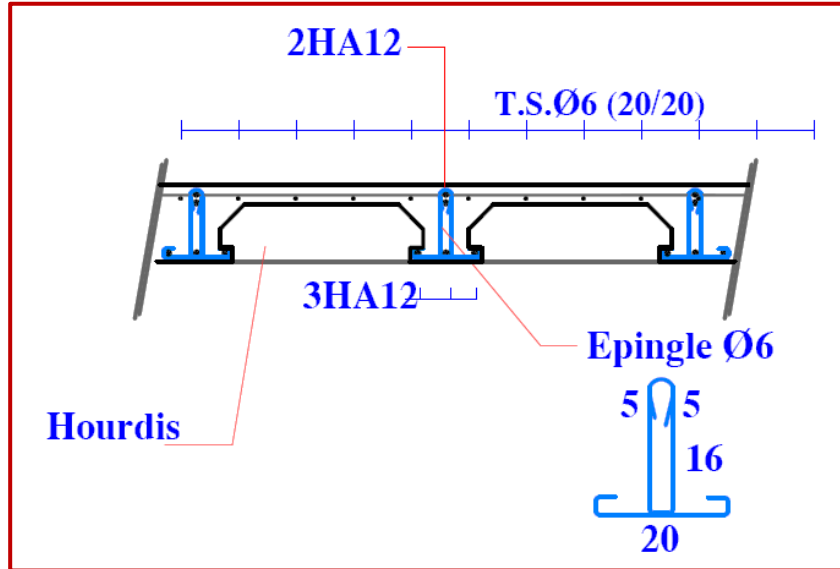


Fig.III.20: Ferrailages des poutrelles.

# **Chapitre V**

## **Etude sismique**

## V.1.Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Le séisme correspond à des vibrations du sol provoqué une vibration soudaine d'énergie de déformation accumulée la croûte terre ou dans la couche sous-jacente appelée manteau. Ce phénomène naturel peut causer des pertes humaines et matérielles ce qui rend l'étude de comportement de structure sans l'effet des actions dynamique dues au séisme est obligatoire et doit être justifié selon les règles parasismique algériennes.

## V.2.Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

## V.3.Modélisation de la structure étudiée

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (poutres- poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux noeuds ayant six degrés de liberté (d.d.l.) par noeud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre noeuds.
- Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

### V.3.1.Modélisation de la variante (système portique contreventée par des voiles)

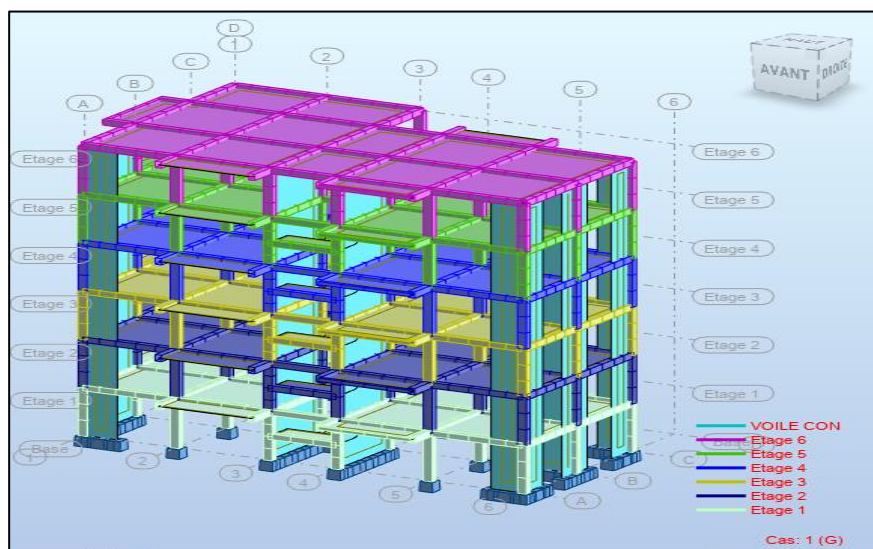


Figure V. : Modélisation en 3D de la structure.

## V.4. Combinaison d'actions

Pour le calcul, on utilise les combinaisons d'actions aux états limites suivantes :

Ultime, service, accidentel.

### BAEL

-ELU :  $1,35G + 1.5Q$  ;

-ELS :  $G + Q$ .

### RPA99/version 2003 : [62]

-x :  $G + Q \mp Ex$  ;

-y :  $G + Q \mp Ey$  ;

-0.8GEx :  $0,8G \mp Ex$  ;

-0.8GEy :  $0,8G \mp Ey$ .

### Avec :

**G**: Ensemble des charges permanentes;

**Q**: Ensemble des charges d'exploitation;

**Ex** : Action sismique affectée à la structure en tant que spectre de réponse de calcul dans le Sens X-X;

**Ey**: Action sismique affectée à la structure en tant que spectre de réponse de calcul dans le Sens-Y-Y.

## V.5. Méthodes de calcul

Selon le RPA 99 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Méthode statique équivalente ;
- Méthode d'analyse modale spectrale ;
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

### V.5.1. Méthode statique équivalente

#### V.5.1.1. Principe de la méthode

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

**V.5.1.2. Conditions d’application de la méthode statique équivalente**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec Une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II.

b) Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les Conditions de hauteur énoncées en a), la condition complémentaire suivante : zone I :

Touts groupes

Notre bâtiment présente une régularité en élévation, avec une hauteur qui ne dépasse pas excessivement **65 m**, donc selon RPA 99, on peut appliquer la Méthode statique équivalente.

**V.5.1.3. Calcul de l’action sismique**

**V.5.1.3.1. Calcul de l’action sismique système portique**

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

**Caractéristiques Dynamiques de la structure.**

-Zone I : sismicité faible.

-Groupe d’usage : 2.

-A : coefficient d’accélération de zone, A = 0.10.

-Q : Facteur de qualité.

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent ;
- la régularité en plan et en élévation ;
- la qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule : **Q = 1 + ΣPq**

- Valeurs des pénalités **Pq**.

Critère « q »	Sans X-X		Sans Y-Y	
	Observé	Pq=0	Observé	Pq=0
1. Condition minimales sur les files de contreventement	Observé	Pq=0	Observé	Pq=0
2. Redondance en plan	Observé	Pq=0	Observé	Pq=0
3. Régularité en plan	Non Observé	Pq=0.5	Non Observé	Pq=0.5
4. Régularité en élévation	Observé	Pq=0	Observé	Pq=0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Observé	Pq=0	Observé	Pq=0
6. Contrôle de la qualité de l’exécution	Observé	Pq=0	Observé	Pq=0

**Tableau V.1** : Valeurs des facteurs de qualités de la variante

$$Q = 1 + P \Rightarrow Q = 1 + 0.1 \Rightarrow Q = 1.1$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, de facteur -de correction d'amortissement ( $\eta$ ), et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0_{sec} \\ 2.5 \cdot 2.5\eta(T_2 / 3.0)^{2/3} \cdot (3 / T)^{5/3} & T \geq 3.0_{sec} \end{cases}$$

-  $\eta$  : Facteur de correction d'amortissement [70].

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}}$$

-Amortissement :  $\xi = 7\%$  [71].

Donc

$$\xi = 7\% \rightarrow \eta = 0.882 > 0.7$$

**Estimation de la période fondamentale de la structure.**

Avant tout, il faut calcul la période fondamentale du bâtiment en utilisant deux formules empirique suivant :

**-Estimation empirique avec la formule 1.**

$$T_{emp} = C_t \times h_N^{3/4}$$

$C_t$  : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage

Pour noter cas  $C_t$  est le même dans deux direction.

$$C_{tx} = C_{ty} = 0.05.$$

$h_N$  : hauteur totale de la structure.

$$h_N = 18.36 \text{ m.}$$

$$\text{Donc : } T_{y1} = T_{x1} = 0.44 \text{ sec.}$$

**- Estimation empirique avec la formule 2**

$$T = 0.09 h_N \sqrt{L}$$

L : la dimension du bâtiment mesuré a sa base dans la direction de calcul considérée

$$L_x = 20.35 \text{ m} \quad L_y = 12.30 \text{ m}$$

$$T_{x2} = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 \times 18.36}{\sqrt{20.35}} = 0.36 \text{ sec} \Rightarrow T_{x2} = 0.36 \text{ sec}$$

$$T_{y2} = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_y}} = \frac{0.09 \times 18.36}{\sqrt{12.30}} = 0.47 \text{ sec} \Rightarrow T_{y2} = 0.47 \text{ sec}$$

Condition sur la période fondamentale du bâtiment retenir dans chaque direction considère La plus petite des 2 valeur données. Par la formule empirique.

$$T_x = \min (T_{x1}, T_{x2}) \quad T_x = \mathbf{0.36 \text{ sec}}$$

$$T_y = \min (T_{y1}, T_{y2}) \quad T_y = \mathbf{0.47 \text{ sec}}$$

Tableau.4.7 RPA99 p34 (valeurs de  $T_1$  et  $T$ )

Site  $S_2$  :  $T_1 = \mathbf{0.15 \text{ sec}}$  et  $T_2 = \mathbf{0.40 \text{ sec}}$ .

$T_2$  : période caractéristique, associée à la catégorie du site.

$T$  : période fondamentale de la structure.

$$D = \begin{cases} 0 \leq T_x \leq T_2 \rightarrow 0 \leq 0.36 \leq 0.4 \rightarrow \mathbf{DX = 2.5\eta} \\ T_2 \leq T_y \leq 3.0s \rightarrow 0.4 \leq 0.47 \leq 3.0 \text{ s} \rightarrow Dy = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \end{cases}$$

Alor :

$$D_x = 2.5 \times 0.882 = \mathbf{2.205}$$

$$D_y = 2.5 \times 0.88 \times (0.40/0.53)^{\frac{2}{3}} = \mathbf{1.11}$$

-**R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système De contreventement.

- **Sens X-X :  $R_x=3.5$  ; Sens-Y-Y :  $R_y=3.5$ .**

Sens	A	D	R	Q	W(KN)	V <sub>staq</sub>
Longitudinal	0.10	2.205	3.5	1.1	13.762.34	693.01
Transversal	0.10	1.11	3.5	1.1	13.762.34	348.86

Tableau V. Caractéristique dynamique de la structure.

#### V.5.1.4. Modélisation des masses

- Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est Plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés .
- La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

### V.5.1.5. La résultante de la force sismique.

La résultante de force sismique à la base  $V_t$ , obtenue par combinaison de valeurs modales ne doit pas être inférieure à «80 % »de la résultante des forces sismique déterminer par la méthode statique équivalente  $V$  par une valeur du période fondamentale donne par la formule empirique appropriée, Si ( $V_d > 0,8V_s$ ).

### V.5.2. Méthodes dynamiques :

- a) La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise ;
- b) La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

#### V. 5.2.1. Méthode dynamique spectrale modale :

##### Principe de la méthode

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentés par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure. Pour offrir plus de performance, de capacité de calcul de vitesse d'exécution et de précision pour l'analyse dynamique ; on utilise le logiciel « **ROBOT** ».

##### ➤ Nombre de modes à considérer

- a) 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 l'excitation doit être tel que :
  - la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale a 90%au moins de la masse totale de la structure,
  - où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois 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 :

$$K = 3 (N)^{1/2} \quad \text{et } T_k < 0.20$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et  $T_k$  la période du mode K.

➤ **Spectre de réponse :**

$$\frac{S_a}{g} \begin{cases} 1.25 A \left( 1 + \frac{T}{T_1} (2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 1.25 \eta (1.25 A) \left( \frac{Q}{R} \right)^{2/3} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 1.25 \eta (1.25 A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 S \\ 1.25 \eta (1.25 A) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0 S \end{cases}$$

Pour cette étude on a utilisé le logiciel *Autodesk ROBOT Structural Analysis*

➤ **Présentation du logiciel de calcul**

Le logiciel de calcul adopté pour effectuer cette analyse, est le progiciel (groupe de logiciels) **ROBOT structural Analysis Professional**.

C'est une application collaborative, polyvalente et rapide, capable de calculer les modèles les plus complexes grâce à un maillage EF automatique puissant, des algorithmes non-linéaires, ainsi qu'un jeu complet de normes de conception internationale (BAEL, RPA,...).

Ce progiciel appartient à la catégorie CAO/DAO destiné à modéliser, analyser, et dimensionner les différents types de structures, la dernière étape générée par **Robot** est la création des documents pour la structure calculée et dimensionnée (les notes de calcul et les plans d'exécution).

Les principales caractéristiques du progiciel **Robot** sont les suivantes:

- La définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu pour cet effet ;
- La possibilité d'importer la géométrie de la structure définie dans un autre logiciel CAO/DAO.

La possibilité de présentation graphique sur la structure étudiée ou par des tableaux les différents types de résultats de calcul (efforts internes, déplacements, contraintes, etc.).

#### IV.5.2.2. Modélisation de la structure

##### IV.5.2.2.1. Analyse statique et dynamique

L'analyse statique et dynamique est utilisée pour déterminer la réponse de la structure soumise aux différents types de chargements.

###### a) Analyse statique

Elle implique la résolution de l'équation.  $[K] \times \{U\} = \{R\}$

Avec :

[K]: Matrice de rigidité.

{U}: Vecteur de déplacement.

{R}: Vecteur de chargement.

Pour chaque cas de chargement défini, le programme crée automatiquement le vecteur charge {R} et calcul de déplacement {U}.

Chaque cas de chargement inclus :

- Le poids propre de l'élément poutre ou poteau ;
- Les chargements concentrés ou répartis sur les éléments de portique ;
- Les charges uniformes sur les éléments plaques.

**b) Analyse par le spectre de réponse.**

L'équation d'équilibre dynamique d'une structure soumise à une excitation sismique est la suivante :

$$[K] \times \{U\} + [C] \times \{\dot{U}\} + [M] \times \{\ddot{U}\} = [M] \times \{\ddot{U}_s\}$$

Avec :

[C]: Matrice d'amortissement ;

{U<sub>s</sub>}: Accélération du sol ;

{U}{U̇}{Ü}: sont les déplacements, la vitesse et l'accélération de la structure.

Les données précédemment calculés nous donnent un spectre d'accélération sismique, qui se présente comme le montre la figure suivante :

**V.5.2.2.2. Poids total de la structure "W"**

-W: poids de la structure qui est égal à la somme des poids Wi calculés à chaque niveau (i) par la formule:

$$W = \sum W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W<sub>Gi</sub>: poids dû aux charges permanentes ;

W<sub>Qi</sub>: la charge d'exploitation.

β: coefficient de pondération donné par le →β= 0.2 [83]

Niveau	W étage (KN)
R.D.C	1385.70
1 <sup>er</sup> étage	1385.70
2 <sup>ème</sup> étage	1385.70
3 <sup>ème</sup> étage	1385.70
4 <sup>ème</sup> étage	1385.70
5 <sup>ème</sup> étage	1350.02
<b>Poids total de la structure Wi= 8278.52</b>	

**Tableau V. 5:** Poids de chaque étage de la structure.

**V.5.2.2.3. Les données géométriques**

On calcule les données géométriques de notre structure par rapport au repère (OX, OY) comme le montre la figure suivante :

**Systeme portique**

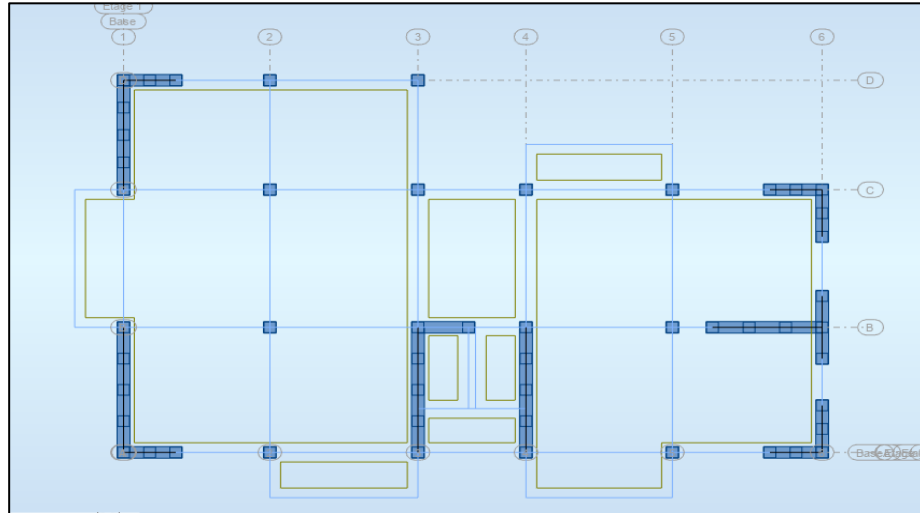


Figure V. : Position des voiles

**V.5.2.2.3.1. Centre de masse.**

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, Plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur, ...etc.), Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i \cdot X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i \cdot Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

**M** : la masse de l'élément **i** .

**X<sub>i</sub>, Y<sub>i</sub>** : les coordonnées du centre de gravité de l'élément **i** par rapport à un repère global.

**V.5.2.2.3.2. Centre de torsion**

Les coordonnées du centre des rigidités peuvent être déterminé par les formules ci-après

Avec :

$$X_{cj} = \sum I_{jy} X_j / I_{jy} \quad \text{et} \quad Y_{cj} = \sum I_{jx} Y_j / I_{jx}$$

Avec :

**I<sub>yi</sub>** : Inertie de l'élément **i** dans le sens **y** ;

**X<sub>i</sub>** : Abscisse de l'élément **I<sub>yi</sub>** ;

**I<sub>xi</sub>** : Inertie de l'élément **i** dans le sens **x** ;

**Y<sub>i</sub>** : Ordonnée de l'élément **I<sub>xi</sub>** .

-L'excentricité théorique :

$$e_y = |y_{cm} - y_{et}| \quad \text{et} \quad e_{yx} = |x_{cm} - x_{et}|$$

Le tableau ci-après résume les résultats des différents centres de gravité et de rigidité:

Niveau	Position de center de masse		Position du center de torsion		Excentricité	
	X <sub>G</sub> (m)	Y <sub>G</sub> (m)	X <sub>CR</sub>	Y <sub>CR</sub>	e <sub>xt</sub>	e <sub>yt</sub>
R.D.C	9.36	4.68	5.99	4.26	3.37	0.43
1 <sup>er</sup> étage	9.36	4.68	5.99	4.26	3.37	0.43
2 <sup>émé</sup> étage	9.36	4.68	5.99	4.26	3.37	0.43
3 <sup>émé</sup> étage	9.36	4.68	5.99	4.26	3.37	0.43
4 <sup>émé</sup> étage	9.36	4.68	5.99	4.26	3.37	0.43
5 <sup>émé</sup> étage	9.34	4.77	5.99	4.35	3.35	0.42

Tableau V. : Valeurs des excentricités théoriques de chaque niveau variante.

#### V.5.2.2.3.4. L'excentricité accidentelle 84

$$e_{xa} = \max(5\%L_{x\max}; e_{xt}) \text{ et } e_{ya} = \max(5\%L_{y\max}; e_{yt})$$

L<sub>imax</sub> : variable pour tout le niveau.

Niveau	L <sub>x</sub> (m)	L <sub>y</sub> (m)	e <sub>xa</sub>	e <sub>ya</sub>
R.D.C	21.45	13.35	1.07	0.67
1 <sup>er</sup> étage	21.45	13.35	1.07	0.67
2 <sup>émé</sup> étage	21.45	13.35	1.07	0.67
3 <sup>émé</sup> étage	21.45	13.35	1.07	0.67
4 <sup>émé</sup> étage	21.45	13.35	1.07	0.67
5 <sup>émé</sup> étage	21.45	13.35	1.07	0.67

Tableau V. : Valeurs des excentricités accidentelles de chaque niveau

### V.6.Résultats de calcul (ROBOT).

#### V.6.1.Périodes et facteurs de participation modale.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
3/ 1	2.33	0.43	72.04	0.00	72.04	0.00	1403368.27	1403368.27
3/ 2	3.28	0.30	72.05	58.73	0.01	58.73	1403368.27	1403368.27
3/ 3	4.12	0.24	72.13	69.57	0.07	10.84	1403368.27	1403368.27
3/ 4	8.50	0.12	88.24	69.57	16.11	0.00	1403368.27	1403368.27
3/ 5	12.60	0.08	88.24	80.96	0.00	11.38	1403368.27	1403368.27
3/ 6	17.49	0.06	★ 93.01	82.46	4.77	1.50	1403368.27	1403368.27
3/ 7	17.61	0.06	94.01	★ 88.84	1.00	6.38	1403368.27	1403368.27
3/ 8	26.14	0.04	94.03	★ 92.41	0.02	3.57	1403368.27	1403368.27
3/ 9	26.99	0.04	96.61	92.44	2.58	0.03	1403368.27	1403368.27
3/ 10	35.31	0.03	97.69	92.44	1.08	0.00	1403368.27	1403368.27

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masse cumulée Ux [%]	Masse cumulée Uy [%]	Nature	Masse modale Ux [%]	Masse modale Uy [%]
1	2.33	0.43	72.04	0.00	Translation	72.04	0.00
2	3.28	0.30	72.05	58.73	Translation	0.01	58.73
3	4.12	0.24	72.13	69.57	Torsion	0.07	10.84
4	8.50	0.12	88.24	69.57		16.11	0.00
5	12.60	0.08	88.24	80.96		0.00	11.38
6	17.49	0.06	93.01	82.46		4.77	1.50
7	17.61	0.06	94.01	88.84		1.00	6.38
8	26.14	0.04	94.03	92.41		0.02	3.57

Tableau V. : Périodes et facteurs de participation modale .

V.6.2.1. Formes modales de la structure non-rigidifiée latéralement.

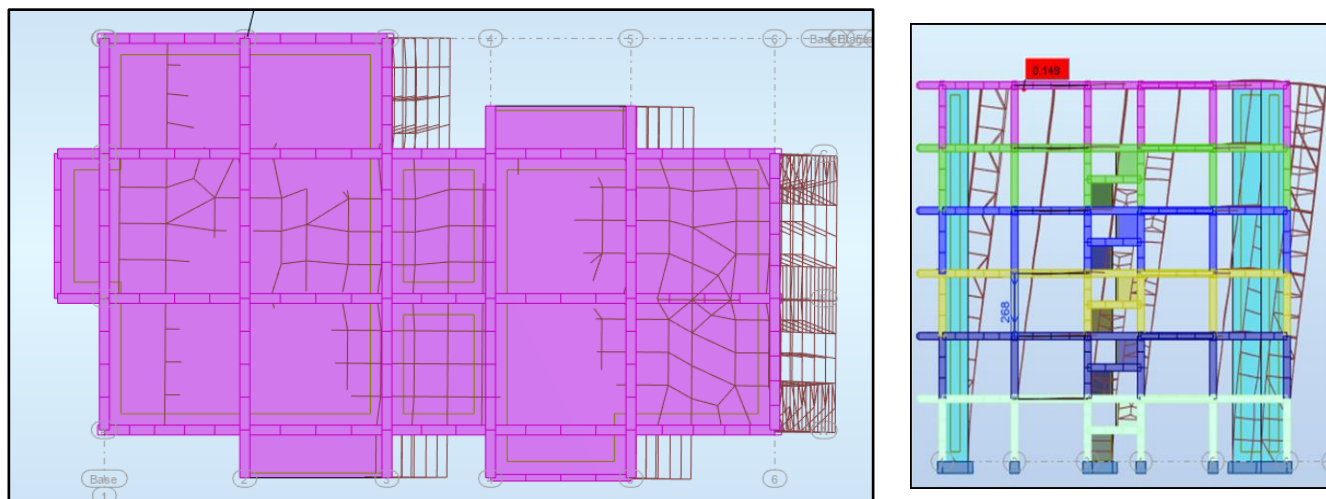


Figure V.8 : MODE 1 système portique (Translation ver- x).

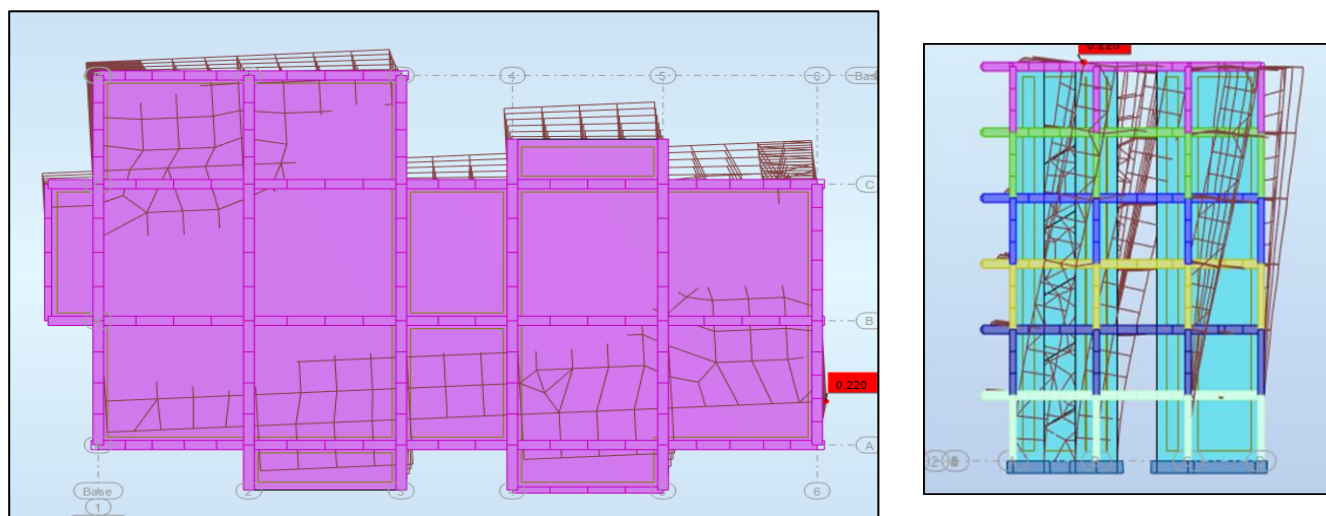


Figure V.9 : MODE 2 système portique (Translation ver- y).

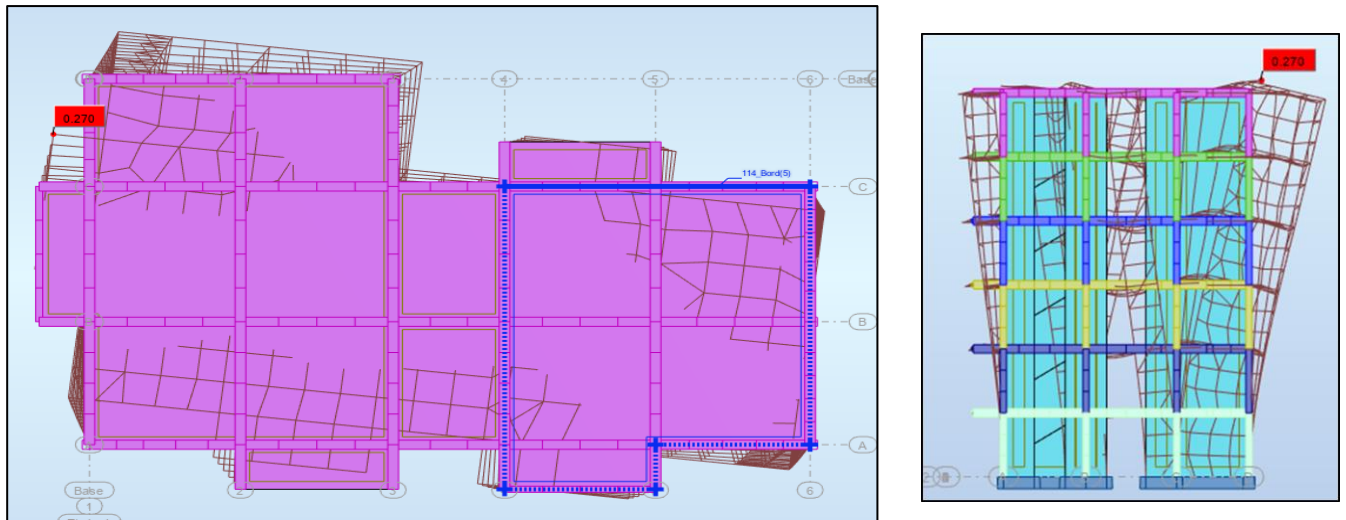


Figure V.10 : MODE 3 système portique (Torsion).

### V.7. Distribution verticale de la force sismique.

La résultante des forces sismiques à la base est distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$V = F_t + \sum F_i$$

Avec 
$$\begin{cases} F_t = 0.07 TV & \text{si } T > 0.7 \text{ s} \\ F_t = 0 & \text{si } T < 0.7 \text{ s} \end{cases}$$

On a  $T = s < 0.7 \text{ s} \Rightarrow F_t = 0$

La force sismique équivalente qui se développe au niveau (i) est donnée par la formule suivante. [86]

$$F_i = \frac{(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

$F_i$  : force horizontale au niveau j ;

$H_i$  : niveau de plancher ;

$F_t$  : force concentrée au sommet de la structure ;

$W_i$  : poids de l'étage.

V.7.1. Distribution verticale de la force sismique de la structure.

Niveau	V (KN)	h (m)	W (KN)	W.h (KN.m)	Σ W.h (KN.m)	F (KN)
R.D.C	855.11	3.06	13762.34	42112.7604	357911.278	209.49
1 <sup>er</sup> étage	815.81	6.12	11215.07	68636.2284		646.83
2 <sup>ème</sup> étage	733.42	9.18	8791.73	80708.0814		1255.23
3 <sup>ème</sup> étage	608.40	12.24	6369.59	77963.7816		1988.65
4 <sup>ème</sup> étage	437.34	15.30	3946.32	60378.696		1988.65
5 <sup>ème</sup> étage	209.49	18.36	1531.14	28111.7304		3659.57
<b>ΣFi =</b>						

Tableau V.12 : Les valeurs des efforts de la structure sens X-X

Niveau	V (KN)	h (m)	W (KN)	W.h (KN.m)	Σ W.h (KN.m)	F (KN)
R.D.C	781.55	3.06	13762.34	42112.7604	357911.278	4.23
1 <sup>er</sup> étage	747.87	6.12	11215.07	68636.2284		11.22
2 <sup>ème</sup> étage	672.58	9.18	8791.73	80708.0814		20.91
3 <sup>ème</sup> étage	560.88	12.24	6369.59	77963.7816		32.52
4 <sup>ème</sup> étage	406.54	15.30	3946.32	60378.696		32.52
5 <sup>ème</sup> étage	191.25	18.36	1531.14	28111.7304		57.84
<b>ΣFi =</b>						

Tableau V.12 : Les valeurs des efforts de la structure sens Y-Y

V.8. Vérification des méthodes

V.8.1. Vérification de la période

Les valeurs de T, calculées à partir de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$T_{\text{dynamique}} < 1.3 \times T_{\text{empirique}}$

V.8.1.1. Vérification de la période

- La période donnée par **ROBOT** est :  $T_{\text{ROBOT}} = 0.43 \text{ s}$
  - La période de la méthode statique équivalente est :  $T_{\text{MSE}} = 0.36 \text{ s}$ .
- $1.3 \times 0.36 = 0.47 \text{ s}$ .                      -----                       $T_{\text{ROBOT}} < T_{\text{MSE}} \dots\dots\dots \text{CV}$

V.8.2.1. Vérification de l'effort tranchant à la base.

Sens	$V_{dy}$ (KN)	$V_{st}$ (KN)	$0.8V_{st}$ (KN)	Observation
x-x	772.64	693.01	554.408	Condition vérifié
y-y	768.96	348.86	279.088	

Tableau V.14 : L'effort tranchant à la base.

V.9. Calcul des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{Avec :}$$

$\delta_{ek}$ : Déplacement du aux forces sismiques  $F_i$ .

R : Coefficient de comportement ( $R= 3.5$ ).

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

$$\Delta_k < 1\% h_k$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacent ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

V.9.1. Calcul des déplacements de la structure

Etage	$U_x$ (cm)	$\Delta_{kX}$ (cm)	1%H ( $\bar{\Delta}$ ) (cm)	vérification
RDC	0.172	0.168	3.06	OK
1	0.502	0.322	3.06	OK
2	0.892	0.380	3.06	OK
3	1.287	0.383	3.06	OK
4	1.652	0.354	3.06	OK
5	1.978	0.318	3.06	OK

Tableau V.16 : Vérification des déplacements dans le sens x-x .

Etage	$U_y$ (cm)	$\Delta_{kY}$ (cm)	1%H ( $\bar{\Delta}$ ) (cm)	vérification
RDC	0.121	0.071	3.06	OK
1	0.353	0.139	3.06	OK
2	0.629	0.174	3.06	OK
3	0.909	0.185	3.06	OK
4	1.166	0.179	3.06	OK
5	1.390	0.165	3.06	OK

Tableau V.17 : Vérification des déplacements dans le sens y-y .

### V.10. Justification de la stabilité de la structure vis-à-vis de l'effet P-Δ

Les effets de second ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

AceV :

**P<sub>k</sub>**: Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «k».

$$P_k = \sum W_j(i) + \beta W_Q(i) \quad i = k, \dots, n.$$

**Δ<sub>k</sub>**: Déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1) .

**h<sub>k</sub>**: Hauteur d'étage du niveau (k) .

**V<sub>k</sub>**: Effort tranchant d'étage au niveau (k).

Si :

0.10 < Θ<sub>k</sub> ≤ 0.2 : 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<sup>er</sup> ordre par le facteur 1/ (1-Θ).

Si :

0.20 > Θ<sub>k</sub> : La structure est potentiellement instable et doit être redimensionner les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

#### V.10.1. Justification de la stabilité de la structure vis-à-vis de l'effet P-Δ.

Niveau	Sens x-x					
	h <sub>k</sub> (cm)	P <sub>k</sub> (cm)	Δ <sub>k</sub> (cm)	V <sub>k</sub> (cm)	Θ <sub>k</sub>	Observation
5 <sup>ème</sup> étage	306	13762.34	0.168	855.11	0.0088	Ok
4 <sup>ème</sup> étage	306	11215.07	0.322	815.81	0.0145	Ok
3 <sup>ème</sup> étage	306	8791.73	0.38	733.42	0.0149	Ok
2 <sup>ème</sup> étage	306	6369.59	0.383	608.4	0.0131	Ok
1 <sup>ème</sup> étage	306	3946.32	0.354	437.34	0.0104	Ok
R.D.C	306	1531.14	0.318	209.49	0.0076	Ok

Tableau V.20 : Vérification des effets (P-Δ) sans x-x de la structure.

Niveau	Sens y-y					
	h <sub>k</sub> (cm)	P <sub>k</sub> (cm)	Δ <sub>k</sub> (cm)	V <sub>k</sub> (cm)	Θ <sub>k</sub>	Observation
5 <sup>ème</sup> étage	306	13762.34	0.071	781.55	0.0041	Ok
4 <sup>ème</sup> étage	306	11215.07	0.139	747.87	0.0068	Ok
3 <sup>ème</sup> étage	306	8791.73	0.174	672.58	0.0074	Ok
2 <sup>ème</sup> étage	306	6369.59	0.185	560.88	0.0069	Ok
1 <sup>ème</sup> étage	306	3946.32	0.179	406.54	0.0057	Ok
R.D.C	306	1531.14	0.165	191.25	0.0043	Ok

Tableau V.21 : Vérification des effets (P-Δ) sans y-y de la structure.

### V.11.Vérification 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 : **Moment résistant / moment de renversement ≥ 1.5**

#### V.11.1.Vérification au renversement de la structure

- **Sans X-X :**

$$M_{résist} = W \times l/2$$

$$M_{renv} = \sum F_i \times Z_i$$

$$\frac{M_{résist}}{M_{renv}} = \frac{13194.17}{139687.51} = 9.44 > 1.5 \dots \dots \dots CV$$

- **Sans Y-Y :**

$$M_{résist} = W \times l/2$$

$$M_{renv} = \sum F_i \times Z_i$$

$$\frac{M_{résist}}{M_{renv}} = \frac{2840.85}{84982.44} = 3.34 > 1.5 \dots \dots \dots CV$$

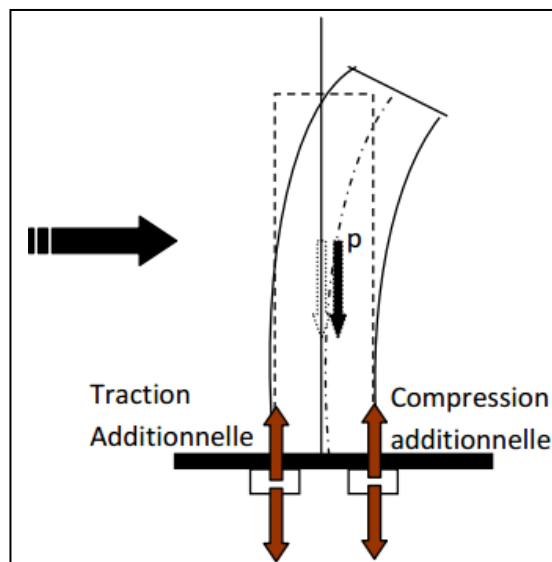


Figure V.16 : Poids total de la structure P<sub>k</sub>

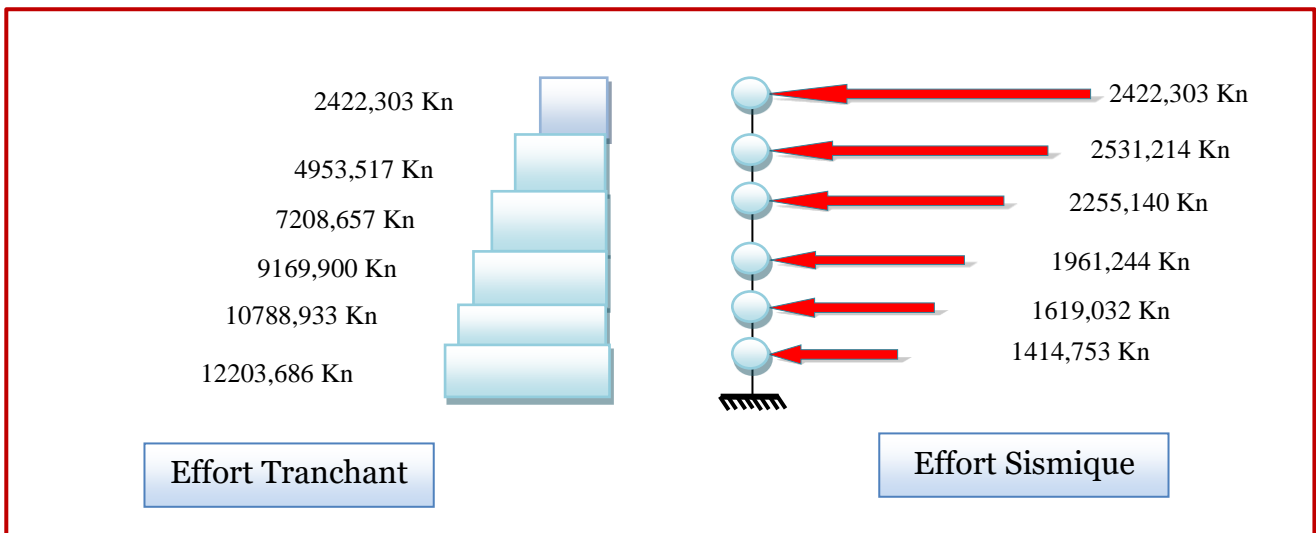


Figure V.17 : Effort Tranchant et Effort Sismique

# **Chapitre VI**

## **Etude des éléments principaux**

## VI.1.Introduction

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé. Leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme. Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de sollicitations.

## VI.2.Etude des poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donné que les efforts normaux correspondant aux moments fléchissant maximaux sont considérés très faibles, Donc le ferrailage se fera en flexion simple (cas le plus défavorable), à l'ELU, car la fissuration est jugée peu préjudiciable.

### VI.2.1.Combinaisons des charges :

En fonction du type des sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

- **Selon le BAEL91** : (Combinaisons fondamentale)
  - E.L.S :  $G+Q$
  - E.L.U :  $1.35G+1.5Q$
- **Selon l'article 5.2 du RPA99/verssion2003** : (Combinaisons accidentelle)
  - E.L.A :  $G+Q \pm E$
  - E.LA :  $0.8G \pm E$

Pour les combinaisons fondamentales et accidentelles, on prend le moment maximum et on vérifie avec la combinaison E.L.S.

### VI.2.2.Calcul des Armatures longitudinales :

D'après l'article 7.5.2.1 du RPA99/version 2003, on a :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section :  $A_s \geq A_{min} = 0.5 \% b.h$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- La longueur minimale de recouvrement est de **40 Ø** en zone I.

**Condition de non-fragilité:**[BAEL91 Article (B.7.4)].

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{c28}b.d}{f_e}$$

- La section d'armature finale : Avec :  $A_s = \max (A_{cal} ; A_{min} ; A_{RPA} )$

$A_{cal}$  : Section d'armature calculée en flexion simple.

$A_{min}$  : Condition de non-fragilité .

$A_{RPA}$  : Section d'armature minimale RPA99/version 2003.

**VI.2.3.Armatures transversales :**

D'après l'article.7.5.2.2 du **RPA99/version 2003**, on a :  $A_t = 0.003 . S . b$

D'où :  $S \leq \min ( h/4 \ 12 \ \text{Ø} l )$ ...en zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$S \leq h/2$  .....en dehors de la zone nodale.

b : Largeur de la section.

S : L'espacement des armatures transversales.

Ø l : la valeur du diamètre minimal des armatures longitudinales.

**VI.2.4.Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques**

Situation	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$f_{c\ 28}$ (MPa)	$f_{bu}$ (MPa)	$f_e$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Durable	1.50	1.15	25	14.2	400	348
Accidentels	1.15	1.00	25	18.5	400	400

**Tableau VI.1:**Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques.

**VI.2.5.Exemple de calcul :**

**VI.2.5.1.Poutres principales (poutres porteuses) :**

- **Poutre (30×40):**

Section (cm <sup>2</sup> )	E.L.U		E.L.S		E.L.A	
	Mt(KN.m)	Ma(KN.m)	Mt(KN.m)	Ma(KN.m)	Mt(KN.m)	Ma(KN.m)
<b>30×40</b>	36.98	81.79	25.63	59.24	20.15	50.27

**Tableau VI.2.:** Sollicitations de la poutre sous différentes combinaisons.

**VI.2.5.1.1. Ferrailage en travée :**

En règle générale, le ferrailage en travée des poutres se déduit de la combinaison déduite de l'état limite ultime qui intègre le maximum de charge verticales et néglige les horizontales.

**- Situation durable :**

Moment maximal en travée :  $M_{ut} = 36.98$  KN.m

$$d = 0,9 \times h = 0,36 \text{ m.}$$

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.069$$

$$\mu \leq \mu_1 = 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{Section sans armatures comprimées } A's = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} \right) = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,023} \right) \Rightarrow \alpha = 0,0895$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.961$$

$$M_{cal} = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_s} = 4.25 \text{ cm}^2$$

**Situation accidentelle :**

Moment maximale en travée :  $M_{act} = 20.15$  KN.m

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.036$$

$$\mu \leq \mu_1 = 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{Section sans armatures comprimées } A's = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} \right) \Rightarrow \alpha = 0,046$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.982$$

$$M_{cal} = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_s} = 2.27 \text{ cm}^2$$

**- Vérifications selon le RPA99/version 2003:**

Le pourcentage total minimal:

$$A_{min} = 0.5 \% \cdot b \cdot h = 0.5\% \cdot 30.40 = 6 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

**- Condition de non-fragilité: [BAEL91 Article (B.7.4)]**

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{c28} b \cdot d}{f_e} = 1.16 \text{ cm}^2$$

Situation	M <sub>ua</sub> (KN.m)	μ	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
Durable	36.98	0.069	4.25	1.16	6	3HA12+3HA14
Accidentelle	20.15	0.036	2.27	1.16	6	3HA12+3HA14

Tableau VI.3: Ferrailage sur appui de poutre principale.

**VI.2.5.1.1 .Ferrailage sur appuis :**

**- Situation durable:**

Moment maximal en travée : Mut = **81.79** KN.m

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b.d^2.f_{bu}} = 0.0148$$

μ ≤ μ<sub>1</sub> = 0.392 ⇒ Section sans armatures comprimées A's = 0

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) \Rightarrow \alpha = 0,186$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.926$$

$$M_{cal} = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_s} = 7.05 \text{ cm}^2$$

**Situation accidentelle :**

Moment maximale en travée : Macct=**50.27** KN.m

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b.d^2.f_{bu}} = 0.091$$

μ ≤ μ<sub>1</sub> = 0.392 ⇒ Section sans armatures comprimées A's = 0

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) \Rightarrow \alpha = 0,119$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.952$$

$$M_{cal} = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_s} = 5.83 \text{ cm}^2$$

**Vérifications selon le RPA99/version 2003:**

Le pourcentage total minimal:

$$A_{min} = 0.5 \% .b.h = 0.5\% 30.40 = 6 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

**- Condition de non-fragilité:[BAEL91 Article (B.7.4)]**

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{c28}b.d}{f_e} = 1.16 \text{ cm}^2$$

Situation	M <sub>ua</sub> (KN.m)	μ	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
Durable	81.79	0.014	7.05	1.16	6	3HA12+3HA14
Accidentelle	50.27	0.162	5.83	1.16	6	3HA12+3HA14

Tableau VI.3: Ferrailage sur appui de la poutre principale.

**VI.2.5.1.2 .Ferrailage transversal : D’après le BAEL91 Article (7.7.2)**

Le diamètre des transversales doivent vérifiées que :

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_1 \right) \Rightarrow \min (11.42 ; 30 ; 1.4 )$$

On prend  $\phi_t = 8mm$ .

D’après le **RPA99/version2003-ART(7.5.2.2)**la quantité d’armatures transversales minimal est donnée par l’expression suivante : **A<sub>t</sub> = 0.003 S<sub>t</sub> .b**

Avec :

- **En zone nodale.**

$$S_t = \min \left( \frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right) = \min \left( \frac{40}{4} ; \frac{30}{10} ; 1.4 \right) \Rightarrow S_t = 7.2 \text{ cm.}$$

$$A_t = 0.003 S_t .b = 0,003 \times 7.2 \times 30 = 0.7 \text{ cm}^2$$

- **En zone courante.**

$$S_t = \left( \frac{h}{2} \right) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm.}$$

$$A_t = 0.003 S_t .b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2$$

- **Section minimale des armatures transversales donnée par BAEL (A.5.1.2.3)**

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0.4 \times b_0}{f_e} \Rightarrow A_t \geq \frac{20 \times 0.4 \times 30}{400} = 0.6 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0.6 \text{ cm}^2$$

**N.B :** Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5cm** du nu de l’appui de l’encastrement.

**VI.2.5.1.4.Vérification au cisaillement (ELU) :**

Il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5Mpa \right) = 3.33Mpa$$

V<sub>u</sub> = Force de cisaillement maximal dans l’état limite ultime.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{57.71 \times 10^3}{300.360} = 0.53 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

**VI.2.5.1.5.Vérification vis-à-vis de l'état limite de service:**

La fissuration est considérée comme non préjudiciable, donc il n'y a aucune vérification concernant  $\sigma_s$

La vérification de la contrainte de compression de béton  $\sigma_{s,c}$  n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \alpha_1 = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{ou} \quad \gamma = \frac{M_U}{M_{ser}}$$

- **En travée :**

$$\gamma = \frac{36.98}{25.63} = 1.44$$

$$\alpha = \frac{1.44-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$\alpha$  0.104 <  $\alpha_1$  = 0.471 .....condition vérifiée.

- **Sur appui**

$\alpha$  0.104 <  $\alpha_1$  = 0.43 .....condition vérifiée.

Donc aucune vérification des contraintes à l'ELS.

**-Vérification au glissement :**

- **Sur appui**

$$T_u - \frac{M_u}{0.9.d} \leq 0 \quad \text{avec} \quad T_u = 57.71 \text{ KN} \quad \text{et} \quad M_u = 81.79 \text{ KN.m}$$

$$57.71 - \frac{81.79}{0.9 \times 360} \leq 0 \Rightarrow -244.73 < 0 \quad \text{.....condition vérifiée}$$

Donc il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification des armatures aux niveaux d'appuis

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

$$T_u \leq \frac{f_{uc28}}{\gamma_b} . a . b \quad \alpha = 0.9 d = 32.4 \text{ cm} \quad \text{On a} \quad T_u = 57.71 < 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} . a . b = 595.08 \text{ KN.}$$

Donc : pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis.

**VI.2.5.1.6 .Recouvrement Des Armatures Longitudinales :**

BAEL91 Article (7.5.2.1).

$$L_r = 40 \varnothing \text{ (zone I).}$$

$$L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm.}$$

**VI.2.5.1.7 .Vérification de la flèche : BAEL91 Article (B.6.5, 1).**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{440} = 0.091 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{.....condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{40}{440} = 0.091 > \frac{M_t}{10M_0} = 0.09 \quad \text{.....condition vérifiée.}$$

$$\frac{M_{adp}}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{8.01}{30 \times 36} = .0074 < \frac{4.2}{400} = 0.01 \quad \text{.....condition vérifiée.}$$

Les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

**VI.2.5.2.Poutres transversales (poutres secondaires) :**

- **Poutre (30x35) :**

Section (cm <sup>2</sup> )	E.L.U		E.L.S		E.L.A	
	Mt(KN.m)	Ma(KN.m)	Mt(KN.m)	Ma(KN.m)	Mt(KN.m)	Ma(KN.m)
<b>30×35</b>	51.36	49.51	35.34	36.60	40.53	56.04

**Tableau VI.4:** Sollicitations de la poutre sous différentes combinaisons.

**VI.2.5.2.1.Ferraillage en travée :**

En règle générale, le ferraillage en travée des poutres se déduit de la combinaison déduite de l'état limite ultime qui intègre le maximum de charge verticales et néglige les horizontales.

- **Situation durable :**

Moment maximal en travée :  $M_{ut} = 51.36$  KN.m

$$d = 0,9 \times h = 0,315 \text{ m.}$$

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.038$$

$$\mu \leq \mu_1 = 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{Section sans armatures comprimées } A's = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,038}) \Rightarrow \alpha = 0,0484$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.981$$

$$M_{cal} = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_s} = 4.78 \text{ cm}^2$$

**Situation accidentelle :**

Moment maximale en travée :  $M_{act} = 40.53$  KN.m

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.0958$$

$$\mu \leq \mu_1 = 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{Section sans armatures comprimées } A's = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) \Rightarrow \alpha = 0,126$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.949$$

$$M_{cal} = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_s} = 3.89 \text{ cm}^2$$

**- Vérifications selon le RPA99/version 2003:**

Le pourcentage total minimal:

$$A_{min} = 0.5 \% .b.h = 0.5\% 30.35 = \mathbf{5.25 \text{ cm}^2}$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

**- Condition de non-fragilité: [BAEL91 Article (B.7.4)]**

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{c28} b . d}{f_e} = \mathbf{1.16 \text{ cm}^2}$$

Situation	M <sub>ua</sub> (KN.m)	μ	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>Durable</b>	51.36	0.038	4.78	1.13	5.25	5HA12=5.65
<b>Accidentelle</b>	40.53	0.095	3.89	1.13	5.25	5HA12=5.65

**Tableau VI.3:** Ferrailage en travée des poutres secondaires.

**VI.2.5.2 .Ferrailage sur appuis :**

**- Situation durable:**

Moment maximal en travée : *M<sub>ut</sub>* = **49.51** KN.m

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b.d^2.f_{bu}} = 0.0117$$

$\mu \leq \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$  Section sans armatures comprimées A's =0

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) \Rightarrow \alpha = 0,156$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.938$$

$$M_{cal} = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_s} = \mathbf{4.82 \text{ cm}^2}$$

**Situation accidentelle :**

Moment maximale en travée : *M<sub>acct</sub>*=**56.04** KN.m

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b.d^2.f_{bu}} = \mathbf{0.013}$$

$\mu \leq \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$  Section sans armatures comprimées A's =0

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) \Rightarrow \alpha = 0,16$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.936$$

$$M_{cal} = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_s} = \mathbf{3.95 \text{ cm}^2}$$

**Vérifications selon le RPA99/version 2003:**

Le pourcentage total minimal:

$$A_{\min} = 0.5 \% .b.h = 0.5\% 30.40 = \mathbf{5.25 \text{ cm}^2}$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

- **Condition de non-fragilité:**[BAEL91 Article (B.7.4)]

$$A_{\min} = 0.23 \frac{f_{c28} b . d}{f_e} = \mathbf{1.13 \text{ cm}^2}$$

Situation	M <sub>ua</sub> (KN.m)	μ	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>Durable</b>	49.51	0.0117	4.82	1.13	5.25	5HA12=5.65
<b>Accidentelle</b>	56.04	0.013	3.95	1.13	5.25	5HA12=5.65

**Tableau VI.3:** Ferrailage sur appui des poutres secondaires.

**VI.2.5.2.3 .Ferrailage transversal : D'après le BAEL91 Article (7.7.2)**

Le diamètre des transversales doivent vérifiées que :

$$\varnothing_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \varnothing_1 \right) \Rightarrow \min (11.42 ; 30 ; 1.4)$$

On prend  $\varnothing_t = 8\text{mm}$ .

D'après le **RPA99/version2003-ART(7.5.2.2)** la quantité d'armatures transversales minimal est donnée par l'expression suivante : **A<sub>t</sub> = 0.003 S<sub>t</sub> . b**

Avec :

- **En zone nodale.**

$$S_t = \min \left( \frac{h}{4} ; 12\varnothing_1 \right) = \min \left( \frac{40}{35} ; \frac{30}{10} ; 1.4 \right) \Rightarrow \mathbf{S_t = 7.2 \text{ cm.}}$$

$$\mathbf{A_t = 0.003 S_t . b} = 0,003 \times 7.2 \times 30 = 0.7 \text{ cm}^2$$

- **En zone courante.**

$$S_t = \left( \frac{h}{2} \right) \Rightarrow \mathbf{S_t = 20 \text{ cm.}}$$

$$\mathbf{A_t = 0.003 S_t . b} = 0,003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2$$

- **Section minimale des armatures transversales donnée par BAEL (A.5.1.2.3)**

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0.4 \times b_0}{f_e} \Rightarrow A_t \geq \frac{20 \times 0.4 \times 30}{400} = \mathbf{0.6 \text{ cm}^2}$$

$$\mathbf{A_t = 0.6 \text{ cm}^2}$$

**N.B :** Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5cm** du nu de l'appui de l'encastrement.

**VI.2.5.2.4.Vérification au cisaillement (ELU) :**

Il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5Mpa\right) = 3.33Mpa$$

$V_u$  = Force de cisaillement maximal dans l'état limite ultime.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{42.71 \times 10^3}{300 \cdot 315} = 0.45 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

**VI.2.5.2.5.Vérification vis-à-vis de l'état limite de service:**

La fissuration est considérée comme non préjudiciable, donc il n'y a aucune vérification concernant  $\sigma_s$

La vérification de la contrainte de compression de béton  $\sigma_{s,c}$  n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \alpha_1 = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{ou} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

- **En travée :**

$$\gamma = \frac{36.98}{25.63} = 1.44$$

$$\alpha = \frac{1.44-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha \ 0.104 < \alpha_1 = 0.471 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

- **Sur appui**

$$\alpha \ 0.104 < \alpha_1 = 0.43 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

Donc aucune vérification des contraintes à l'ELS.

**-Vérification au glissement :**

- **Sur appui**

$$T_u - \frac{M_u}{0.9 \cdot d} \leq 0 \quad \text{avec} \ T_u = 42.71 \text{ KN} \quad \text{et} \quad M_u = 51.36 \text{ KN.m}$$

$$42.71 - \frac{51.36}{0.9 \times 315} \leq 0 \Rightarrow -138.45 < 0 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

Donc il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification des armatures aux niveaux d'appuis

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

$$T_u \leq \frac{f_{uc28}}{\gamma_b} \cdot a \cdot b \quad \alpha = 0.9 \ d = 27.53\text{cm} \quad \text{On a} \ T_u = 42.71 < 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot a \cdot b = 486.77 \text{ KN.}$$

Donc : pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis.

**VI.2.5.2.6 .Recouvrement Des Armatures Longitudinales : BAEL91 Article (7.5.2.1).**

$$L_r = 40 \ \emptyset \ (\text{zone I}).$$

$$L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm.}$$

**VI.2.5.2.7 .Vérification de la flèche : BAEL91 Article (B.6.5, 1).**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{430} = 0.081 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{35}{430} = 0.081 > \frac{M_t}{10M_0} = 0.07 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{M_{adp}}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{30 \times 31.5} = .00059 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

Les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

**VI.2.6 .Résultats de ferrailage :**

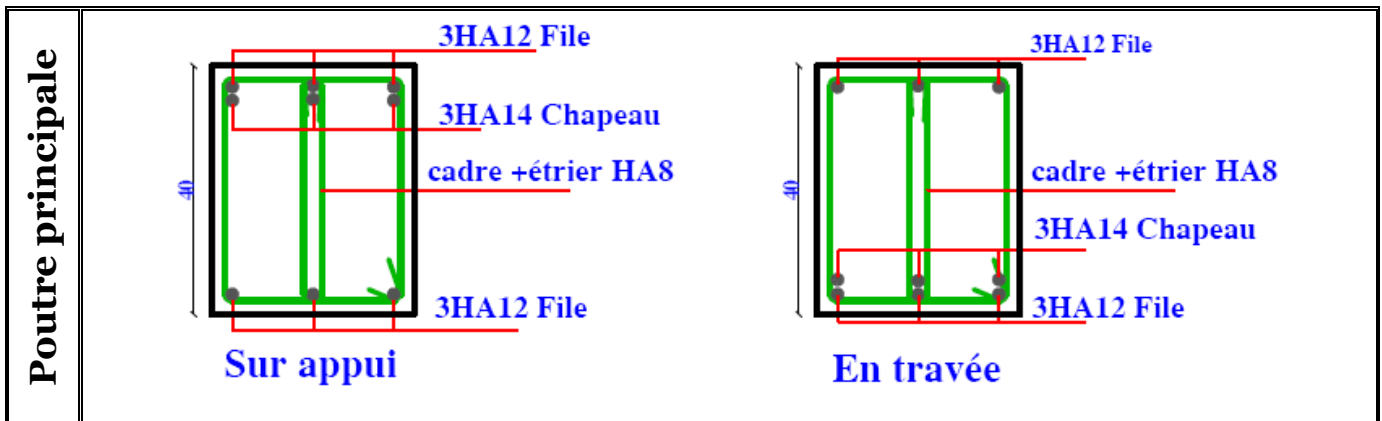
Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Situation	Position	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )
Poutres principales	Travée	7.05	6	3HA12+3HA14=8.01	Cadre + étrier HA8
	appui	5.83	6	3HA12+3HA14=8.01	
Poutres secondaires	Travée	4.82	5.25	5HA12=5.65	
	appui	3.95	5.25	5HA12=5.65	

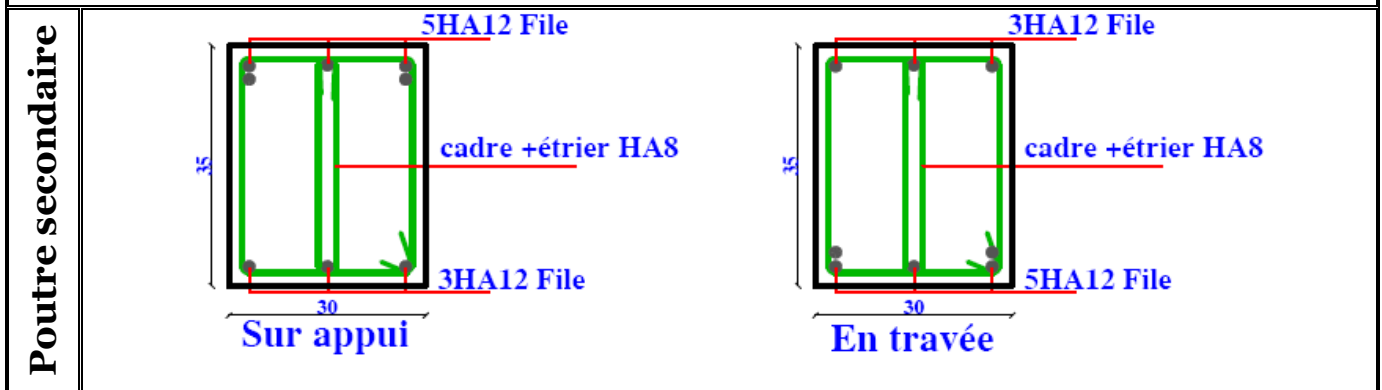
**Tableau VI.7:** tableau récapitulatif du Ferrailage des poutres.

**VI.2.7 Schéma de ferrailage de poutres :**

Le schéma de ferrailage est détaillé dans la figure suivante :



**Figure VI.2.7:** Schéma de ferrailage des poutres principales



**Figure VI.2.8 :** Schéma de ferrailage des poutres secondaires.

## VI.3. Etude des poteaux

### VI.3.1. Introduction

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges supportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables.

### VI.3.2. Aspects réglementaires

#### • Les combinaisons accidentelles

Suivant le RPA :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{E.L.A} \\ G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{array} \right.$$

#### • Les combinaisons fondamentales

Suivant le BAEL

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{E.L.U} : 1,35G + 1,5 Q \\ \text{E.L.S} : G + Q \end{array} \right.$$

Les poteaux seront calculés à la flexion composée en fonction des moments fléchissant (M) et des efforts normaux (N).

Donc trois cas peuvent se présenter; à savoir :

- 1<sup>ère</sup> cas :  $N_{\max} \rightarrow (M_{Z\text{corr}}; M_{Y\text{corr}})$ .
- 2<sup>ème</sup> cas :  $M_{Z\text{max}} \rightarrow N_{\text{corr}}$ .
- 3<sup>ème</sup> cas :  $M_{Y\text{max}} \rightarrow N_{\text{corr}}$ .
- 4<sup>ème</sup> cas :  $N_{\min} \rightarrow (M_{Z\text{corr}}; M_{Y\text{corr}})$ .

#### Armatures longitudinales

Les armatures doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets avec un diamètre minimum de 12mm.

\* Armatures minimales : 0.7% en zone I

\* Armatures maximales :

$$\left\{ \begin{array}{ll} 6\% X B & \text{en zone recouvrement} \\ 4\% X B & \text{en zone courante.} \end{array} \right.$$

Avec :

**B** : Section du poteau

\* Longueur de recouvrement est de  $40\phi$  en zone I

\* Le recouvrement se fait, si possible, à l'extérieur de la zone nodale ;

\* La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.

#### ▪ Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivant :

$$\frac{A_t}{\delta_t} = \frac{P_a \cdot V_u}{h_L \cdot f_e}$$

Avec :

-  $V_u$  : effort tranchant de calcul;

-  $h_L$  : hauteur totale de la section brute;

-  $f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale;

-  $P_a$  : est le coefficient correcteur qui tient compte de l'élançement géométrique des poteaux -dans

la direction considérée  $P_a = 2,5$  si  $\lambda_g \geq 5$  et à  $3,75$  dans le cas contraire.

$\delta_t$  : l'espacement des armatures transversales qui peut être déterminé comme suit Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

**$\delta_t \leq \min(10 \cdot \phi_L; 15 \text{ cm})$  En zone I**

Dans la zone courante :

$$\delta_t \leq 15 \cdot \phi_{L \min}$$

$\phi_{L \min}$  Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- la quantité d'armatures transversales minimales est:

$\frac{A_t}{\delta_t \cdot b}$  En % et est donnée comme suit :

- Si  $\lambda_g \geq 5$  : 0.3%

- Si  $\lambda_g \leq 3$  : 0.8%

- Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpoler entre les valeurs limitent précédentes:

$\lambda_g$  : est l'élançement géométrique du poteau

Avec :  $\lambda_g = \left( \frac{l_f}{h} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$

**h** et **b** sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et  $l_f$  longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10 \cdot \phi_t$  minimum.

### VI.3.3 .Les sollicitations

#### ✓ Poteaux ( 30 X 40 )

CAS	Efforts	ELU	ELA	ELS
<b>Cas 1</b>	N <sub>max</sub> [KN]	772.64	770.30	744.61
	M <sub>Ycor</sub> [KN.m]	3.32	33.59	15.74
	M <sub>Zcor</sub> [KN.m]	12.63	11.40	6.70
<b>Cas 2</b>	M <sub>Zmax</sub> [KN.m]	26.67	21.85	18.69
	M <sub>Ycor</sub> [KN.m]	22.01	37.81	15.89
	N <sub>cor</sub> [KN]	571.99	485.68	41.89
<b>Cas 3</b>	M <sub>Ymax</sub> [KN.m]	33.74	47.29	24.04
	M <sub>Zcor</sub> [KN.m]	9.97	6.75	6.78
	N <sub>cor</sub> [KN]	767.01	639.17	759.43
<b>Cas 4</b>	N <sub>min</sub> [KN]	1.26	122.49	0.88
	M <sub>Zcor</sub> [KN.m]	1.78	9.08	1.24
	M <sub>Ycor</sub> [KN.m]	3.44	16.94	2.49

**TableauVI.8** : Sollicitation des poteaux (30 X40)

### VI.3.4.Exemple de calcul

#### ✓ 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.

$$e_2 = \frac{3.l_f^2}{1000h} (2 + \alpha\varphi)$$

Avec :

L : longueur du poteau;

l<sub>f</sub> : 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.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad \text{OU} \quad \alpha = 10 \left( 1 - \frac{M_U}{1.5M_{ser}} \right)$$

Le coefficient  $\alpha$  est compris entre 0 et 1;

$\phi$  : 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<sup>er</sup> cas: 1,35G+1,5Q**

$$N_{max} = 772.64 \text{ KN} \quad ; \quad M_{corr} = 12.63 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{ser} = 15.74 \text{ KN.m}$$

**\* Calcul de L'excentricité**

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{12.63}{772.64} = 0.0163 \text{ m}$$

$$e_a = \max \left( 2\text{cm}, \frac{L}{250} \right) = \max \left( 2\text{cm}, \frac{306}{250} \right) = \max (2, 1.49)$$

$$e_a = 2\text{cm} = 0.02\text{m}$$

$$\alpha = 10 \left( 1 - \frac{M_u}{1.5M_{ser}} \right) = 10 \left( 1 - \frac{12.63}{1.5 \times 15.74} \right) = 0.465$$

$$\alpha = 0.465 \quad ; \quad \phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot l_f^2}{10000h} (2 + \alpha\phi) = \frac{3 \times (0.7 \times 3.06)^2}{10000 \times 0.4} \times (2 + 0.376 \times 2) \text{m}$$

$$e_2 = 0.016 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0.0163 + 0.02 + 0.016 = 0.0523 \text{ m}$$

**\* Calcul de coefficient de remplissage  $\psi$**

$$\psi_1 = \left( \frac{M_u}{b \cdot h \cdot \sigma_{bc}} \right) = \frac{772.64 \times 10^3}{300 \times 400 \times 14.2} = 0.45$$

$$\text{Donc: } \Psi_1 \leq 0.81$$

$$\varepsilon = f(\Psi_1)$$

**\* Calcul l'excentricité critique relative  $\zeta$  :**

$$\psi_1 \leq \frac{2}{3} \Rightarrow \zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})}$$

$$\zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0.45}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12 \times 0.45})} = 0.148$$

$$e_{NC} = \zeta \times h = 0.148 \times 0.40 = 0.0592$$

$$e = 0.0523 < e_{NC} = 0.0592 \rightarrow \text{Section entièrement comprimée}$$

**Si  $e > e_{NC} \rightarrow$  Section partiellement comprimée**

$A'_{s,min}=4\text{cm} \times \text{périmètre de la section.}$

$$A'_{s,min} = 4 \times [(0.30+0.40) \times 2] = 5.6\text{cm}$$

On vérifie la section minimale par la règle du millième et par la règle de fragilité :

• **Condition de non fragilité**

$$A_{s \min} \geq \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, B \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{s \min} \geq \max \left\{ \frac{30 \times 40}{1000}, 30 \times 40 \times \frac{2.1}{400} \right\}$$

$$A_{s \min} \geq \max \{ 1.2 ; 6.3 \}$$

$$A_{s \min} \geq 6.3 \text{ cm}^2$$

Suivant le RPA :

• **Armatures maximales**

\* **en zone courante**

$$A_s \leq A_{\max} = 4\% b \cdot h$$

$$A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$$

\* **en zone de recouvrement**

$$A_s \leq A_{\max} = 6\% b \cdot h$$

$$A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$$

Le diamètre minimum :  $\phi_{\min} = 12 \text{ mm.}$

• **Armatures minimales**

$$A_{\min} = 0.7\% \times 30 \times 40 = 8.4 \text{ cm}^2$$

\* **Choix des armatures**

$$A_s \geq A_{smin} = 8.4 \text{ cm}^2$$

On adopte:  $A_s = 8\text{HA}14 = 12.32\text{cm}^2$

• **Vérification vis -à vis de l'état limite de service**

– **Contrainte maximale de compression de béton**

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0,6f_{28}$$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.0073 \text{ m}$$

$$S = bh + 15A_{totale} = 30 \times 40 + 15 \times 12.32 = 1384.8 \text{ cm}^2$$

$$X_G = 15 \frac{A'_s \times (\frac{h}{2} - d') - A_s \times (d - \frac{h}{2})}{bh + 15(A_s + A'_s)} \Rightarrow X_G = 3.9 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G + 15 [A'_s (\frac{h}{2} - d' - X_G)^2 + A_s (d - \frac{h}{2} + X_G)^2]$$

$$I = 113082.81 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e-X_G)\left(\frac{h}{2}+X_G\right)}{I} \Rightarrow \sigma_{sup} = 5.493 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

(De la fibre supérieure).

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e-X_G)\left(\frac{h}{2}+X_G\right)}{I} \Rightarrow \sigma_{inf} = 4.436 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

(De la fibre inf.)

$$\text{Max} (\sigma_{sup}, \sigma_{inf}) = 5.493 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

**- Contrainte maximale de traction des aciers**

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[ \frac{bh^2}{2} + 15(A_1 c + A_2 d) \right]$$

$$V_1 = 16.76 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$V_2 = 13.70 \text{ cm}$$

$$\sigma_s^1 = 15 \left[ \frac{N_{ser}}{B_0} - \frac{M_{ser} (V_1 - c_1)}{I} \right] = 66.36\text{MPa}$$

$$\sigma_s^2 = 15 \left[ \frac{N_{ser}}{B_0} - \frac{M_{ser} (V_2 - c_2)}{I} \right] = 66.34\text{MPa}$$

$$\text{Max} (\sigma_s^1, \sigma_s^2) = 66.36 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.66\text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

**- Calcul des armatures transversales**

$$L_f = 0.7 \times 3.06 = 2.142\text{m}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{214.2}{40} = 5.35$$

Donc  $\lambda_g < 5 \rightarrow \rho_a = 3.75$

➤ Suivant le BAEL :

$$t \leq \min( 15 \varnothing_l^{min} ; 40 \text{ cm } b+10 \text{ cm})$$

$$\varnothing_l^{min} = 14 \text{ mm}$$

$$t \leq \min ( 21 ; 40 ; 40)$$

$$t \leq 21 \text{ cm } \dots\dots t = 15 \text{ cm}$$

➤ Suivant le RPA :

**\* Zone nodale**

$$t \leq \min( 15 \varnothing_l^{min} ; 15 \text{ cm})$$

$$\varnothing_l^{min} = 14 \text{ mm}$$

$$t \leq \min( 14\text{cm} ; 15 \text{ cm})$$

$$t \leq \min( 14\text{cm} \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$$

**\* Zone courante**

$$t \leq 15\phi_l^{min}$$

$$t \leq 21 \text{ cm} \Rightarrow t = 15 \text{ cm}$$

- **Diamètre des armatures transversales**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{Lmax}}{3} = \frac{15}{3} = 5 \text{ cm}$$

Remarque : vue le marché algérien on adopte  $\phi_t = 6 \text{ cm}$

- **Détermination de la section des Armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho_a V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e}$$

$$A_t = \frac{3.75 \times 29.37 \times 0.1}{40 \times 400} \times 10^{-2} = 0.068$$

- **Armatures transversales minimales**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{340}{40} = 8.5 > 6$$

On a :  $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow \frac{A_{t,min}}{t.b} = 0.3\% \Leftrightarrow A_{t,min} = 0.3\% t.b$

$$A_{t,min} = 0,3\% t.b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 8HA8 = 4,02 \text{ cm}^2 > A_{t,min} = 1.5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots cv$$

Les cadres doivent être fermées par des crochés à 135° ayant une longueur de  $10\phi_t$

**VI.3.4.1. Calcul récapitulatif des sections des armatures des poteaux**

CAS	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>adopté</sub>	Longueur de Rec (cm)
CAS1	6.3	11.2	6HA14 +2HA12	11.50	(60cm)
CAS2	3.07	11.2	6HA14 +2HA12	11.50	(60cm)
CAS3	1.39	11.2	6HA14 +2HA12	11.50	(60cm)
CAS4	0.68	11.2	6HA14 +2HA12	11.50	(60cm)

**Tableau VI : Calcul et choix des sections d'armatures des poteaux ( 30\*40)**

- **Vérification à l'ELS**

**Vérification de l'effort tranchant**

✓ **Poteaux :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{772.64}{300 \times 370} = 0.00696 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

$$V = \frac{772.64}{1200 \times 25} = 0.26 \leq 0.30 \dots\dots\dots \text{CV}$$

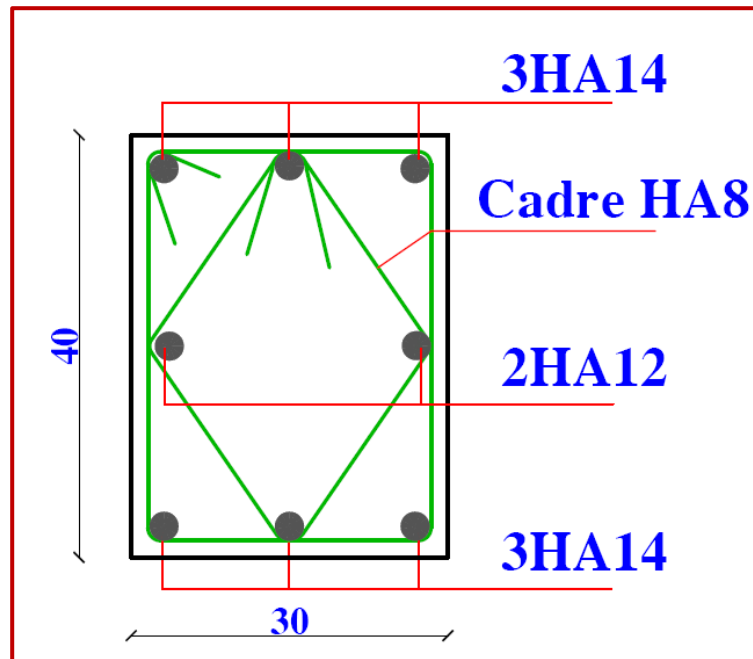


Figure VI.3 : Ferrailage des poteaux (30\*40)

## VI.4. Les voiles

### VI.4.1. Introduction

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

Il a été constaté que de nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résisté sans endommagements exagérés.

Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales (au plus 20%), les voiles en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques.

Pour cela l'avantage que présente l'utilisation des voiles est la réduction considérable des dommages sismiques des éléments non structuraux et du bâtiment en générale, et cela grâce à leur grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- ✓ Rupture par flexion;
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant;
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus on doit respecter les modalités suivantes :

- ✓ Pour éviter les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales;
- ✓ Pour éviter le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

### VI.4.2. Recommandations du RPA99/2003

#### a. Armatures verticales

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que :  $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$

$l_t$  : Longueur de la zone tendue.

$e$ : Épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement :  $S_t < e$  ( $e$ : épaisseur de voile).

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.

- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

### **b. Les armatures horizontales**

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\phi$ .

### **c. Les armatures transversales**

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par  $1m^2$  au moins.

### **d. Les armatures de couture**

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1V/f_e$$

### **e. Règles communes (armatures verticales et horizontales)**

Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales)

$A_{min} = 0.15 (b \times h)$  → Globalement dans la section du voile ;

$A_{min} = 0.10 (b \times h)$  → En zone courante.

#### ❖ L'espacement

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m .  
Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

#### ❖ Longueurs de recouvrement

-  $40 \phi$ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts et possible .

-  $20 \phi$ : Pour les barres situées dans.

### **VI.4.3. Les sollicitations**

Les voiles seront calculés à la flexion composée uniaxiale en fonction des moments fléchissant (M) et des efforts normaux (N).

Donc trois cas peuvent se présenter; à savoir :

- o **Cas 1** : N min – M correspondant;
- o **Cas 2** : N max – M correspondant;
- o **Cas 3** : M max – N correspondant.

Le voile le plus sollicité	E.L.U						
	N max – M corr		M max – N corr		N min – M corr		V(KN)
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	
	<b>2123.43</b>	<b>34.32</b>	<b>1814.65</b>	<b>167.87</b>	<b>58.25</b>	<b>26.39</b>	<b>1291.54</b>
	E.L.S						
<b>1540.86</b>	<b>24.13</b>	<b>1327.86</b>	<b>117.79</b>	<b>42.28</b>	<b>19.14</b>	<b>925.12</b>	

Tableau.VI. 11 : Sollicitations maximales de calcul de voile le plus sollicité dans les deux états

**VI.4. 4.Exemple de calcul d'un voile :**

$M = 34.32 \text{ KN.m}$

$N = 2123.43 \text{ KN.m}$

$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0.15 \times 4^3}{12} = 0.8 \text{ m}^4$

$\Omega = e \times L = 0.15 \times 4.00 = 0.6 \text{ m}^2$

$V = \frac{L}{2} = \frac{4}{2} = 2 \text{ Gm}$

**Avec:**

I: Inertie du voile;

$\Omega$  : Surface en plan du voile ;

v : La position de l'axe neutre.

**• Armatures verticales**

$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} \times V = \frac{2123.43}{0.6} + \frac{34.32}{0.8} = 3581.95$

$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} \times V = \frac{2123.43}{0.6} - \frac{34.32}{0.8} = 3496.15$

$\sigma_1 = 3581.95 \text{ KN/m}^2$

$\sigma_2 = 3496.15 \text{ KN/m}^2$

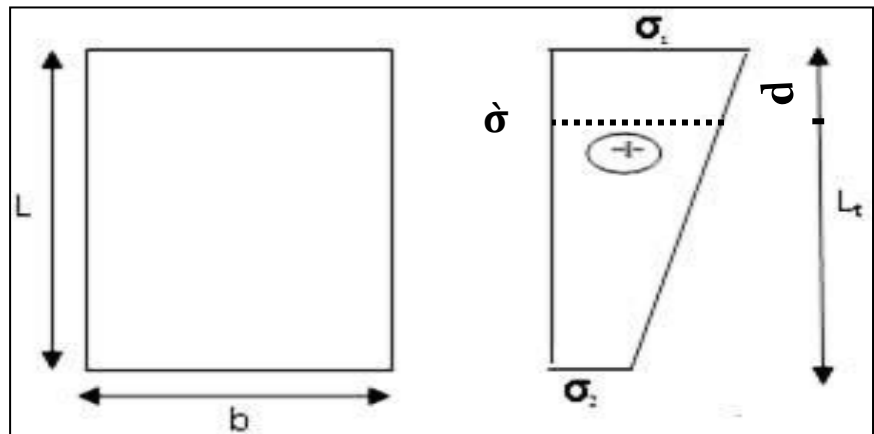


Figure VI : Diagramme d'une section entièrement comprimée

**Si :  $\sigma_1$  et  $\sigma_2 > 0$  → la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue"**

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

$$L = 400 \text{ cm } A_{\min} = 0.20\% \times e \times L$$

$$A_{\min} = 0.002 \times 15 \times 400 = 1.2 \text{ cm}^2$$

permet de découper la zone comprimée en bande dont la largeur **d** est tel que :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right)$$

$h_e$  : Hauteur d'étage.

$L_c$  : Longueur de la zone comprimée.

➤ **Calcul de  $L_c$**

$$L_c = L \left( \frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 2.02$$

➤ **Calcul de **d****

$$d \leq \min \left( \frac{3.06}{2}; \frac{2}{3} \times 2.02 \right) \Rightarrow d \leq \min(1.53; 1.35)$$

On adopte **d= 1m**

D'après le RPA 99 on à :

✓ **La section globale :**

$$A_s \geq 0.15 \times e \times L$$

$$A_s \geq 0.0015 \times 15 \times 400 = \mathbf{9.00 \text{ cm}^2}$$

✓ **En zone courante :**

$$A \geq 0.10 \% \times e \times L$$

$$A \geq 0.001 \times 15 \times 400 = \mathbf{6 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Zone courante: } S_t \leq \min(1.5 e; 30 \text{ cm}) = \min(1.5 \times 15; 30 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$$

On prend :  $S_t = 20 \text{ cm}$

$$L_2 = L - 2L_1 = 400 - (2 \times 40) = 320 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow N(\text{espacements}) : L_2 / S_t = 320 / 20 = 16$$

On prend :  $N(\text{espacements}) = 16$

$$\Rightarrow N(\text{barres}) = N(\text{espacements}) + 1 = 16 + 1 = 17$$

✓ **La zone d'about**

$$S_t / 2 = 10 \text{ cm}$$

$$L_1 = L / 10 = 40 \text{ cm}$$

$$N \text{ (espacements)} = L_1 / St = 4$$

$$\Rightarrow N(\text{barres}) = N(\text{espacements}) + 1 = 4 + 1 = 5$$

✓ **Le diamètre**

$$\emptyset \leq a/10 = 15 \text{ mm}$$

On adopte :  $\emptyset = 12 \text{ mm}$

✓ **Zone Courante**

$$A_s = 21 \text{ HA}12 = 23.75 \text{ cm}^2$$

✓ **Zone d'about**

$$A_s = 5 \text{ HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ tot} = 2A_{\text{tend}} + A_{\text{comp}} = 2 \times 5.65 + 23.75 = 58.80 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ tot} = 58.80 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}}(\text{globale}) = 18 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

✓ **Ferrailage horizontal à l'effort tranchant :**

La vérification de la résistance au cisaillement se fait en majorant la contrainte de cisaillement de 40% .

La contrainte de cisaillement est limitée comme suit :

$$\tau = 1,4 V / b_0 d \leq 0,2 f_{c28} = \mathbf{5 \text{ MPa}}$$

Avec :

$$\tau = 0.63 \text{ MPa} < 5 \text{ MPa. (Pas de risque de cisaillement)}$$

La section d'armatures est déterminée par le BAEL comme suit :

$$\tau = 1,4 V / b_0 d \leq 0,2 f_{c28} = \mathbf{5 \text{ MPa}}$$

Avec :

$$\tau = 0.73 \text{ MPa} < 5 \text{ MPa. (Pas de risque de cisaillement)}$$

La section d'armatures est déterminée par le BAEL comme suit :

$$\left( \frac{A_T}{B_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \cdot K}{30.8 \cdot f_e \cdot (\cos \alpha + \sin \alpha)} \right)$$

$k = 0$  (Pour prendre en compte la reprise de bétonnage)

$$\alpha = 90^\circ, St \leq (1,5e, 30\text{cm}) \text{ donc : } \mathbf{St = 20\text{cm}}$$

$$\mathbf{At \geq 0.66 \text{ cm}^2}$$

• **Choix des armatures**

$$\text{On adopte : } = \mathbf{4 \text{ HA}8 / \text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Soit : } \mathbf{St = 25 \text{ cm.}}$$

• **Vérification de l'espacement :**

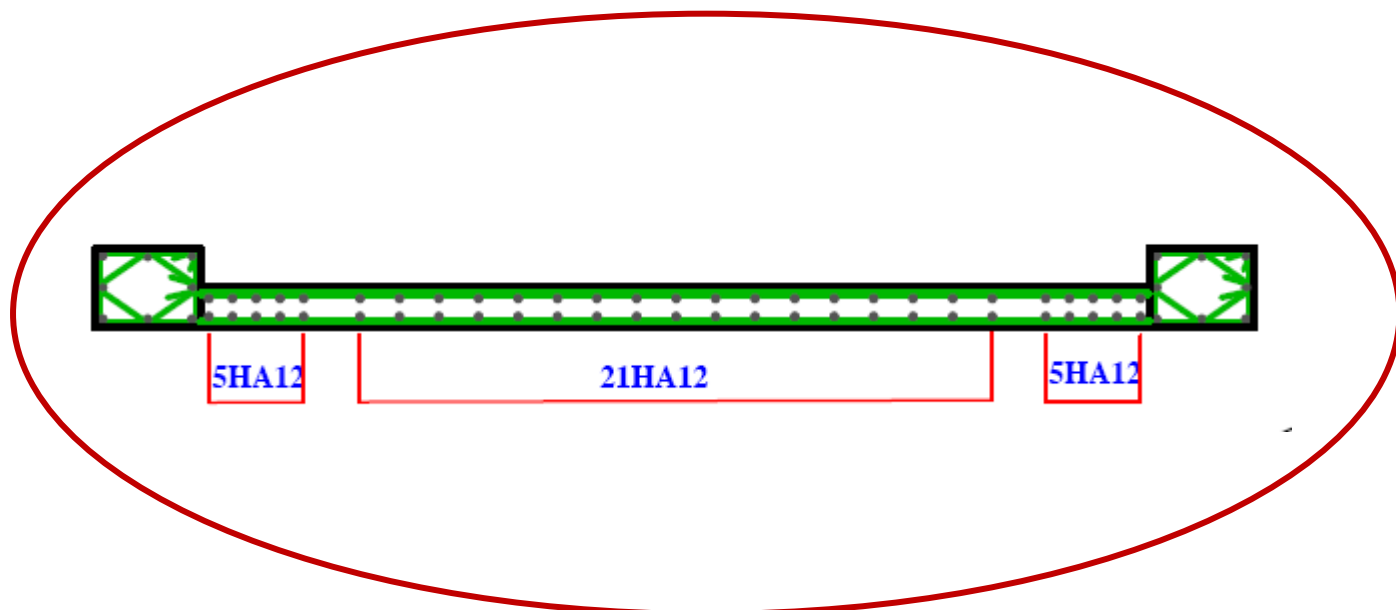
$$St = 25 \text{ cm} \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Le pourcentage minimum d'armatures:**

D'autre part le **RPA 99/version 2003** prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

0.25% de la section du voile considérée si:

$$A_{t,\min} (\text{RPA}) = 0.25\% \times b \times S_t = 0.93\text{cm}^2, \text{ On adopt : } 5\text{HA}8 = 2.5 \text{ cm}^2$$



**Figure VI.5** : schéma du ferrailage du voile.

# **Chapitre VII**

## **Etude de l'infrastructure**

## VII-1-Etude de l'Infrastructure

### VII-1-1.Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour rôle le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles Posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux, fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

### VII-1-2.Le choix de type de fondation

Le choix de type de fondation dépend du :

- ❖ Type d'ouvrage à construire ;
- ❖ La nature et l'homogénéité du sol ;
- ❖ La capacité portante du terrain de fondation ;
- ❖ La charge totale transmise au sol ;
- ❖ La raison économique ;
- ❖ La facilité de réalisation.

En effet une méthode rapide et simplifiée permet de déterminer si une solution par semelle continue est possible ou s'il faut prévoir un radier général.

- si  $S_0 > S$  : la fondation par semelles isolées est possible ;
- si  $S > S_0$  la solution de fondation superficielle n'est pas possible
- si  $S \approx S_0$  : c'est une solution par radier général qu'il faut adopter.

Tel que :

$S_0$  : L'emprise de la structure (surface de Bâtiment) ;

$S$  : La surface totale minimale d'assise de fondation ;

$\overline{\sigma}$  : La contrainte admissible pour le sol de fondation.

Cependant une vérification dans l'ordre suivant est requise : les semelles isolées, les semelles filantes et enfin le radier général et on opte pour le choix qui convient.

$$S_0 = 250.71 \text{ m}^2$$

$$N_{\max} = 772.64 \text{ KN (Robot)}$$

Suivant l'étude de sols élaborée sur le laboratoire LABO-N.H.C DE OM-LBOUGHI

On prend  $\sigma_{sol} = 1.5$  bars.

$$S = \frac{N_{max}}{\sigma_s} = \frac{772.64}{150} = 5.15 \text{ m}^2$$

•Vérification:

-  $\frac{S}{S_0} = \frac{5.15}{250.71} = 2.05\%$

-  $S / S_0 = 2.05 \% < 50 \%$

Alors on adopte une semelle isolé sous poteaux et filante sous voiles.

**VII-1.3. Combinaison d'actions à considérer**

D'après le RPA99 version 2003 les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

✓  $G + Q \pm E$

✓  $0.8 \times G \pm E$

**VII-1.4. Calcul des semelles**

**VII-1.4.1. Calcul de la semelle isolée**

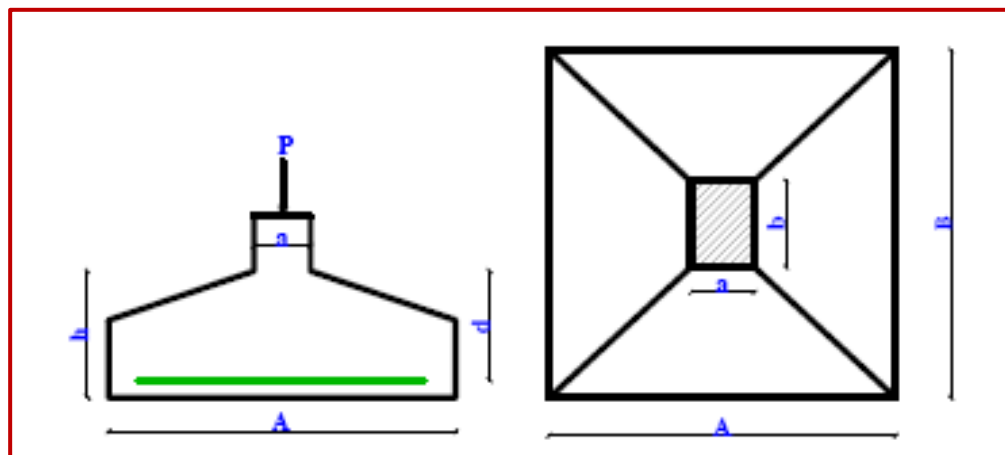


Figure VII.1 : Semelle isolé.

➤ **Condition d'homogénéité**

$a = 30 \text{ cm}, b = 40 \text{ cm}$

$a/b = 0.75$

On a :

$N_{ser} = 744.61 \text{ KN}; M_{ser} = 15.74 \text{ KN.m}$

$N_u = 772.64 \text{ KN}; M_u = 12.63 \text{ KN.m}$

$$\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = 4.49 \text{ m}^2; \frac{N_u}{\sigma_{sol}} = 5.15 \text{ m}^2$$

Donc le prédimensionnement se fera à l'ELU

$$\sigma_{sol} < \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma_{sol} = \frac{N_u}{A \times B} \quad A \times B = \frac{N_u}{\sigma_{sol}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_u}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{772.64}{150}} = 2.27$$

$$B = A = 2.27m$$

Donc finalement on choisi une semelle de (2.30m×2.30m).

➤ **Détermination de "d" et "ht"**

D'après la condition de rigidité (méthode des bielles)

$$d \geq A - a / 4 = 58 \text{ cm} \Rightarrow d \approx 60$$

$$B - b / 4 = 50 \text{ cm}$$

$$\text{D'ou : } h = d + 5 \text{ cm} \rightarrow h = 55 \text{ cm}$$

➤ **Vérification des conditions de stabilité**

Selon le BAEL on a :

$$e_{0.u} = \frac{M_u}{N_u} = \frac{12.63}{772.64} = 0.016 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.016m \leq A / 6 = 2.30/6 = 0.38 \dots\dots\dots CV$$

Donc le ferrailage se calcule avec la méthode des bielles, et on va prendre comme étant la contrainte uniforme tout au long de la semelle.

Selon on a :

$$e_0 = 0.016 \text{ m} \leq A / 4 = 2.30 / 4 = 0.75 \dots\dots\dots CV$$

➤ **Vérification des conditions de rigidité**

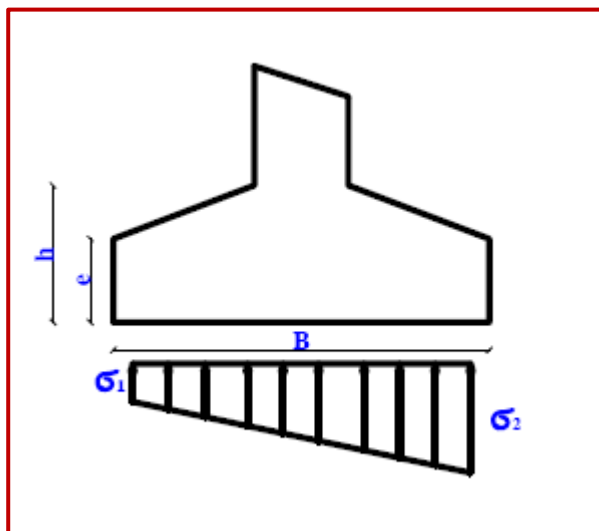


figure VII.2. Schéma équivalent d'une semelle isolée.

$$\sigma_1 = \left(1 - \frac{6e_0}{B}\right) \cdot \frac{N_u}{A \cdot B} =$$

$$\sigma_2 = \left(1 - \frac{6 * 0.016}{2.3}\right) \cdot \frac{772.64}{2.3 * 2.3} = 139.95 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) \cdot \frac{N_u}{A \cdot B} =$$

$$\sigma_2 = \left(1 + \frac{6 * 0.016}{2.3}\right) \cdot \frac{772.64}{2.3 * 2.3} = 152.15 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{\sigma_1 + 3\sigma_2}{4} = 111.06 \text{ KN/m}^2$$

**VII-1.4.2.Calcul du ferrailage :**

• **Poids propre de la semelle**

$P_s = \gamma \times B \times A \times h$

$P_{\text{suml}} = 25 \times (2.3) (2.3) \times 0.55 = 72.74 \text{ KN}$

• **Sens X-X**

$\eta = 1.6 ; f_{t28} = 2.1 \text{MPa} ; \sigma_s = 348 \text{MPa}$

$N_{u'} =$

$N_{u'} = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) N_u = 788.76 \text{ KN}$

$A_{xst} = \frac{N'_s (A - a)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{788.76 (2.30 - 0.4)}{8 \times 0.60 \times 348} = 12.97 \text{ cm}^2$

$A_{xst} = A_{yst} = 12.97 \text{ cm}^2.$

➤ **Condition de non fragilité**

$A_{\text{min}} = 0.23 \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 2.89 \text{ cm}^2$

$A = \max \{A_{\text{min}} ; A_u\} = 12.97 \text{ cm}^2$

On adopte:  $A_s = 12 \text{ HA}12 = 13.57 \text{ cm}^2$

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

➤ **Vérification de l'espacement**

$St = 22 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$

➤ **La longueur de scellement**

$$L_s = \frac{\sigma}{4} \times \frac{f_e}{\tau_s} \text{ avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{tj} ; (\psi = 1.5 \text{ pour les barres HA})$$

$$L_s = 50 \text{ cm}$$

$$B/8 \leq L_s \leq B/4$$

$$B/8 \leq 50 \text{ cm} \leq B/4; 35 \text{ cm} \leq 50 \text{ cm} \leq 70 \text{ cm}$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et ne comportent pas des crochets.

**VII-1.4.3. Vérification du non poinçonnement de la semelle**

$$a_1 = a + h = 2.3 + 0.65 = 2.90 \text{ m}$$

$$b_1 = b + h = 2.3 + 0.65 = 2.90 \text{ m}$$

$$a_2 = a + 2h = 2.3 + (2 \times 0.65) = 3.60 \text{ m}$$

$$b_2 = b + 2h = 2.3 + (2 \times 0.65) = 3.60 \text{ m}$$

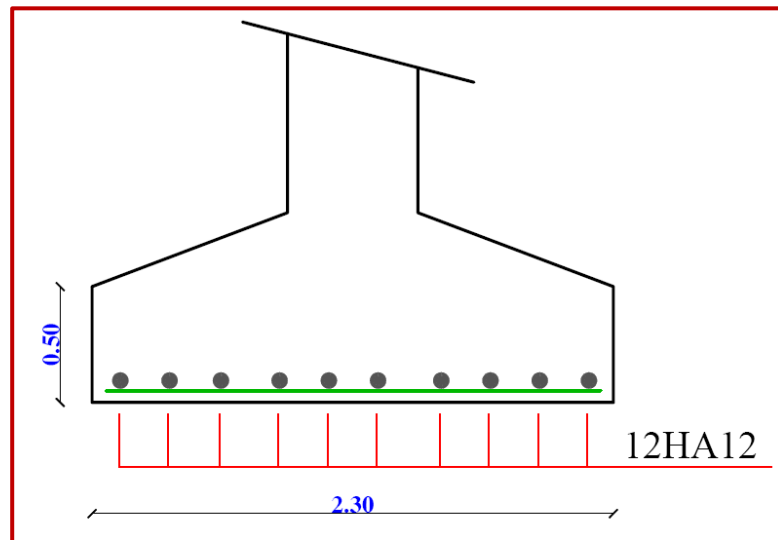
$$u_c = 2(a_1 + b_1) = 2(2.90 + 2.90)$$

$$u_c = 11.60 \text{ m}$$

$$P_u' = (P_s + 1.35 \times G_o) [1 - (a_2 \times b_2 / AB)] = -113.59 \text{ KN}$$

$$P_u' = -113.59 \text{ KN} \leq 0.045 \times u_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b = 698.35 \text{ KN}$$

**Schéma de ferrailage :**



**Figure VII.3.** Ferrailage de la semelle intermédiaire.

**VII-1.5. Calcul de la semelle filante sous voile**

**VII-1.5.1. Calcul de la semelle filante sous voile d'épaisseur 15 cm**

Avec : **L=4.00m**

➤ **Calcul des sollicitations**

$N_u=2123.43 \text{ KN}; M_u=34.32 \text{ KN.m}$

$N_{ser}=1540.86 \text{ KN}; M_{ser}= 24.13 \text{ KN.m}$

Les sollicitations totales résultantes sont :

$$N_u = \frac{N}{L} = \frac{2123.43}{4.00} = 530.86 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{M}{L} = \frac{34.32}{4.00} = 8.58 \text{ KN/ml}$$

$$N_{ser} = \frac{N}{L} = \frac{1540.86}{4.00} = 385.22 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{M}{L} = \frac{24.13}{4.00} = 6.03 \text{ KN/ml}$$

➤ **Vérification**

$$\frac{N_{ser}}{\sigma_{ser}} = 1.33 \text{ m}^2 ; \frac{N_{ult}}{\sigma_{ult}} = 1.96 \text{ m}^2$$

Donc le Prédimensionnement se fera à l'ELU

➤ **Calcul de l'excentricité**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{8.58}{530.86} = 0.016\text{m}$$

Il est vraisemblablement que

$$e_0 \leq \frac{B}{6} \Rightarrow B \geq 6e_0 = 0.096\text{m}$$

Il faut que

$$B \geq \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{N_u}{\sigma_{sol}} = \left(1 + \frac{3 \times 0.016}{3.28}\right) \frac{530.86}{150} = 3.57 \text{ m}$$

Donc on adopte : **B=3.6 m**

$$B = 2.5\text{m} \Rightarrow \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{N_u}{A \times B} = \left(1 + \frac{3 \times 0.016}{3.5}\right) \frac{530.86}{1 \times 3.6} = 148.94 \text{ KN/ m}^2$$

$148.94 \text{ KN/m}^2 < 200 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$

$$d \geq \frac{B - b}{4} = 0.84 \Rightarrow d = 90\text{cm} \text{ et } h = d + 5 = 95 \text{ cm}$$

➤ **Le ferrailage**

La section d'armature principale par unité de longueur vaut :

$$A_s = \frac{N_u}{8 \times d \times \sigma_s} \left(1 + \frac{3 \times e_{0u}}{B}\right) (B - b) = \frac{530.86}{8 \times 95 \times 348} \left(1 + \frac{3 \times 0.016}{3.6}\right) (3.6 - 0.15) = 4.62 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 10.84 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max \{A_{\min} ; A_u\} = 8.27 \text{ cm}^2$$

On adopte : **As=6HA14=9.24 cm<sup>2</sup>/ml**

➤ **L'espace**

Soit :  $St = 100/6 = 17 \text{ cm}$

➤ **Vérification de l'espace**

$St = 12.5 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ cv}$

➤ **Les armatures de répartition**

$$A_{\text{rep}} = \frac{A}{4} = \frac{9.24}{4} = 2.31 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{\text{rep}} = 4 \text{ HA10/ml} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Soit :  $St = 25 \text{ cm}$

➤ **Vérification de l'espace**

$St = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ CV.}$

• **La longueur de scellement**

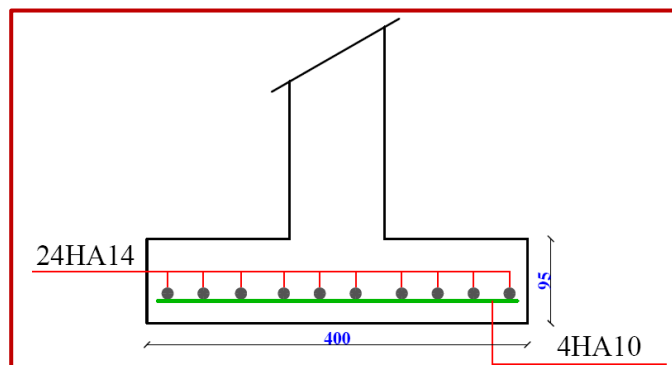
$$L_s = \frac{\emptyset}{4} = \frac{f_e}{\tau_s} \text{ avec : } \tau_s = 0.6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{tj}; (\psi = 1.5 \text{ pour les barres HA})$$

$L_s = 46 \text{ cm}$

$$B/8 \leq L_s \leq B/4$$

$$B/8 \leq 46 \text{ cm} \leq B/4; 31.25 \text{ cm} \leq 46 \text{ cm} \leq 62.5 \text{ cm}$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et ne comportent pas des crochets.



**Figure VII.4:** Ferrailage de semelle filante sens x-x

## VII-2. Les longrines

### VII-2.1. Introduction

Les longrines sont des poutres longitudinales reposant sur le sol, elles sont situées juste au-dessus des semelles, leurs rôles d'aborder l'effort normal provenant des charges et surcharges et

les transformer à un effort de traction.

### VII.2.2 .Pré dimensionnement: R.P.A 99-2003 [A10.1.1 page 88],

Pour un sol de fondation de catégorie (S 3) , les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont (30 x 25) cm<sup>2</sup>.

On adopte (b x h) = (30 x 30) cm<sup>2</sup>.

### VII.2.3.Sollicitations

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F " égale à:

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

N: effort à la base du poteau le plus sollicité ;

$\alpha$ : coefficient de site en fonction de la zone sismique ;

(Dans notre cas  $\alpha = 15$ ).

### VII.2.4.Ferraillage de la longrine

#### ➤ A l'état limite ultime

Les armatures longitudinales sont données par:

$$A_u \geq \frac{N}{15\sigma_s} [1]$$

On à:  $N_u = 772.64 \text{ KN}$

$$\text{Alors: } A_u \geq \frac{772.64 \times 1000}{348 \times 15} = 1.48 \text{ cm}^2$$

#### ➤ Etat limite de service: (CBA 93)

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$N_{ser} = 744.61 \text{ KN}$

$$\text{Alors: } A_s \geq \frac{744.61}{15 \times 201.66} = 2.83 \text{ cm}^2$$

### VII.2.5.Section minimale :(RPA 99)

Le ferraillage minimum doit être de 0,6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20 cm, 15  $\phi$ l).

Alors:  $A_r \geq 0.6\% \times (30 \times 30)$

$A_r = 5.40 \text{ cm}^2$

➤ **Résultats**

$$A = \max [A_u ; A_{ser} ; A_r] = 5.40 \text{ cm}^2$$

On adopte  $A = 6 \text{ HA } 12 = 6.79 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement**

$$St = \min [20 \text{ cm} ; 15\phi] = \min [20 \text{ cm} ; 18 \text{ cm}]$$

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

➤ **Armatures transversales:**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_1}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{ mm}$$

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

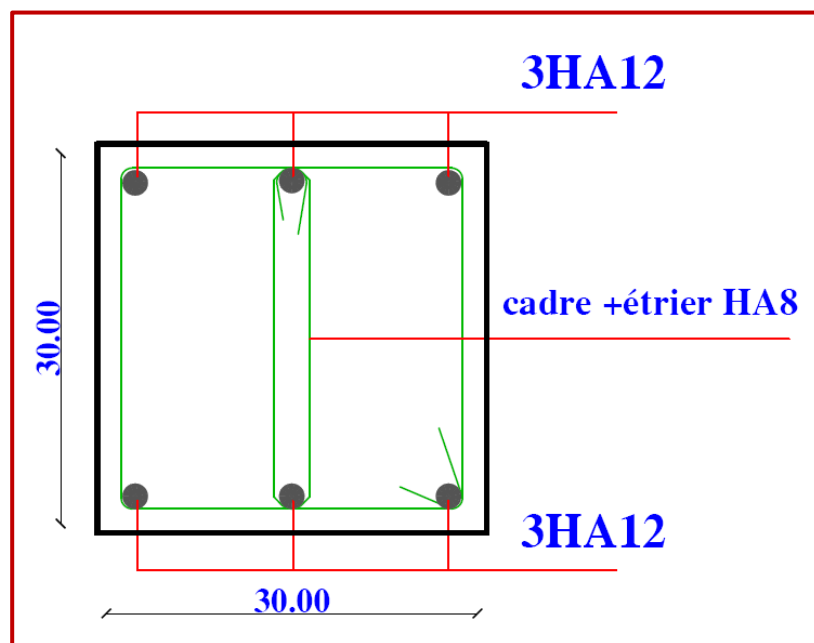


Figure.VII.5:schéma de Ferrailage des longrines.

# Conclusion

La réalisation de cette étude nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Notons qu'enfin ce projet qui constitue pour nous une première expérience, nous a été très bénéfique puisque l'utilisation de l'outil informatique nous a permis d'économiser beaucoup de temps, mais la maîtrise du logiciel reste une étape très importante qui demande les connaissances de certaines notions de base des sciences de l'ingénieur.

# Bibliographie

## Règlements :

- DTR B.C.2.2 charge permanentes et charges d'exploitation.
- DTR B.C.2.47 règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A93).
- DTR B.C.2.48 règle parasismique algériennes (RPA99/Version2003).
- DTR B.C.2.331 règle de calcul des fondations superficielles.
- Fascicule n° 62 BAEL 91 révisé 99
- Internet.

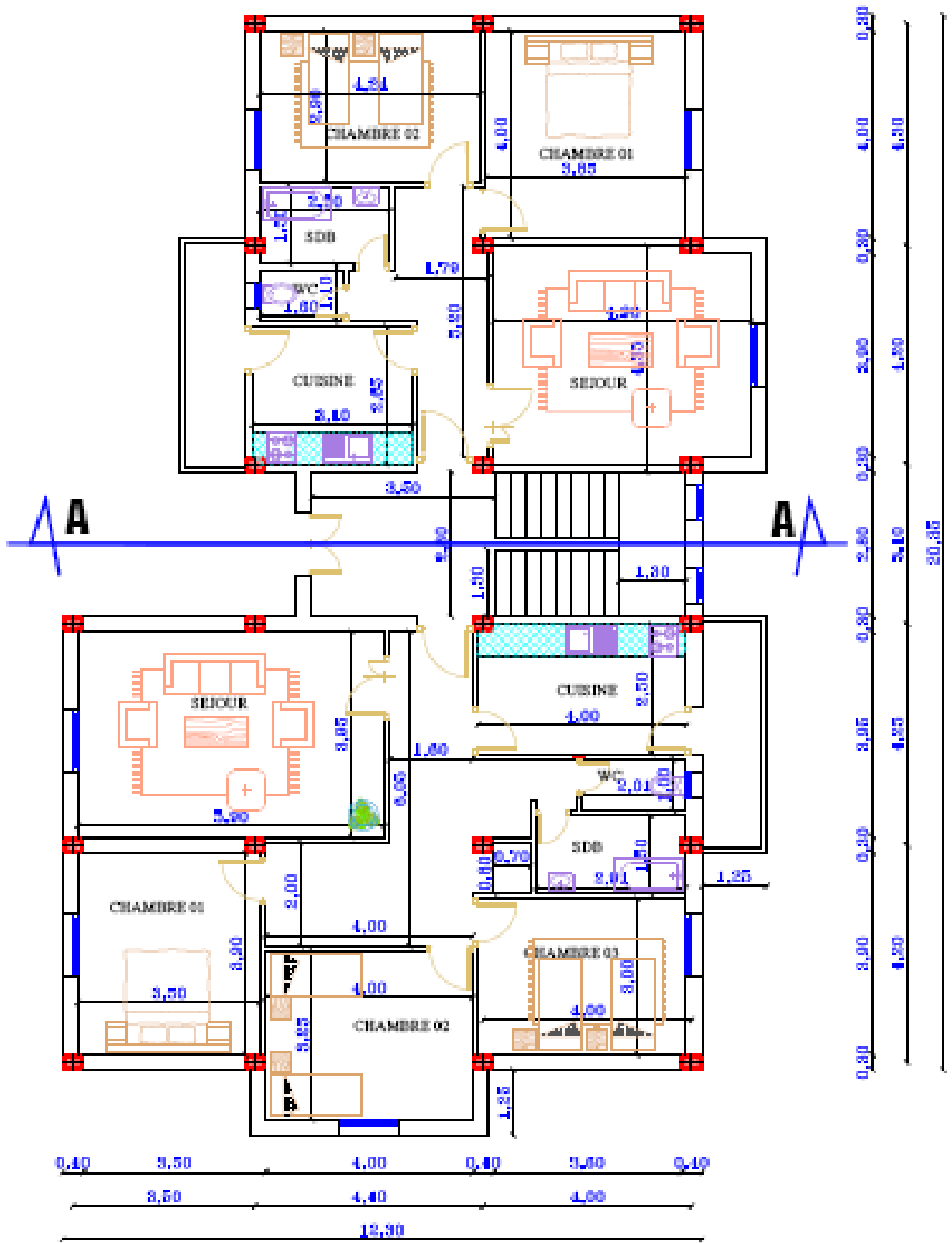
## Cours:

- Cours de dynamique des structures Université Abbes laghrour
- Cours de béton armé Université Abbes laghrour
- Cours de bâtiment Université Abbes laghrour
- Cours de résistance des matériaux Université Abbes laghrour
- Cours de génie parasismique Université Abbes laghrour
- Cours de robot structural analyses Professional Université Abbes laghrour
- livre : Henry Thonier.

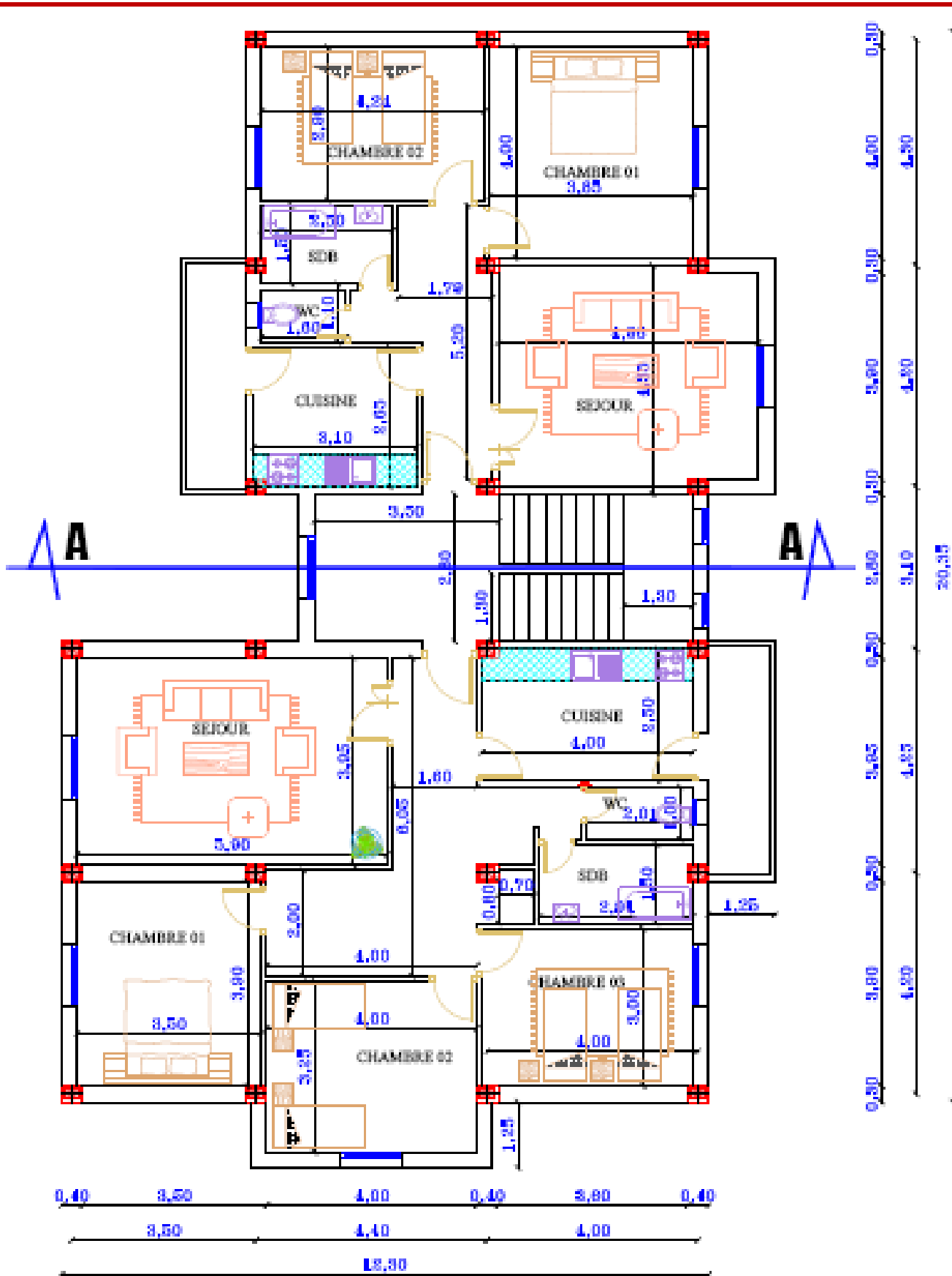
## Logiciels et programmes :

- AutoCAD 2020 (Dessin).
- ROBOT 2020 (Analyse des structures et modélisation).
- Office 2010 (Word; Excel).

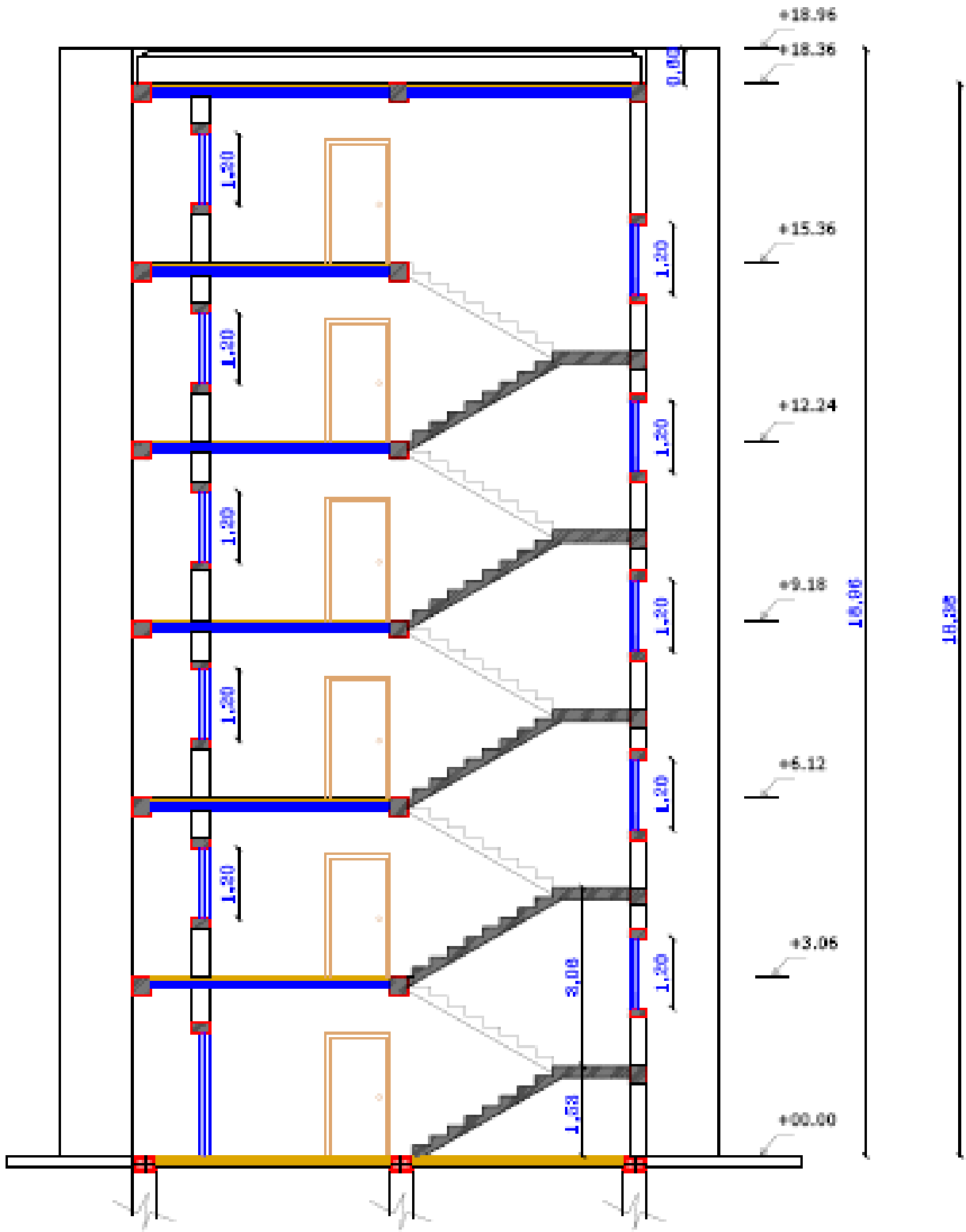
**Les plans**



**PLAN RDC**



**PLAN ETAGE**



**COUPE A-A**



**FACADE PRINCIPALE**



**FACADE POSTERIEURE**