

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITÉ BADJI MOKHTAR - ANNABA  
BADJI MOKHTAR – ANNABA UNIVERSITY



جامعة باجي مختار – عنابة

Faculté : Sciences de l'ingénieur

Département : Génie Civil

Domaine : Science et Technologie

Filière : MASTER - Génie civil

Spécialité : Structures

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master

Thème :

**Etude d'un bâtiment à usage d'habitation R+5+sous-sol**

Présenté par : – SOW Ousmane  
– DIALLO Cheikh

Encadrant : HAMMOUDA A/AZIZ MCA Université BADJI MOKHTAR

**Jury de Soutenance :**

GOUASMIA A/HACINE	<b>Pr</b>	Université Badji Mokhtar	Président
HAMMOUDA A/AZIZ	<b>MC</b>	Université Badji Mokhtar	Encadrant
SELOUGHA MOKHTAR	<b>MMA</b>	Université Badji Mokhtar	Examineur

Année Universitaire : 2019/2020

## **REMERCIEMENT :**

Nous remercions le tout puissant qui nous a donné la force de terminer notre projet malgré les circonstances. Nos remerciements également à tous nos parents et proches qui nous ont soutenus de près comme de loin à finir notre projet.

Mention spéciale à notre encadreur le **Dr HAMMOUDA** qui nous a accompagné tout au long de ce chemin en mettant à notre disposition son temps et sa disponibilité voir même prendre des risques malgré la pandémie de COVID-19.

Nous lui disons alors MERCI pour ses conseils, ses encouragements et vraiment nous ne regrettons pas de vous avoir connu et sachez que vous avez marqué notre parcours ici en Algérie.

On ne peut pas terminer sans remercier tous les enseignants de notre université en particulier ceux de notre département qui nous ont inculqué le maximum de savoir.

**VIVES REMERCIEMENTS AUSSI AUX MEMBRES DU JURY DE  
SOUTENANCE DE NOTRE MEMOIRE.**

## **TABLES DES MATIERES**

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master	Thème :.....	1
I.	PRESENTATION DE L'OUVRAGE .....	3
I.1	Introduction : .....	3
I.2	Caractéristiques géométriques : .....	3
I.3	Conception structurale :.....	3
I.3.1	Système porteur: .....	3
I.3.2	Les Planchers:.....	4
I.3.3	Escaliers:.....	4
I.3.4	Maçonnerie:.....	4
I.3.5	Revêtement:.....	4
II.	Caractéristiques des matériaux :.....	15
II.1	Définitions du béton :.....	15
II.1.1	Caractéristique du béton: .....	16
II.2	Les contraintes limites : .....	18
II.2.1	Etat limite ultime « ELU »: .....	18
II.2.2	Etat limite service (ELS):.....	18
II.3	Les aciers :.....	19
III.	PRE-DIMENSIONNEMENT .....	23
III.1	Introduction :.....	23
III.2	Pré-dimensionnement des poutres : .....	23
III.2.1	Les Poutres Principales:(Longitudinales) .....	23
III.2.2	Poutres Secondaires (Transversales): .....	24
III.3	Pré-dimensionnement des poteaux : .....	24
III.4	Pré-dimensionnement des planchers :.....	25
III.4.1	Planchers corps creux (étages courant):.....	25
III.4.2	Résistance au feu: .....	25
III.4.3	Isolation phonique: .....	26
III.4.4	Résistance à la flexion:.....	26
III.5	Pré-dimensionnement des balcons : .....	26
III.6	Pré-dimensionnement des voiles :.....	27

III.7	Prédimensionnement de l'acrotère :.....	27
III.8	Prédimensionnement de l'escalier : .....	27
III.8.1	Escaliers des étage courants .....	27
IV.	Evaluation et descente de charges.....	29
IV.1	Introduction .....	29
IV.2	Les charges règlementaires : .....	29
IV.2.1	Les charges permanents (G).....	29
IV.2.2	Les charges d'exploitation(G):.....	29
IV.3	Evaluation des charges :.....	29
IV.3.1	Acrotère: .....	29
IV.3.2	Balcons (e=15cm).....	30
IV.3.3	Plancher terrasse accessible: .....	31
IV.3.4	Plancher étage courant (corps creux):.....	31
IV.3.5	Murs extérieurs en maçonnerie (e = 30cm) : .....	31
IV.3.6	Les voiles: .....	32
IV.3.7	Les escaliers: .....	32
IV.3.8	Les Poteaux: .....	33
IV.3.9	Les poutres:.....	33
IV.4	DESCENTE DE CHARGES : .....	34
IV.4.1	Poteau près de l'escaliers (P 15) .....	34
IV.5	Vérification de la stabilité de forme : .....	36
V.	Etude de planchers.....	39
V.1	Introduction : .....	39
V.1.1	Définition: .....	39
V.2	Calcul des moments et des efforts tranchants par la méthode forfaitaire :	39
V.2.1	Principe: .....	39
V.3	Méthode de Caquot : .....	39
V.3.1	Application de la méthode de CAQUOT :.....	40
V.3.2	LES DIFFERENTS TYPES DE POUTRELLES : .....	41
V.3.3	Plancher terrasse accessible (corps creux): .....	41
V.3.4	Condition d'application de la méthode forfaitaire : .....	41
	Calcul à l'ELU: .....	42

Calcul à l'ELS : .....	45
V.3.5 Plancher étage courant (corps creux) : .....	59
V.4 Calcule de ferrailage : .....	65
V.4.1 L'ELU.....	65
VI. Calcul des éléments secondaires .....	70
VI.1 Introduction : .....	70
VI.2 Etude des escalier:.....	70
VI.2.1 Introduction: .....	70
VI.2.2 Pré-dimensionnement : Le choix de dimension en fonction de la condition d'utilisateur et de destination de l'ouvrage ; pratiquement on doit remplir les conditions suivantes : .....	70
VI.2.3 POUTRE PALIÈRE: .....	80
VI.2.4 Palier: .....	85
VI.3 Etude de balcon (dalle pleine) : .....	87
VI.4 Calcul de l'acrotere.....	92
VII. Etude Sismique : .....	97
VII.1 Introduction générale : .....	97
VII.2 L'objectif de cette étude sismique : .....	97
VII.3 Les méthodes de calculs : .....	97
VII.3.1 La méthode statique équivalent: .....	97
VII.3.2 La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes : .....	98
VII.3.3 Méthode d'analyse modale spectrale: .....	98
<b>Combinaison des réponses modales.....</b>	<b>100</b>
VII.4 Résultante des forces sismiques de calcul .....	101
VII.5 Effets de la torsion accidentelle : .....	101
VII.6 Les règles semblables aux méthodes « statique » et « dynamique » : .....	101
• <b>Composante verticale de l'action sismique : .....</b>	<b>101</b>
VII.7 Calcul de la force sismique totale V : .....	102
V = (A.D.Q)/R .....	102
VII.8 Etude dynamique : .....	106
VII.8.1 Définition et présentation des résultats du logiciel : .....	107
VII.9 Vérifications des forces sismiques entre les deux méthodes : .....	107
VII.10 Vérification de l'effort normal réduite : .....	108

VII.11	Vérification de déplacements latéraux inter-étages :	108
VII.12	Justification vis à vis de L'EFFET P- $\Delta$	109
VII.13	Vérification de l'excentricité	110
VII.14	CONCLUSION	110
VIII.	Etude de portiques :	113
VIII.1	Ferraillages des poutres	113
VIII.1.1	Poutre longitudinale:	113
VIII.1.2	Ferraillage des poutres secondaires (30x35) :	118
VIII.2	Les poteaux :	124
VIII.2.1	Vérification à L'ELS :	125
VIII.3	Voile en béton armé :	128
	• Classification des types de voiles :	128
	➤ Caractéristiques géométriques et mécaniques des voiles :	128
	• Caractéristiques géométriques :	128
IX.	Etude de l'infrastructure	137
IX.1.1	Introduction :	137
IX.2	Choix du type de fondation :	137
IX.2.1	Semelles filantes :	137
IX.2.2	Etude du raidier:	138
	➤ Pré-dimensionnement du radier :	138
	✓ L'épaisseur du radier :	138
IX.2.3	Ferraillage radier:	142
IX.2.4	Le ferraillage de débord:	144
IX.2.5	Ferraillage de la nervure:	145
IX.2.6	Voile périphérique:	150

### Liste de figures :

Figure 1 Vue en plan de la structure en 3d .....	5
<b>Figure 2</b> : Plan fondation du sous-sol.....	6
Figure 3 : Plan fondation du RDC .....	7
Figure 4 Vue en plan étage courant .....	8
Figure 5 : Disposition des poutrelles : .....	10
Figure 6 : Coupe plancher terrasse .....	12
Figure 7 Coffrage sous-sol.....	12
Figure 8 : Plan de coffrage.....	13
Figure 9 Diagramme contrainte-déformation : ELU .....	18
Figure 10 Diagramme contrainte- déformation.....	19
Figure 11 : Règle des trois pivots .....	20
Figure 13 Planchers corps creux : .....	25
Figure 14 Dimension de la poutrelle.....	26
Figure 15 coupe de l'acrotère .....	30
Figure 16 : Le poteau le plus sollicité.....	34
Figure 17 : Diagrammes des moments et des efforts tranchants.....	50
Figure 18 : Diagrammes des moments et des efforts tranchants : .....	54
Figure 19 : Ferrailage des planchers .....	68
Figure 20 : Coupe d'escalier .....	71
Figure 21 : Schéma statique pour paillasse secondaire : .....	72
Figure 22 : Schéma statique : .....	75
Figure 23: Poutre palière.....	80
Figure 24 : Schéma de ferrailage d'escalier : .....	86
Figure 25 : Coupe dalle pleine de balcon.....	87
Figure 26 : Schéma de l'acrotère : .....	92
Figure 27 : Schéma de ferrailage : .....	95
Figure 28 : Schéma de la structure en vue 3D .....	103
Figure 29 : Schéma position des voiles.....	104
Figure 30 : Disposition finale des voiles.....	105
Figure 31 : Ferrailage voile.....	135
Figure 32 : Dalle du radier .....	139
A l'ELU :	
Figure 33 : Débord.....	145
Figure 34 : Schéma de ferrailage du radier .....	149
Figure 36 : Diagramme des contraintes .....	150
Figure 37 : Schéma de ferrailage du voile périphérique .....	153

### **Liste des tableaux :**

Tableau 1 : Evaluation de charges permanentes de dalle de balcon.....	30
Tableau 2 : Evaluation de charges permanentes du plancher terrasse. ....	31
Tableau 3 : Evaluation de charges permanentes du plancher courant.....	31
Tableau 4 : Evaluation de charges permanentes de murs extérieurs en maçonnerie .....	32
Tableau 5 : Evaluation de charges permanentes de voile .....	32
Tableau 6 : Evaluation de charges permanentes de palier.....	32
Tableau 7 : Evaluation de charges permanentes de volée .....	33
Tableau 8 : les moments sur appuis .....	49
Tableau 9 : les moments en travée .....	49
Tableau 10 : Moment appuis, travée et effort tranchant en ELU et ELS.....	72
Tableau 11 : Moment appuis, travée et effort tranchant en ELU et ELS.....	76
Tableau 12 : Moment appuis, travée et effort tranchant en ELS et ELU.....	81
Tableau 13 : Période caractéristique .....	100
Tableau 14 : Tableau du coefficient A.....	102
Tableau 15 : Effort dynamique sens X : .....	107
Tableau 16 : Effort dynamique sens Y : .....	107
Tableau 17 : Résultat dynamique extrême : .....	107
Tableau 18 : Tableau de vérification de l'effort réduite .....	108
Tableau 19 : Vérification des déplacements .....	109
Tableau 20 : Vérification de l'effet P-delta .....	110
Tableau 21 : Vérification de l'excentricité .....	110
Tableau 22 : Schéma ferrailage de poteau .....	127
Tableau 23 : Le tableau des valeurs des efforts soumis du voile données par le logiciel : .....	133
Tableau 24 : section partiellement comprimée .....	133
Tableau 25 : vérification de soulèvement : .....	141
Tableau 26 : vérification de renversement.....	141
Tableau 27 : Vérification de compression .....	141
Tableau 28 : section des armatures du voile périphérique .....	151
Tableau 29 : résumé des résultats .....	152

## INTRODUCTION GENERALE

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions.

Pour cela on ne doit pas se contenter d'appliquer uniquement les règlements, mais on doit impérativement comprendre les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique à un niveau d'accélération donné. En effet, on est directement lié à la conception et à la réalisation d'édifices de manière à préserver la sécurité des vies humaines et des biens matériels. Il doit tenir compte des aspects structuraux, fonctionnels et préserver la résistance, l'économie (en tenant compte du coût de réalisation), l'esthétique et la viabilité de l'édifice.

Raison pour laquelle les différentes études et règlement préconisent divers systèmes de contreventements visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion et d'éviter l'endommagement de la structure tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, sa capacité portante ainsi que les contraintes architecturales, et surtout la zone sismique où se situe l'ouvrage. C'est pour cela que les structures doivent être étudiées et réalisées conformément aux règles parasismiques.

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier :

**« Un bâtiment en (R+5 + sous-sol) Contreventé par un Système Mixte (voiles portiques). »**

# Chapitre1

## *INTRODUCTION DU PROJET*

## **I. PRESENTATION DE L'OUVRAGE**

### **I.1 Introduction :**

Pour qu'une étude génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable, c'est ce qui fait l'objet de ce premier chapitre.

Le bâtiment est constitué de :

- ✓ Sous-sol à usage de Parking.
- ✓ RDC (Rez De Chaussée) à usage habitation comportant 2F4.
- ✓ Les autres niveaux (1<sup>er</sup> au 5<sup>ème</sup>) sont destinés à usage d'habitation comportant 2F4 et 1F3.

### **I.2 Caractéristiques géométriques :**

Les dimensions en plan sont :

- ✓ **RDC** :
- ✓ Sens longitudinal : 25.00 m
- ✓ Sens transversal : 18.80 m

Hauteur RDC : 3.00 m

Hauteur Sous-sol : - 4.68 m

Hauteur autres étages courants : 3.00 m

Hauteur totale du bâtiment : 18.00 m

- **Données du site :**

Annaba zone de moyenne sismicité (zone II a)

- **Règlements et normes utilisés:**

- ✓ RPA99 /version 2003.
- ✓ BAEL91/modifiées 99.
- ✓ CBA93.
- ✓ DTR B.C.2.2

### **I.3 Conception structurale :**

#### **I.3.1 Système porteur:**

Pour le système porteur on va utiliser :

- ✓ Contreventement par des voiles en béton armé.
- ✓ Portique (poteau-poutre)

**I.3.2 Les Planchers:**

Pour ce projet on a deux types planchers :

- ✓ Des planchers dalles pleines en béton armé assurant grande rigidité horizontale et une sécurité contre l'incendie.
- ✓ Des planchers en corps creux, reposant sur les poutrelles.

**I.3.3 Escaliers:**

L'accès aux niveaux supérieurs des escaliers à paillasses orthogonales.

**I.3.4 Maçonnerie:**

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses.

- ✓ Les murs extérieurs sont constitués en double paroi.
- ✓ Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi.

**I.3.5 Revêtement:**

Il est constitué de :

- ✓ Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façade.
- ✓ Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
- ✓ Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- ✓ Céramique pour la salle de bain.

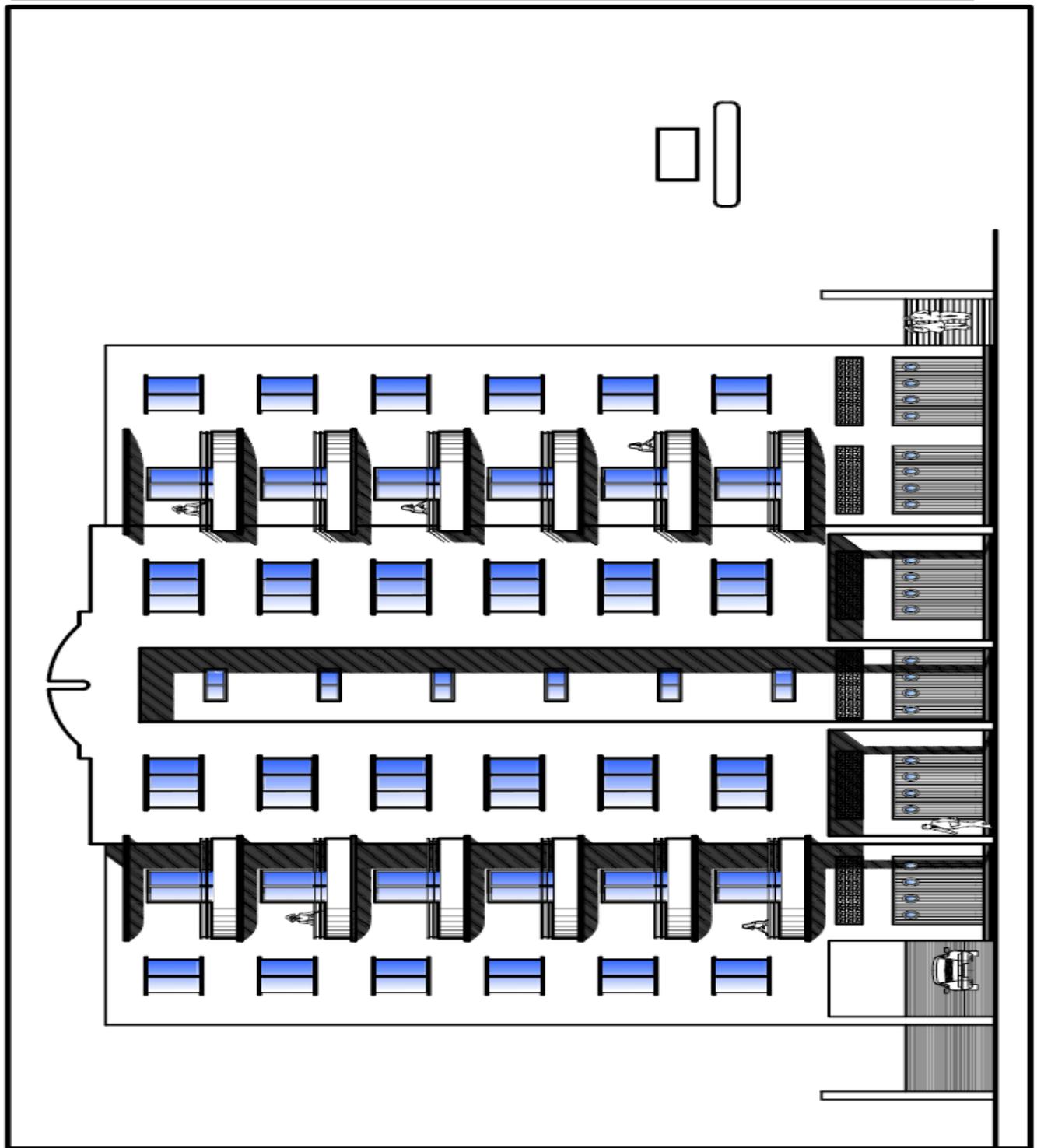


Figure 1- Vue en plan de la structure en 3d



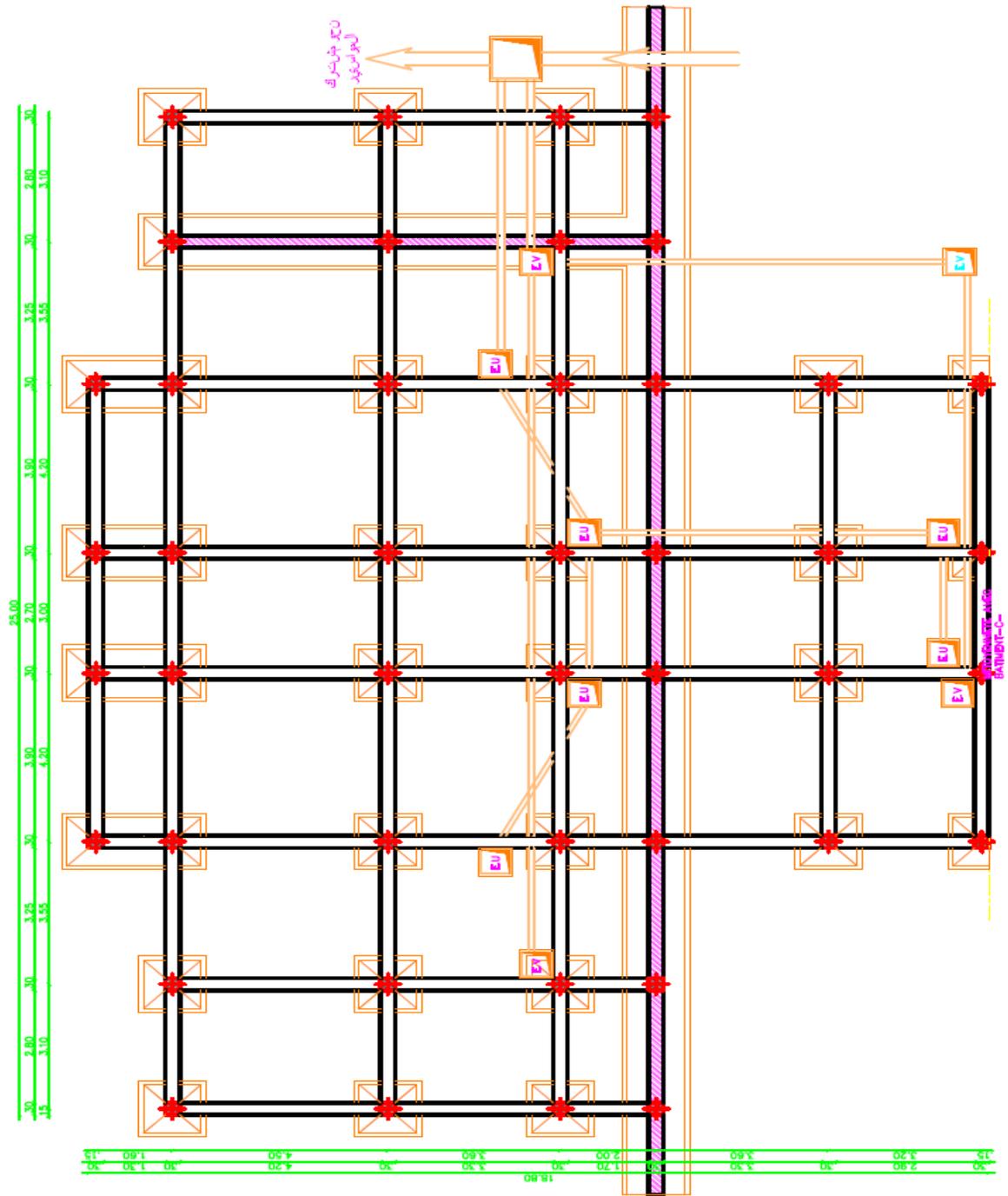


Figure 3 : Plan fondation du RDC

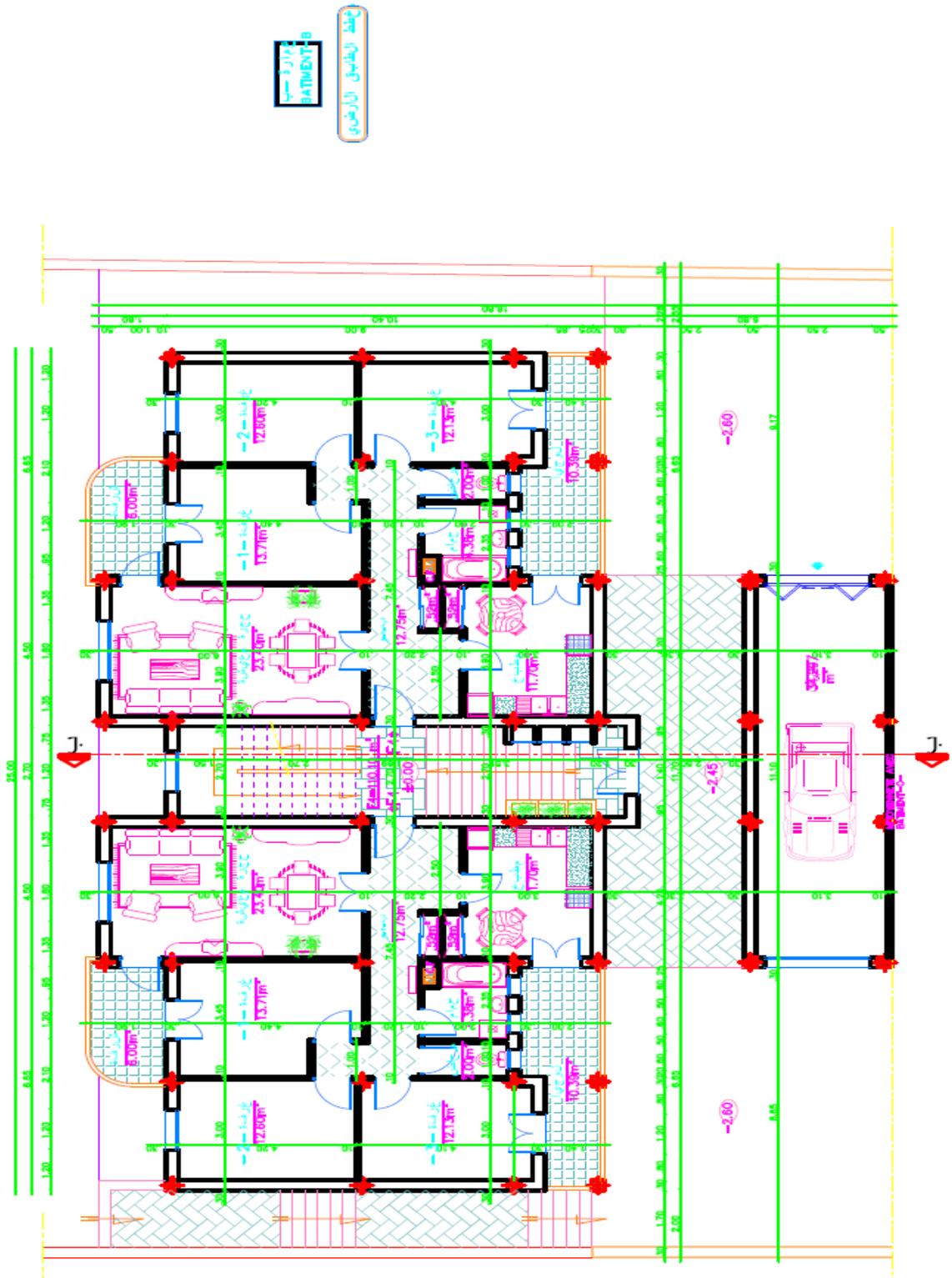


Figure 4 Vue en plan étage courant

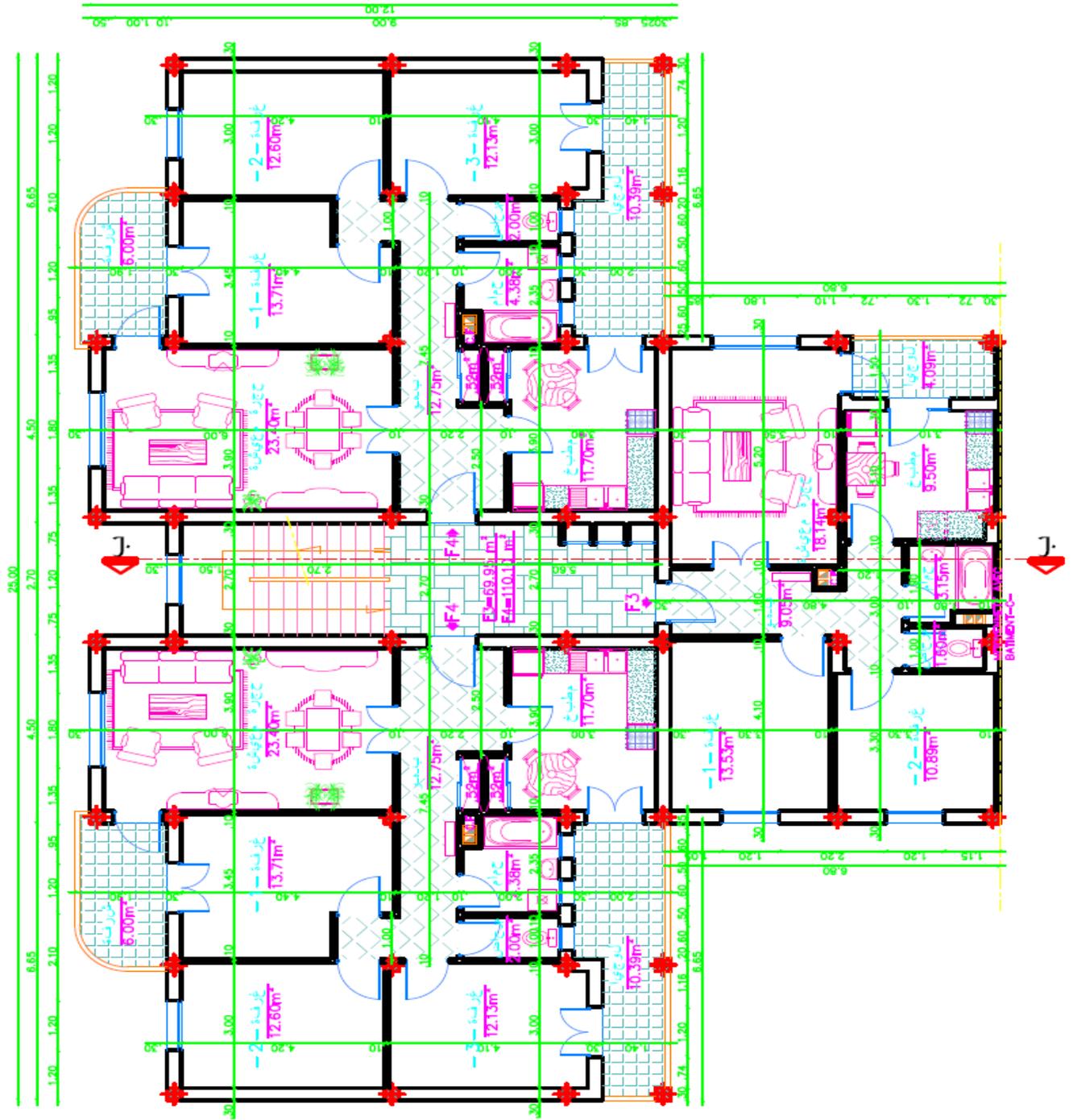
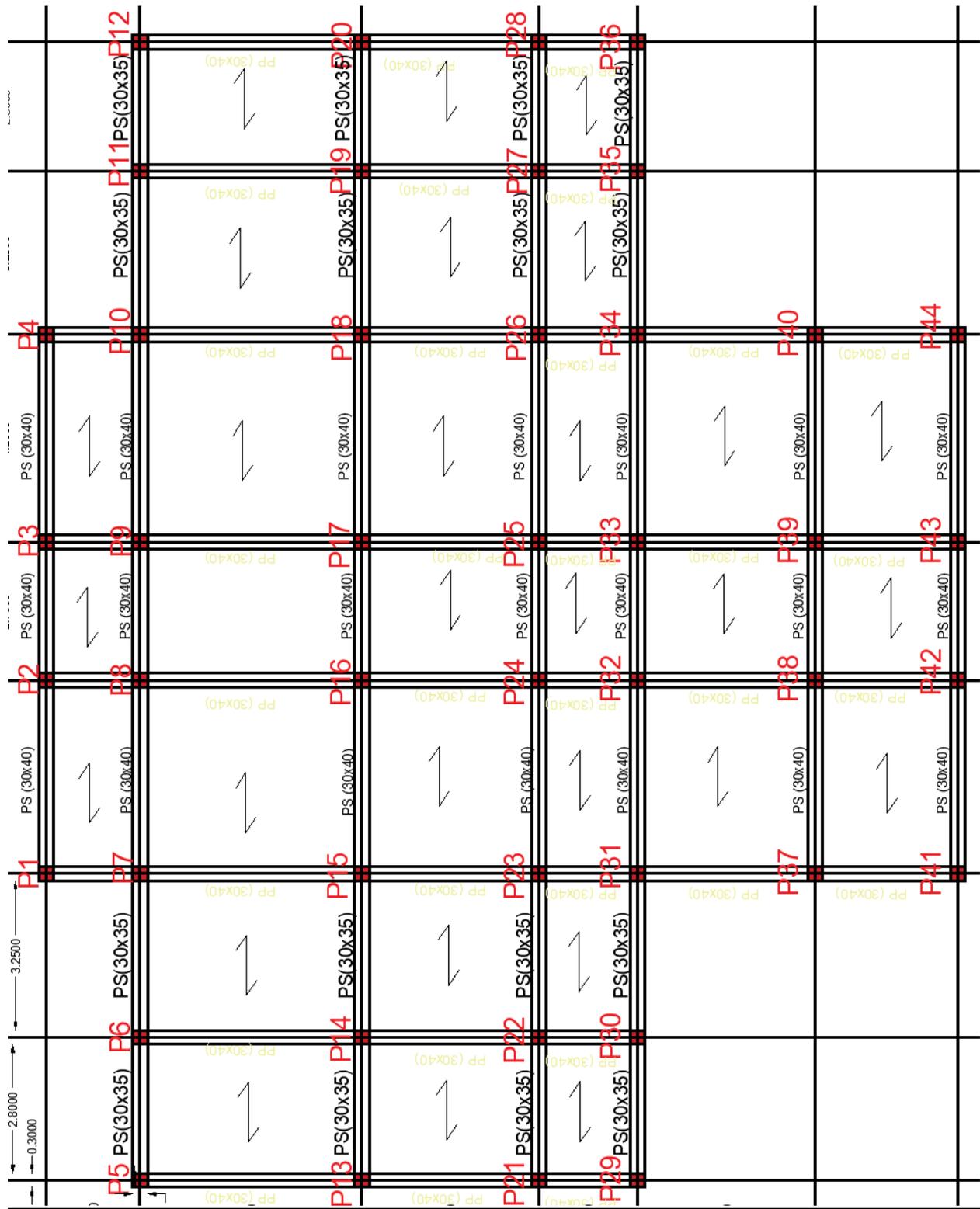


Figure 5 : Disposition des poutrelles :



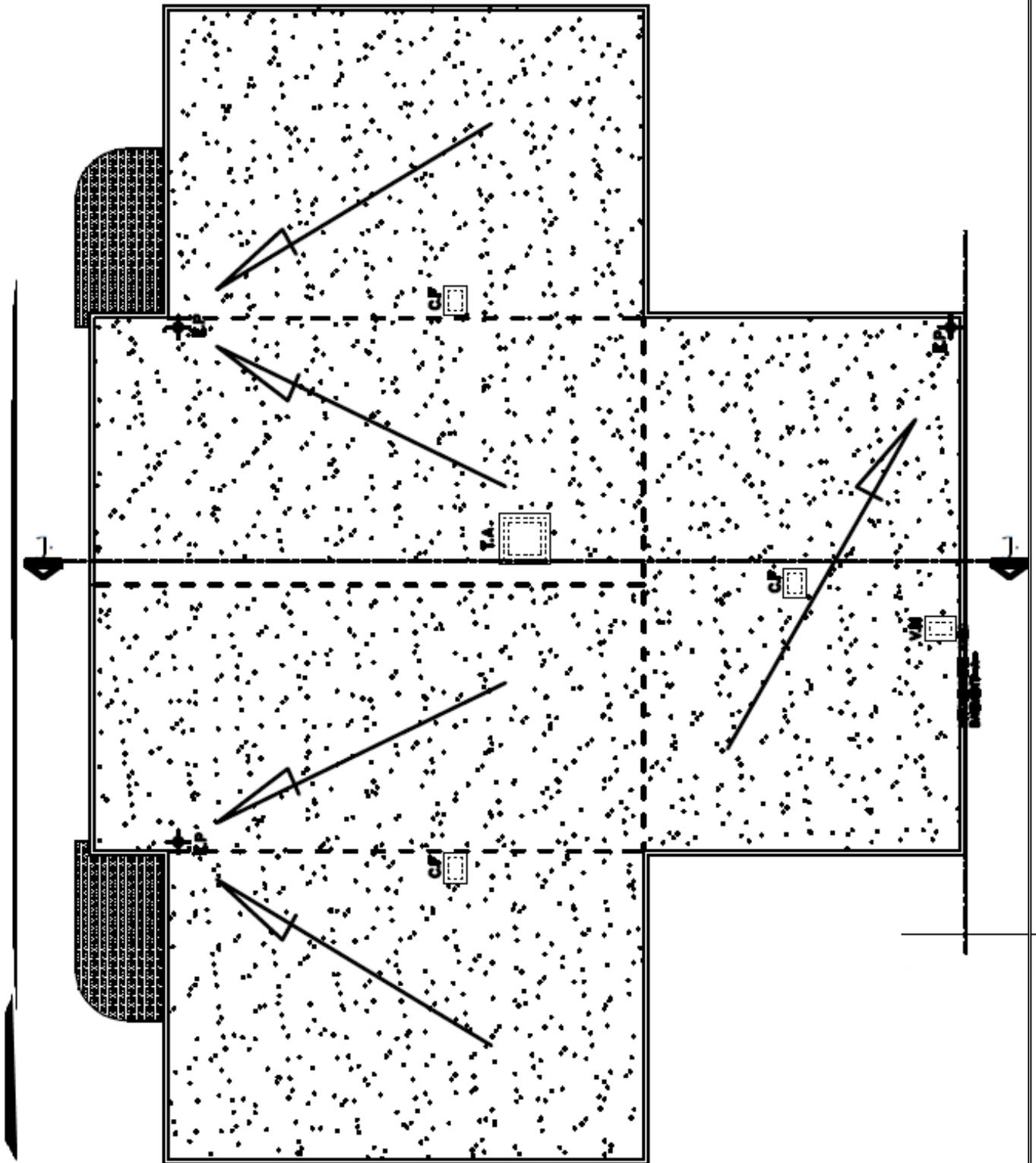


Figure 6 : Coupe plancher terrasse

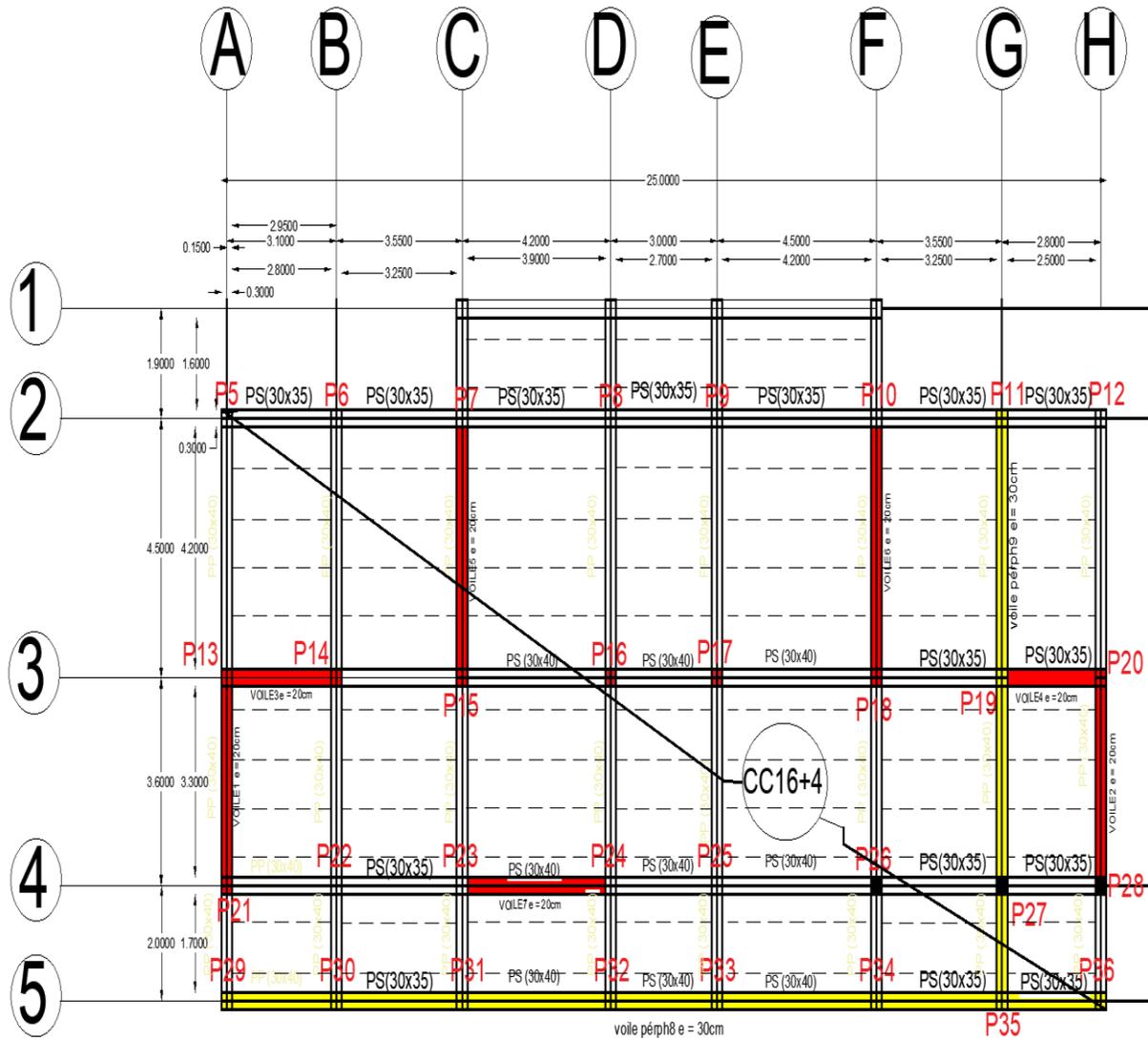


Figure 7 Coffrage sous-sol

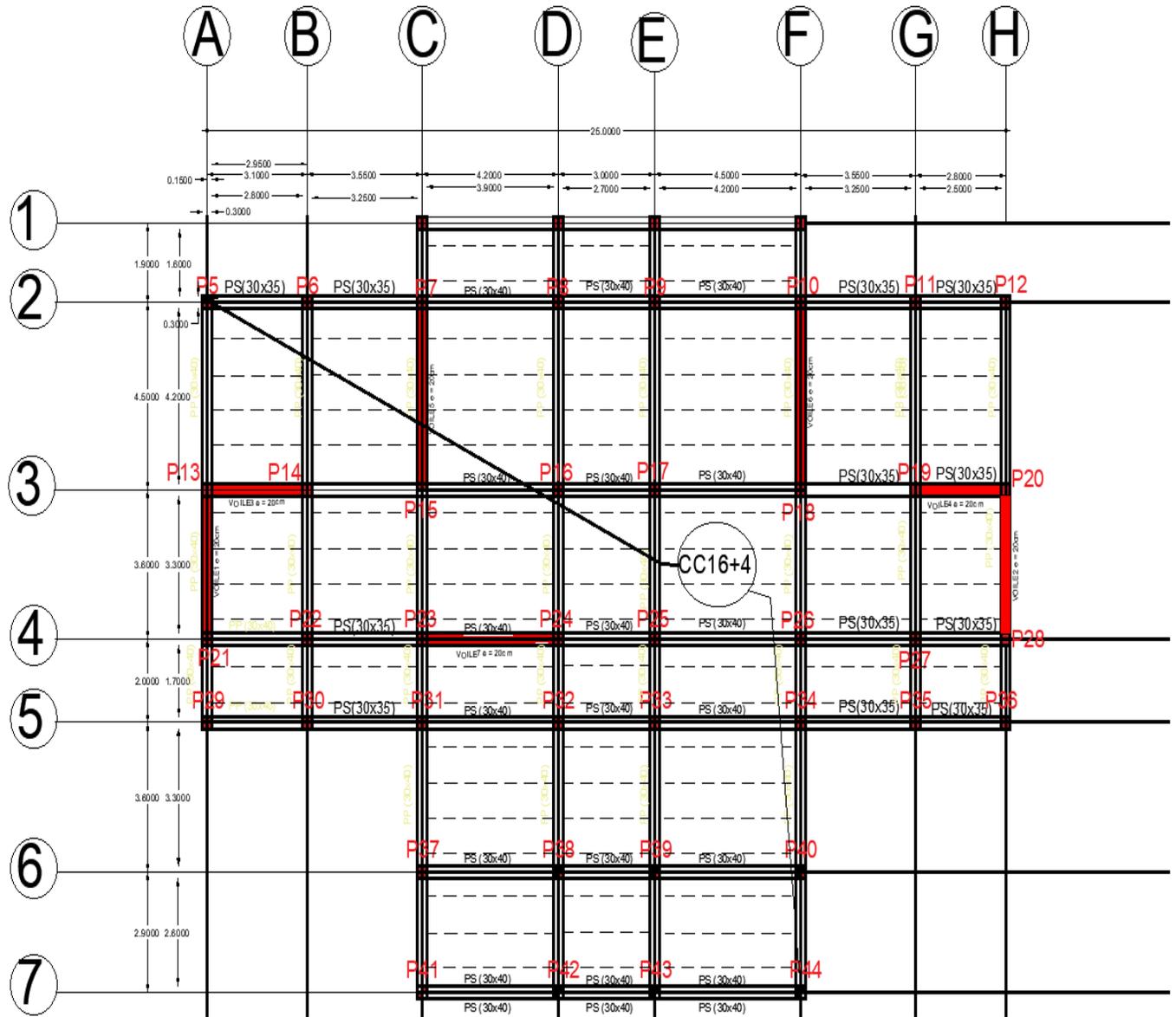


Figure 8 : Plan de coffrage EC

**Chapitre 2**

***CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX***

**II. Caractéristiques des matériaux :**

Le béton armé constitue l'élément principal dans la construction d'un projet Génie Civil.

**II.1 Définitions du béton :**

Le béton est un mélange des matériaux (granulats) avec un liant hydraulique (ciment), de l'eau et éventuellement des adjuvants. Il présente une bonne résistance à la compression par contre il ne présente pas une bonne résistance à la traction ou cisaillement. Tandis que l'acier résiste bien à la traction.

**Composition des matériaux :**

Dosage : pour  $1\text{m}^3$  du béton courant pour un rapport  $E/C=0.5$  est :

350 Kg de ciment (CPA 32,5).

400 kg Sable ( $0 < D_g < 5\text{mm}$ ).

Gravillons ( $5 < D_g < 15\text{mm}$ ).

Gravier ( $15 < D_g < 25\text{mm}$ ).

175 l d'eau de gâchage.

**❖ Ciment:**

Les ciments sont des liants hydrauliques constitués de poudres fines qui, ajoutés de l'eau, forment une pâte capable par hydratation de faire prise et durcir en un temps plus ou moins long. Le durcissement a lieu aussi bien à l'air que sous l'eau.

**✓ Classification selon leur composite:**

Les ciments sont classés en fonction de leur composition en 5 types :

- CPA (Ciment Portland Artificiel) : contient 97% de clinker et un filler permettant le comportement.
- CPJ (Ciment Portland Composé) : contient 65% de clinker, le reste cendre, filler, laitier et pouzzolane.
- CLC (Ciment au Laitier et à la Cendre) : contient 25 à 66% de clinker, 20 à 45% de cendre foulante et 20 à 45% de laitier avec un filler dans les limites de 3%.

- CHF (Ciment de Haut Fourneau) : contient 40 à 75% de laitier, le reste des constituants étant le clinker avec un filtre dans les limites de 3%.

- CLK (Ciment de Laitier ou Clinker) : contient plus de 80% de laitier, le reste des constituants étant le clinker avec un filtre dans les limites de 3%.

Actuellement les classes du ciment sont noté : CEM1, CEM2, CEM3, CEM4 et CEM5.

❖ **Granulats:**

C'est l'élément qui constitue le squelette du béton et occupe environ les 70 à 75% du volume.

Les agrégats proviennent d'une roche de différentes grosseurs : sable (0-5) mm et gravier (5-25) mm pour un béton ordinaire.

❖ **Eau:**

C'est un élément très important dans l'hydratation du ciment et la maniabilité du béton. Une insuffisance comme un excès d'eau peut entrainer une chute de la résistance, essentiellement due à la porosité. Un rapport eau-ciment compris entre 0.4 et 0.6 est très convenable.

**II.1.1 Caractéristique du béton:**

**II.1.1.1 Caractéristique physique du béton :**

✓ **Masse volumique**

Elle varie entre 2.2 à 2.5 t/m<sup>3</sup> suivant la qualité du béton, elle est généralement considérée égale à 2.5 t/m<sup>3</sup> suivant la qualité l'acier mise dans le béton :  $\rho = 2.5 \text{ t/m}^3$

✓ **Coefficient de dilatation**

Comme tout matériau, le béton réagit à la température. L'effet de celle-ci est très important surtout dans la construction hyperstatique où des dégâts considérables peuvent surgir. Il est donc nécessaire d'en tenir en compte. La variation de température à considérer est de (-40 à +30) °C. Le coefficient de dilatation thermique du béton varie entre (0.7/1.2) \* 10<sup>-5</sup>.

➤ **Déformation longitudinale du béton**

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané  $E_{ij}$  et différé  $E_{vj}$

$$E_{ij} = 11000(f_{ij})^{1/3} = 32164.195 \text{ Mpa (A.2.1.2.1, P7, CBA.93)}$$

➤ **Le module de déformation longitudinale instantané :**

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{ij}$  est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3} \quad t \leq 24\text{h} \quad (\text{CBA 93 Art: A.2.1.2. 1})$$

$$(f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \text{ d'où : } E_{i28} = 32164.2 \text{ MPa}$$

➤ **Le module de déformation longitudinale différé :**

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation Longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donné par la formule

$$E_{vj} = (1/3) E_{ij} \quad (\text{CBA 93. Art: A.2.1.2.2})$$

$$E_{ij} = 11000 (f_{c28})^{1/3}$$

Pour les vérifications courantes :  $j > 28$  jours on a :

Pour :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  on a :

$$E_{v28} = 10721,40 \text{ MPa}$$

$$E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa}$$

✓ **Coefficient de poisson:**

C'est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

D'après les calculs le coefficient de poisson est égal à :

$\nu = 0$  : béton fissuré à ELU et à ELS.

**II.1.1.2 Résistance caractéristique mécanique du béton :**

✓ **Résistance à la compression:**

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté «  $f_{c28}$  »). Cette résistance ( $f_{cj}$  en MPa)

le durcissement étant progressif,  $f_{c28}$  est fonction de l'âge du béton. Aussi, la valeur

Conventionnellement retenue pour le calcul des ouvrages est  $f_{cj}$

Pour des résistances  $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$

$$f_{cj} = (j/4.76 + 0.83j) f_{c28} \quad \text{Si } j \leq 28j$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{Si } j > 28j \quad (\text{CBA 93 Art : A.2.1.13}).$$

✓ Pour des résistances  $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$

$$f_{cj} = (j/1.4 + 0.95j) f_{c28} \quad \text{Si } j \leq 28j$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{Si } j > 28j$$

Pour  $1 \text{ m}^3$  de béton courant doser à  $350 \text{ kg}$  de ciment (CPA325), la résistance moyenne  $f_{c28}$ .

Comprise entre  $22$  et  $25 \text{ MPa}$ , On prend  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

✓ **Résistance de béton à la traction  $f_{tj}$  :**

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents :

- Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.
- Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien).

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée  $f_{tj}$ , est conventionnellement définie par les relations :

- $f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$  si  $f_{c28} \leq 60$  MPa.
- $f_{tj} = 0,275 f_{cj}$  si  $f_{c28} > 60$  MPa. (CBA. Art: A.2.1.1.2)

Pour  $j=28$  jours et  $f_{c28} = 25$  Mpa  $f_{t28} = 2,1$  Mpa.

Pour  $f_{cj} \geq 60$  MPa,  $f_{tj} = 2/3 f_{cj}$

## **II.2 Les contraintes limites :**

Nous avons deux états limites d'après le BAEL.91 :

### **II.2.1 Etat limite ultime « ELU »:**

La valeur de la contrainte admissible ultime du béton en compression est donnée par :

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

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité tel que :

$\gamma_b = 1.5$  cas des actions courantes transitoires

$\gamma_b = 1.15$  cas des actions accidentelles

le coefficient de minoration 0.85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

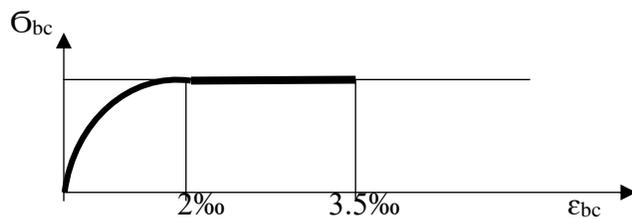


Figure 9 Diagramme contrainte-déformation : ELU

### **II.2.2 Etat limite service (ELS):**

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction du béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport des modules élasticité longitudinaux de l'acier et le béton est pris égale  $15(n = E_s/E_b)$ ,  $n$  : coefficient d'équivalence.

- La contrainte limite de service en compression est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} ; f_{cj} = f_{c28}$$

$$E_b = E_s/15$$

### **II.3 Les aciers :**

Les aciers utilisés pour le ferrailage de la structure sont de trois types :

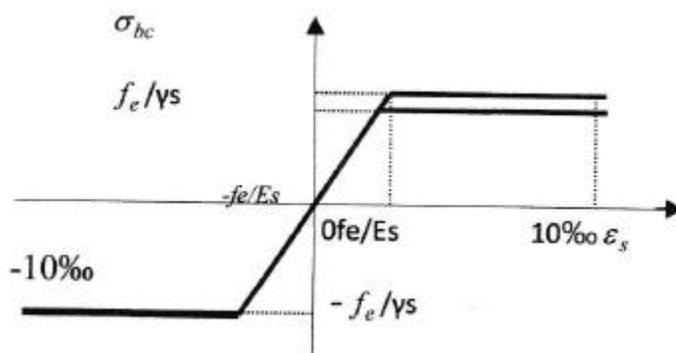
- Les ronds lisses de nuance FeE225 pour les armatures transversales.
- Les barres haute adhérence de nuances Fe400 pour les armatures longitudinales et transversales.
- Les treillis soudés, pour le hourdis des planchers à corps creux.

Le diagramme « contrainte-déformation » utilisé est schématisé ci-après (CBA93-art.2.2.2, P9)

$f_e$  : désigne la limite élastique variante avec les différents types d'acier :

$\epsilon_{bc}$  : l'allongement limite (‰)

$$\gamma_b = 1.15$$



**Figure 10 :** Diagramme contrainte- déformation

La contrainte élastique des armatures est limitée par :

Etat limite service (ELS) :

Fissuration peu nuisible : la contrainte n'est pas limitée.

Fissuration préjudiciable :  $\sigma_s(\text{Mpa}) = \min \{2/3f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\}$

Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s(\text{Mpa}) = \min \{0.5f_e ; 90\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\}$

Le diagramme contrainte-déformation défini ci-dessous est par rapport à l'origine des coordonnées.

$\epsilon_s$  : allongement relatif de l'acier, limite à 10‰

Es : module d'élasticité longitudinale est pris égale à 200000Mpa.

Le diagramme contraint de déformation de calcul se déduit en effectuant : une affinité parallèlement à la tangente à l'origine et dans le rapport  $1/\gamma_s$

Le coefficient de sécurité  $\gamma_s$  est pris égale à  $\gamma_s = 1.5$

**Diagramme de déformation d'une section en béton armé :**

On distingue les trois domaines 1, 2, et 3 et les trois pivots A, B et C représentatifs de la déformation par l'un des quels doivent passer les diagrammes de déformation (figure ci-dessous). Les calculs sont effectués à l'aide de la méthode des trois pivots décrite dans le code CBA93(art,4.3.3, P22)

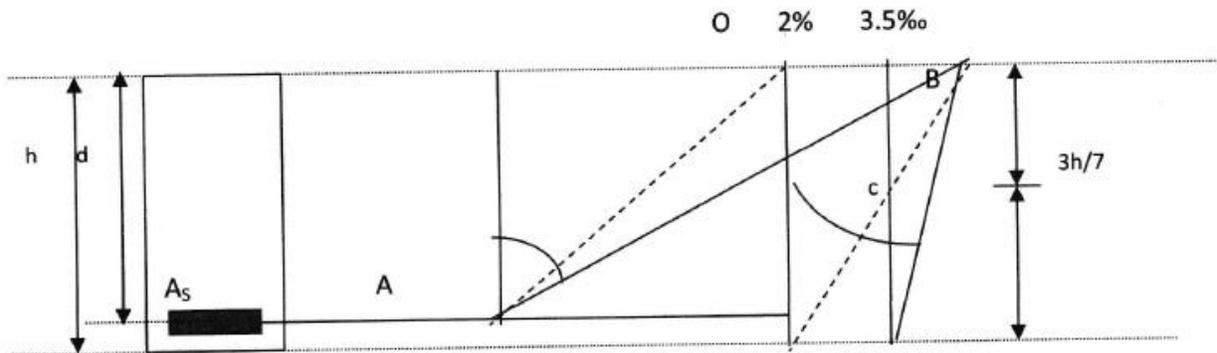


Figure 11 : Règle des trois pivots

- **Pivot A région 1:**

-Allongement de l'acier le plus tendu :  $\epsilon = 10^{-3}$  ; pièces soumises à la traction simple ou à la flexion simple composée.

- **Pivot B région 2:**

-Raccourcissement de la fibre de béton comprimée :  $\epsilon = 3.5 \cdot 10^{-3}$  ;  
pièces soumises à la flexion simple ou composée.

- **Pivot C région 3:**

-Raccourcissement de la fibre de béton à la distance 3h/7 de la fibre la plus comprimée :  
 $\epsilon = 2 \cdot 10^{-3}$

Pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple.

- **Contrainte de cisaillement:**

La contrainte de cisaillement à l'ELU est définie par :  $\tau_{\mu} = V_{\mu}/b \cdot d$  (Mpa)

La contrainte admissible de cisaillement à l'ELU est fixée par :

Fissuration peu préjudiciable :  $\tau_{\mu} = \min \{0.2f_{c28}/\gamma_b ; 5\text{Mpa}\}$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :  $\tau_{\mu} = \min \{0.15f_{c28}/\gamma_b ; 5\text{Mpa}\}$

➤ **Caractéristique du sol de fondation :**

A la lumière de l'étude géotechnique on peut conclure que le site de notre projet se caractérise par une stabilité parfaite et offre une bonne capacité portante pour tous les types d'ouvrages projetés.

Pour ce type de sol :

- Une fondation superficielle de type (semelle filante, semelle isolée ou radier)
- Une contrainte de sol admissible égale à 2bars
- Une profondeur d'ancrage de 2.5m à compter de la surface du sol.

✓ **Hypothèses de calculs : (A.4, P55, BAEL91)**

On distingue deux types d'états limites pour le dimensionnement (armature et béton) :

✓ **Etat limite ultime (ELU)**

C'est l'état au-delà duquel l'ouvrage se rompt : (résistance et la stabilité de forme)

✓ **Etat limite de service (ELS)**

C'est un état dont le dépassement, l'ouvrage cesse de servir convenablement. Il est atteint par :

- Compression du béton ;
- Ouverture des fissures ;
- Déformation.
- Le code du béton armé algérien (CBA93) [DTR-BC.2-4] pour les dimensionnements des pièces à l'état limite ultime (ELU) et de service (ELS).
- Règlement parasismique algérien RPA99/2003 pour les justifications des calculs vis-à-vis du séisme.
- Le document technique réglementaire [D.T.R.B.C.2.2] pour la détermination des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.

# **Chapitre 3**

## ***PRE-DIMENSIONNEMENT***

**III. PRE-DIMENSIONNEMENT****III.1 Introduction :**

Le Pré-dimensionnement d'une structure consiste à fixer les dimensions des différents éléments de la structure. Pour notre cas les calculs se feront selon les règles du **BAEL91** et le **RPA99version 2003**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent augmenter après vérifications dans la phase du dimensionnement.

**III.2 Pré-dimensionnement des poutres :**

Une poutre est un élément dont la portée est supérieure ou égale à trois fois la hauteur totale de la section. En effet ce sont des éléments porteurs en béton avec des armatures en aciers incorporés, servant de base à transmettre les charges aux poteaux.

Le pré dimensionnement des poutres de section rectangulaire courantes se fait en respectant les conditions du **BAEL91** et vérifié selon, le **RPA99-2003** :

$$\begin{cases} L/15 \leq h \leq L/10 \\ 0.3 \leq b \leq 0.5 \end{cases}$$

Vérification d'après RPA99 version 2003 :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 20 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{cases}$$

h : Hauteur de la poutre

b : Largeur de la poutre

L : Longueur de la plus grande portée

**III.2.1 Les Poutres Principales:(Longitudinales)**

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

Selon, le BAEL :

$$420/15 \leq h \leq 420/10$$

$$28 \leq h \leq 42 \implies h = 40\text{cm}$$

$$0.3 \times 40 \leq b \leq 0.5 \times 40 \implies b = 30\text{cm}$$

D'après les calculs on adopte :

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

D'après le RPA99 version 2003, les conditions suivantes doivent être vérifiées :

Zone sismique IIa :

- 1-  $b \geq 20 \text{ cm} \implies 30 > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots$  condition vérifiée
- 2-  $h \geq 30 \text{ cm} \implies 40 > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots$  condition vérifiée
- 1-  $h/b \leq 4 \text{ cm} \implies 1.32 < 4 \text{ cm} \dots\dots\dots$  condition vérifiée

Donc on adopte :  $b \times h (30 \times 40) \text{ cm}^2$

**III.2.2 Poutres Secondaires (Transversales):**

$$L_{\text{max}} = 390\text{cm}$$

Selon, le BAEL :

$$390/15 \leq h \leq 390 / 10$$

$$26 \leq h \leq 39 \implies h = 35\text{cm}$$

$$0.3 \times 35 \leq b \leq 0.5 \times 35 \implies b = 30\text{cm}$$

$$10.5 \leq b \leq 17$$

D'après les calculs on adopte :

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

D'après le RPA99 version 2003, les conditions suivantes doivent être vérifiées :

Zone sismique IIa :

- 1-  $b \geq 20 \text{ cm} \implies 30 > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots$  condition vérifiée
- 2-  $h \geq 30 \text{ cm} \implies 35 > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots$  condition vérifiée
- 1-  $h/b \leq 4 \text{ cm} \implies 1.17 < 4 \text{ cm} \dots\dots\dots$  condition vérifiée

Donc on adopte :  $b \times h (35 \times 30) \text{ cm}^2$  **PS** ou **PT**

**III.3 Pré-dimensionnement des poteaux :**

Un poteau est un élément dont le grand côté de la section transversale ne dépasse pas quatre fois le petit côté de celle-ci et dont la hauteur est au moins égale à trois fois le grand côté.

D'après le BAEL91, on doit vérifier la condition de flambement :

$$L_f/b \leq 14.4$$

$$b/4 \leq h \leq 4x$$

### Chapitre 3 :

### Pré-dimensionnement

$L_f$  : Hauteur de flambement ;  $L_f = 0.7 \times L_0$  avec  $L_0 =$  (hauteur de l'étage – hauteur de la poutre)

$b$  = la plus petite dimension de la section de la poutre

$$L_0 = 300 - 40 = 260 \text{ cm} \dots\dots\dots L_f = 260 \text{ cm}$$

$$b \geq L_f / 14.4 \dots\dots\dots b \geq 18.05 \dots\dots\dots b = 50$$

$$260 / 50 \leq 14.4 \dots\dots\dots 5.2 \leq 14.4 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$D'où 7.5 \leq h \leq 120 \implies h = 30 \text{ cm}$$

Donc on adopte après la descente de charges :  $b \times h$  (50\*50)  $\text{cm}^2$

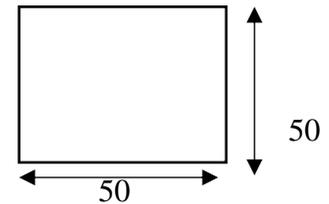
Selon le RPA99 version 2003 :

Les dimensions des poteaux doivent respectés les conditions suivantes :

$$1 - \text{Min}(b \times h) \geq 25 \text{ cm} \implies 50 > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$2 - 1/4 \leq b/h \leq 4 \implies 0.25 \leq 1 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$3 - \text{Min}(b \times h) \geq h/2 \implies 50 \geq 300/20 = 15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

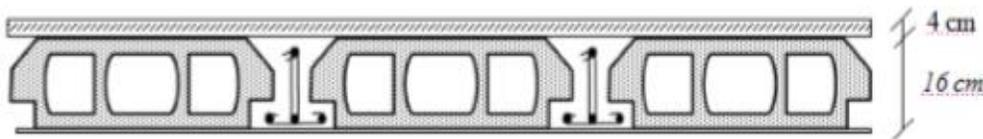


Donc on adopte :  $b \times h$  (50\*50)  $\text{cm}^2$  pour le RDC et les autres étages **Figure 12** : section poteau

#### III.4 Pré-dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles se reposent sur 2,3 ou 4 appuis. Ils déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, elles s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux, poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitations. Elles servent aussi la distribution des efforts horizontaux. L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisations que des vérifications de résistance.

##### III.4.1 Planchers corps creux (étages courant):



**Figure 13** : Planchers corps creux

L'épaisseur des planchers à corps creux dépend de la hauteur des poutrelles ( $h$ ), des conditions d'utilisations et de résistance. On déduira donc cette épaisseur à partir des conditions suivantes :

##### III.4.2 Résistance au feu:

$e$  = pour une heure de coup de feu.

$e$  = pour deux heures de coup de feu.

$e$  = pour quatre heures de coup de feu.

On admet :  $e = 16 \text{ cm}$

**III.4.3 Isolation phonique:**

Selon les règles technique « CBA93 » en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique. On limite donc notre épaisseur à : **e = 16cm**

**III.4.4 Résistance à la flexion:**

Pour le prédimensionnement de la hauteur des poutrelles on utilisera la formule suivante :

$$h \geq L/22.5$$

L : plus grande portée des poutrelles mesurée entre nus des appuis dans le sens des nervures.

$$\text{On a } L = 420\text{cm et } h \geq 420/22.5 \implies h \geq 18.67\text{cm}$$

Donc on va adopter une épaisseur de : **h = 20cm** tel que **h<sub>t</sub> = d + e**

d : épaisseur du corps creux

e : épaisseur de la dalle de compression

Pour la largeur de la nervure on a : **b = 65cm** l'entre axe.

$$\text{On a : } 0.3h_t \leq b_0 \leq 0.4 \implies 6 \leq b_0 \leq 8 \implies \text{on choisit } b_0 = 12\text{cm pour plus de sécurité.}$$

La table de compression à tenir en compte est choisi en respectant les conditions suivantes :

- 1-  $b_1 = \min (h_t/2; L/10) = \min (b-b_0/2; L/10) = \min (65-12/2; 420/10)$
- 2-  $b_1 = \min (26.5; 42) = 26.5\text{cm}$ . Donc  $b = 2b_1 + b_0 = 53 + 12 = 65$  et  $b = 65\text{cm}$

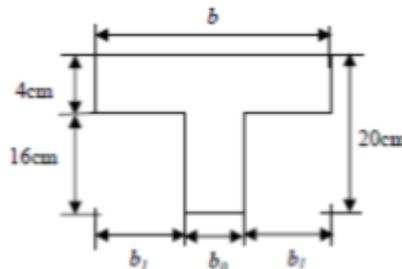


Figure 14 : Dimension de la poutrelle

**III.5 Prédimensionnement des balcons :**

Les balcons sont des dalles pleines encastées dans les poutres, on détermine leurs épaisseurs à partir des formules suivantes :

$$L/15 \leq e \leq L/10$$

Avec L : longueur du balcon

$$110/15 \leq e \leq 110/10 \implies 7.33 \leq e \leq 11$$

Donc on va adopter la valeur de l'architecte, **e = 15cm**

**III.6 Prédimensionnement des voiles :**

Le Pré-dimensionnement des voiles se fera à partir du **RPA 99-2003**. Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres charges) qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- Les actions horizontales : effet de séisme et/ ou vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins lorsque :

Selon le **RPA 99 (article 7.7.1)** ; ils sont considérés comme des voiles, les éléments satisfaisants la condition :  $L \geq 4a$  ; dans le cas contraire, ses éléments sont considérés comme linéaires.

Avec **L** : longueur du voile et **e** : épaisseur du voile

L'épaisseur minimale est de **15cm**. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage **h** et des conditions de rigidités aux extrémités comme suit :

$$e \geq h_e/20 \text{ avec } h_e = 3\text{m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq h_e/20 = 300/20 = 15\text{cm} \\ e \geq 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Avec  $h_e$  la hauteur libre d'étage, on adopte **e = 20cm** pour tous les refends.

**III.7 Prédimensionnement de l'acrotère :**

On adopte les dimensions données par l'architecte :

$$h = 60\text{cm}$$

$$e = 10\text{cm}$$

**III.8 Prédimensionnement de l'escalier :****III.8.1 Escaliers des étages courants**

On suppose que la hauteur de la contre-marche est **h = 17cm**.

-Comme la hauteur d'étage est de 300 cm donc la hauteur de la volée est :

$$-H = 3/2 = 1.5\text{m}$$

-Le nombre de contre-marche est donné par :

$$-n = H/h \Rightarrow 140/17 = 8.23 = \mathbf{9 \text{ contre-marches}}$$

D'après la relation de Blondel :  $59 \leq g+2h \leq 66$

$$-\text{Soit : } g+2h \leq 66 \Rightarrow g \leq 66 - 2h \Rightarrow g \leq 66 - 2(17) \Rightarrow g \leq 32\text{cm}$$

$$-\text{On prend : } \mathbf{g = 30\text{cm}}$$
 avec  $g+2h = 64\text{cm} \iff 59 \leq 64 \leq 66$

La relation de Blondel est vérifiée.

# **Chapitre 4**

## ***EVALUATION ET DESCENTES DES CHARGES***

**IV. Evaluation et descente de charges****IV.1 Introduction**

La descente de charge a pour but la détermination des charges et surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher. Elle joue un rôle important et comporte des avantages parmi lesquels :

- Le calcul rapide de l'effort normal (N) ;
- Vérification des sections admises préalablement pour les poteaux et longrines ;
- Avoir une idée préalable sur le type de fondation qui doit être choisi en fonction de la contrainte admissible du sol ;
- Etablir un devis (quantitatif) servant de base pour le devis estimatif.

**IV.2 Les charges règlementaires :**

Les charges règlementaires sont en générale compose de :

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

**IV.2.1 Les charges permanents (G)**

Elles représentent le poids propre de la construction et des équipements fixes, le retrait, le tassement le fluage.

**IV.2.2 Les charges d'exploitation(G):**

Ce sont les surcharges d'exploitation, les actions naturelles, climatiques (vent, neige, température), et des actions accidentelles (séismes, chocs, explosions etc....).

**IV.3 Evaluation des charges :****IV.3.1 Acrotère:**

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse. Cet élément est réalisé en béton armé, son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales, Il sert à l'accrochage des matériels de travaux de l'entretien des bâtiments. L'acrotère est considéré comme une console encadrée dans le plancher et soumise à son poids propre et une force horizontale.

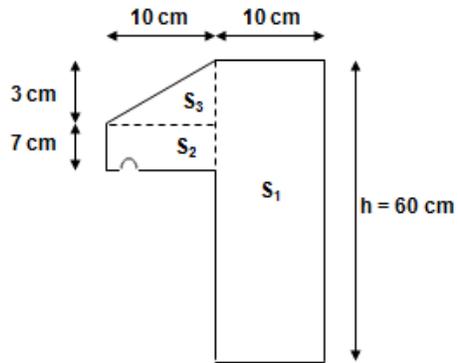


Figure 15 : Coupe de l'Acrotère

h=60 cm hauteur de l'acrotère de la terrasse inaccessible.

Surface de Acrotère:

$$S_{ac}=S_1 + S_2 + S_3 = (60 * 10) + (7 * 10) + 0.5 (10 * 3)$$

$$S_{ac} = 685\text{cm}^2 = 0.0685\text{m}^2$$

Volume de l'acrotère

$$V_{ac} = S_{ac} * 1\text{m} = 0.0685\text{m}^2 * 1\text{m} = 0.0685\text{m}^3$$

Poids propre de l'acrotère

$$G = \gamma * V_{ac} = 25 * 0.0685 = 1.712 \text{ KN/ml}$$

Poids propre d'enduit de ciment de 2cm d'épaisseur :

$$G_c = 20 * 0.02 = 0.4\text{KN/ml}$$

Poids propre total de l'acrotère :

$$G_{ac} = G + G_c = 1.72 + 0.4 = 2.11\text{KN/ml}$$

$$Q = 100\text{kgf/ml}$$

### IV.3.2 Balcons (e=15cm)

Tableau 1 : Evaluation de charges permanentes de dalle de balcon

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids Volumique (Kgf/m <sup>3</sup> )	G (Kgf/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0.02	2000	40
Mortier de pose	0.02	2000	40
Lit de Sable	0.03	1800	54
Dalle pleine	0.14	2500	300
Enduit de plâtre	0.02	1000	20

$$G = 454 \text{Kgf/m}^2 = 4.54 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 350 \text{ Kgf/m}^2 = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

#### IV.3.3 Plancher terrasse accessible:

**Tableau 2 :** Evaluation de charges permanentes du plancher terrasse.

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids Volumique (Kgf/m <sup>3</sup> )	G (Kgf/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0.02	2200	44
Etanchéité multicouche	0.02	600	12
Mortier de pose	0.02	2000	40
Lit de Sable	0.03	1800	36
Dalle corps creux (16+4)	16+4	-	280
Enduit de plâtre	0.02	1000	20

$$G = 432 \text{Kgf/m}^2 = 4.32 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 150 \text{Kgf/m}^2 = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

#### IV.3.4 Plancher étage courant (corps creux):

**Tableau 3 :** Evaluation de charges permanentes du plancher courant

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids Volumique (Kgf/m <sup>3</sup> )	G (Kgf/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0.02	2000	40
Mortier de pose	0.02	2000	40
Lit de Sable	0.03	1800	54
Dalle corps creux (16+4)	16+4	-	280
Enduit de plâtre	0.02	1000	20
Cloison	0.01	1000	100

$$G = 534 \text{Kgf/m}^2 = 5.34 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 150 \text{Kgf/m}^2 = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

#### IV.3.5 Murs extérieurs en maçonnerie (e = 30cm) :

La maçonnerie utilisée est en briques creuses (double cloison) de type (15+10) cm avec 5cm de vide entre les briques.

**Tableau 4 :** Evaluation de charges permanentes de murs extérieurs en maçonnerie

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids Volumique (Kgf/m <sup>3</sup> )	G (Kgf/m <sup>2</sup> )
Brique creuse	0.15	-	130
Ame d'aire	0.05	-	-
Brique creuse	0.1	-	90
Enduit en ciment	0.02	1800	36
Enduit de plâtre	0.02	1000	20

$$G = 276\text{Kgf/m}^2 = 2.76 \text{ KN/m}^2$$

**IV.3.6 Les voiles:****Tableau 5 :** Evaluation de charges permanentes de voile

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids Volumique (Kgf/m <sup>3</sup> )	G (Kgf/m <sup>2</sup> )
Voile en béton armé	0.2	2500	500
Enduit en ciment	0.02	1800	36
Enduit en plâtre	0.02	1000	20

$$G = 596\text{Kgf/m}^2 = 5.96\text{KN/m}^2$$

**IV.3.7 Les escaliers:****IV.3.7.1 Palier :****Tableau 6 :** Evaluation de charges permanentes de palier

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids Volumique (Kgf/m <sup>3</sup> )	G (Kgf/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0.02	2000	40
Mortier de pose	0.02	2000	40
Sable fin	0.03	1800	54
Dalle pleine en BA	0.15	2500	375
Enduit de plâtre	0.02	1000	20

$$G = 529\text{Kgf/m}^2 = 5.29 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 250\text{Kgf/m}^2 = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

**IV.3.7.2 Volée (Paillasse) :**

**Tableau 7 :** Evaluation de charges permanentes de volée

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids Volumique (Kgf/m <sup>3</sup> )	G (Kgf/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0.02	2000	40
Mortier de pose	0.02	2000	40
Poids propre de la marche	0.17/2	2500	212.5
Dalle pleine inclinée	0.15/cos30	2500	431.03
Enduit de ciment	0.01/cos30	1800	20.7

$$G = 744.23\text{Kgf/m}^2 = 7.44\text{KN/m}^2$$

$$Q = 250\text{Kgf/m}^2 = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

**IV.3.8 Les Poteaux:**

On a des poteaux de (50x50) cm :  $0.5 \times 0.5 \times 2500 = 625\text{kg/m}^2$

**IV.3.9 Les poutres:**

**IV.3.9.1 Poutres Principales (PP) :**

PP (30x40) cm:  $0.3 \times 0.4 \times 2500 = 300\text{kg/m}^2$

**IV.3.9.2 Poutres Secondaires (PS) :**

PS (30x35) cm:  $0.3 \times 0.35 \times 2500 = 262.5\text{kg/m}^2$

Elements	Poids(G) (Kgf/m <sup>2</sup> )	Poids (Q) (Kgf/m <sup>2</sup> )
Planchers terrasse accessible	432	150
Plancher étage courant	534	150
Acrotère	211	100
Murs extérieurs	276	-
Poutres Principales (30x40) cm	300	-
Poutres secondaires (30x35) cm	262.5	-
Poteaux (30x30) cm	225	-
Voile (e= 20cm)	596	-
Escaliers -palier	529	250
-paillasse	744.23	250
Balcon (e=15cm)	454	350

**IV.4 DESCENTE DE CHARGES :**

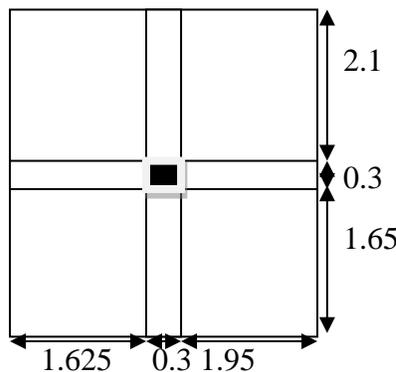
La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente.

Étapes de calculs :

- Les étapes de Pré-dimensionnement sont :
  - ✓ Le choix du poteau le plus sollicité.
  - ✓ Le calcul de la surface reprise par ce poteau.
  - ✓ La détermination des efforts repris par ce poteau à l'ELU et on fait la vérification par rapport à RPA 2003.

**IV.4.1 Poteau près de l'escaliers (P 15)**

**Figure 16 : Le poteau le plus sollicité**



**La descente de charges sur un poteau avec S=13.406m<sup>2</sup>**

**Sous l'action de G**

$$\Sigma G = 10.408$$

Niveau	Eléments	G (Tf)	G cumulées (Tf)
(0)	Plancher terrasse : $0.625 \times (1.625+1.95) \times (2.1+1.65) = 8.379Tf$ Poutre secondaire : $(0.3 \times 0.35) \times 2.5 \times (1.625+1.95) = 0.938Tf$ Voile longitudinale : $(2.1 \times 0.556) = 1.168$	<b>10.447Tf</b>	10.447Tf

**Chapitre 4 :**

**Evaluation et descentes de charges**

<p>1</p>	<p>Plancher étage courant : <math>(0.534 \times 13.406 = 7.159\text{Tf}</math></p> <p>Poutre secondaire : <math>(0.3 \times 0.35) \times 2.5 \times (1.625 + 1.95) = 0.938\text{Tf}</math></p> <p>Poteau : <math>(0.3 \times 0.3) \times 2.5 \times (3.00 - 0.4) = 0.585\text{Tf}</math></p> <p>Voile long = <math>(2.1 \times 0.556) = 1.168\text{ Tf}</math></p>	<p><b>9.85Tf</b></p>	<p>20.297Tf</p>
<p>2</p>	<p>Plancher étage courant : <math>(0.534 \times 13.406) = 7.159\text{Tf}</math></p> <p>Voile long = <math>(2.1 \times 0.556) = 1.168\text{ Tf}</math></p> <p>Poutre secondaire : <math>(0.3 \times 0.35) \times 2.5 \times (1.625 + 1.95) = 0.938\text{Tf}</math></p> <p>Poteau : <math>(0.3 \times 0.3) \times 2.5 \times (3.00 - 0.4) = 0.585\text{Tf}</math></p> <p>Paillasse = <math>0.800((\sqrt{1.52^2 + 2.65^2}) * 2.215 = 5.396\text{Tf}</math></p> <p>Palier = <math>0.529 * (0.675 + 0.8) = 0.780\text{ Tf}</math></p>	<p><b>16.026 Tf</b></p>	<p>36.323Tf</p>
<p>3;4</p>	<p>Plancher étage courant : <math>(0.534 \times 13.406) = 7.159\text{Tf}</math></p> <p>Voile long = <math>(2.1 \times 0.556) = 1.168\text{ Tf}</math></p> <p>Poutre secondaire : <math>(0.3 \times 0.35) \times 2.5 \times (1.625 + 1.95) = 0.938\text{Tf}</math></p> <p>Poteau : <math>(0.4 \times 0.4) \times 2.5 \times (3.00 - 0.4) = 1.04\text{Tf}</math></p> <p>Paillasse = <math>0.800((\sqrt{1.52^2 + 2.65^2}) * 2.215 = 5.396\text{Tf}</math></p> <p>Palier = <math>0.529 * (0.675 + 0.8) = 0.780\text{ Tf}</math></p>	<p><b>2 x 16.026 Tf</b> <b>= 32.052 Tf</b></p>	<p>68.375</p>
<p>(4;6;7)</p>	<p>Plancher étage courant : <math>(0.534 \times 13.406) = 7.159\text{Tf}</math></p> <p>Voile long = <math>(2.1 \times 0.556) = 1.168\text{ Tf}</math></p> <p>Poutre secondaire : <math>(0.3 \times 0.35) \times 2.5 \times (1.625 + 1.95) = 0.938\text{Tf}</math></p> <p>Poteau : <math>(0.5 \times 0.5) \times 2.5 \times (3.00 - 0.4) = 1.625\text{Tf}</math></p> <p>Paillasse = <math>0.800((\sqrt{1.52^2 + 2.65^2}) * 2.215 = 5.396\text{Tf}</math></p> <p>Palier = <math>0.529 * (0.675 + 0.8) = 0.780\text{ Tf}</math></p>	<p><b>3x 17.452 Tf</b> <b>= 52.356</b></p>	<p>120.73</p>

8	Plancher étage courant :( 0.534 x 13.406) = 7.159Tf Voile long= (2.1 x 0.556) =1.168 Tf Poteau : (0.5x0.5) x 2.5 x (2.23-0.4) = 1.144Tf Amorce poteau= 0.625 x1.5=0.937TF	<b>10.408</b>	<b>131.139</b>

$$N_0 = 0.15 \times \left( \frac{4.04}{2} \times \frac{3.875}{2} \right) = 0.587 \text{Tf}$$

$$N_1 = 0.15 \times (2.02) \times (1.9375) = 0.587 \text{Tf}$$

$$N_2 = 0.9 \times 0.15 \times (2.02) \times (1.9375) = 0.528 \text{Tf}$$

$$N_3 = 0.8 \times 0.15 \times (2.02) \times (1.9375) = 0.470 \text{Tf}$$

$$N_4 = 0.7 \times 0.15 \times (2.02) \times (1.9375) = 0.411 \text{Tf}$$

$$N_5 = 0.6 \times 0.15 \times (2.02) \times (1.9375) = 0.352 \text{Tf}$$

$$N_6 = 0.5 \times 0.15 \times (2.02) \times (1.9375) = 0.293 \text{Tf}$$

$$N_7 = 0.5 \times 0.15 \times (2.02) \times (1.9375) = 0.293 \text{Tf}$$

$$N_8 = 0.15 \times 0.15 \times (2.02) \times (1.9375) = 0.089 \text{Tf}$$

$$N_Q = 3.317 \text{Tf}$$

$$N_U = 1.35 N_G + 1.5 N_Q = 182.013 \text{Tf}$$

$$N_S = N_G + N_Q = 134.456 \text{Tf}$$

**IV.5 Vérification de la stabilité de forme :**

$$N_U = 1.35 N_G + 1.5 N_Q = 182 \text{Tf}$$

- Moment d'inertie :  $bh^3/12 = 50 \times 50^3/12 = 520833 \text{cm}^4$
- Section :  $B = 50 \times 50 = 2500 \text{cm}^2$
- Le rayon de giration :  $i = \sqrt{I/B} = \sqrt{520833/2500} = 14.43 \text{cm}$
- Longueur de flambement :  $L_f = 0.7(l_0) = 0.7 \times (3-0.4) = 1.82 \text{m} = 182 \text{cm}$

- L'élancement du poteau :  $\lambda = Lf/i = 182/14.43 = 12.61 < \lambda_{min} = 50$
- $\alpha = 0.85 / (1 + 0.2(12.61/50)^2) = 0.84$  La surface réduite :
- La surface réduite  $Br = 48 \times 48 = 2304 \text{cm}^2$

- $A = \max \begin{cases} 0.2 \cdot b \cdot h / 100 = 0.2 \cdot 50 \cdot 50 / 100 = 5 \text{cm}^2 \\ 8 \cdot (bxh) / 100 = 8 \cdot (50 + 50) / 100 = 8 \text{cm}^2 \quad \dots A = 8 \text{cm}^2 \end{cases}$

✓  $Nu1 = \alpha (Br \cdot fc28 / 1.35 + A \cdot fe / \gamma_s) = 0.84(250 \cdot 2304 / 1.35 + 8 \cdot 4000 / 1.15) = 381.77 \text{tf}$   
 $Nu1 = 183 \text{tf} < 381.77 \text{tf} \dots \dots \dots$  Donc la stabilité est vérifiée

# **Chapitre 5**

## ***ETUDE DES PLANCHERS***

**V. Etude de planchers****V.1 Introduction :****V.1.1 Définition:**

Un plancher est un ouvrage en béton formant une plate-forme horizontale séparant deux niveaux successifs.

**V.1.1.1 Fonction Principale :**

- Porter les charges des structures.
- Assurer l'isolation thermique et phonétique entre différents niveaux.
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.

**V.1.1.2 Choix de type de Plancher :**

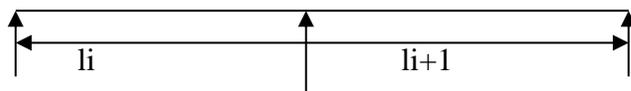
Dans notre cas on utilise un plancher corps creux pour tous les niveaux du sous-sol jusqu'à la terrasse pour les raisons suivantes :

- Absence de charges concentrées importantes.
- C'est léger et très économique.
- Bonne isolation thermique et acoustique.
- C'est simple à exécuter.
- Les hourdis portent sur les poutrelles et éventuellement sur les poutres principales.

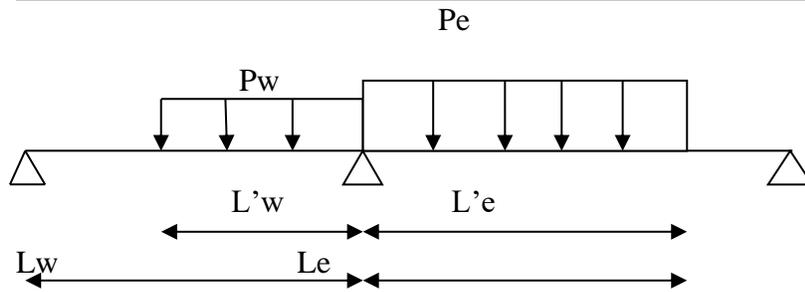
**V.2 Calcul des moments et des efforts tranchants par la méthode forfaitaire :****V.2.1 Principe:**

D'une manière générale, les planchers sont calculés à l'aide de deux méthodes (exposées dans le chapitre de flexion simple). Les planchers selon leurs chargements :

- Plancher à surcharges modérées lorsque :  $Q \leq (\max (2 \cdot G ; 500 \text{ kgf/m}^2))$ .
- La fissuration n'est pas considérée comme préjudiciable à la tenue du béton armé ou celle du revêtement.
- Les éléments solidaires ont une section géométrique constante d'une travée à l'autre.
- Il faut aussi que le rapport entre les travées continues soit entre 0.8 et 1.25 ( $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$ )

**V.3 Méthode de Caquot :**

Cette méthode s'applique essentiellement à des éléments constitués de nervures et de poutres associés à des hourdis. Elles conviennent notamment aux éléments des planchers à surcharges relativement élevées et c'est la méthode la mieux adoptée pour notre cas.



**V.3.1 Application de la méthode de CAQUOT :**

**V.3.1.1 Domaine d'application :**

Dans le cas où l'une des conditions d'application de la méthode forfaitaire n'est pas remplie, on applique la méthode de Caquot, à condition de multiplier les moments sur appuis dus aux poids propres ( $M_{wg}$ ,  $M_{eg}$ ) par un coefficient ( $m = 0.7$ ), les moments en travées sont majorés en conséquence.

**V.3.1.2 Principe de la méthode de Caquot :**

- ✓ La méthode donne uniquement les moments sur appuis
- ✓ Le calcul de ses moments ne tient compte que des charges des travées entourant l'appui considéré.
- ✓ Pour corriger l'hypothèse de l'inertie constante sur toute la travée (qui est en principe variable à cause de la fissure à cause de la fissuration), on introduit des travées fictives ( $l'_w, l'_e$ ) avec :

- $l' = 1$  ..... Travée de rive
- $l' = 0.81$  ..... Travée intermédiaire
- $l' =$  portée entre nus

**Calcul des moments sur appuis :**

**Appui de rive :**

$M = 0.2M_0$  ;  $M_0$  ; moment isostatique de la travée de rive.

Autre appuis (i) : notons :

$l_w$  : travée à gauche de l'appui

$l_e$  : travée à droite de l'appui

$q_w$  : charge à gauche de l'appui

$q_e$  : charge à droite de l'appui

$$M_3 = -(Q_w * l_w^3 + Q_e * l_e^3) / (8.5 (l_w + l_e))$$

**Calcul des moments en travée :**

On utilise la relation de la RDM :

$$M(x) = \mu(x) + M_w + \frac{M_e - M_w}{l} \cdot x$$

Avec :  $\mu(x)$  : moment isostatique

Pour une charge uniforme :  $\mu(x) = q \cdot l/2 \cdot x - qx^2/2$

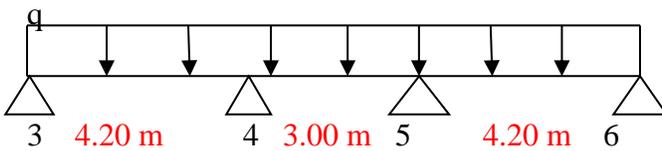
Donc :  $M(x) = qlx/2 - qx^2/2 + M_w + \frac{M_e - M_w}{l} \cdot x$

$M_w$  ;  $M_e$  : sont remplacés avec leur signes, généralement (-) dans la relation

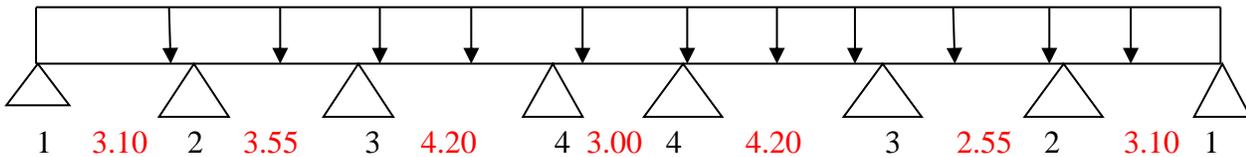
Après l'application de cette méthode on obtient les résultats suivants.

**V.3.2 LES DIFFERENTS TYPES DE POUTRELLES :**

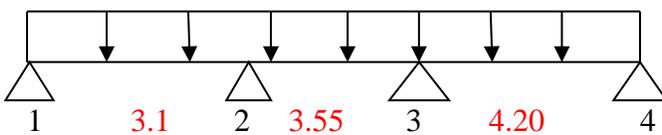
**TYPE 1 :** 3 Travées (plancher terrasse et tous les autres niveaux)



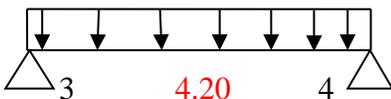
**TYPE 2 :** 7 Travées (plancher terrasse et tous les autres niveaux)



**TYPE 3 :** 3 travées (plancher terrasse et les étages courants 1,2,3,4 et 5)



**TYPE 4 :** 1 Travée (RDC et SS)



**V.3.3 Plancher terrasse accessible (corps creux):**

G=423kgf/m<sup>2</sup>

Q=150kgf/m<sup>2</sup>

**V.3.4 Condition d'application de la méthode forfaitaire :**

1-Plancher à surcharges modérées :

$Q \leq (\max 2 \cdot 534 ; 500 \text{kgf/m}^2) \quad 150 \leq 1068 \text{kgf/m}^2 \dots\dots\dots$  vérifiée

2- Toutes les travées ont le même moment d’inertie..... vérifiée

3-Fissuration préjudiciable.....non vérifiée

4- $L_i/l_{i+1}=4.20/3=1.4$  qui n’est dans l’intervalle 0.8 et 1. 25.....non vérifiée

On voit que les conditions 3 et 4 ne sont pas vérifiées, donc on applique la méthode de Caquot.

❖ **Combinaison de charges:**

**ELU :**

$Q_u = 0.65(1.35(G)+1.5(Q)) = 0.65(1.35 \cdot 0.432 + 1.5 \cdot 0.150) = 0.525 \text{t/m}^2$

$Q_u = 0.525 \text{t/m}^2$

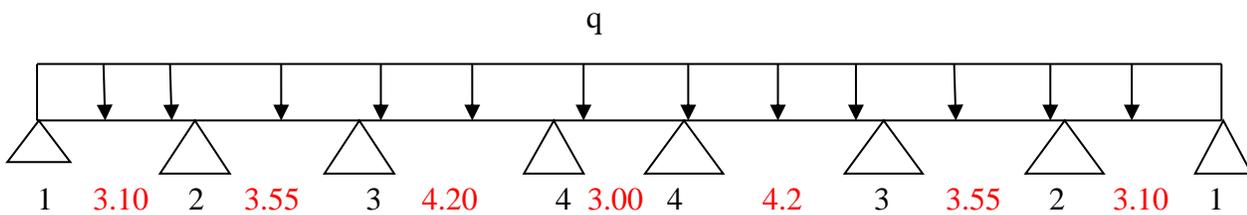
**ELS :**

$Q_s = 0.65 (G+Q) = 0.65 (0.432+0.150) = 0.378 \text{t/m}^2$

$Q_s = 0.378 \text{ t/m}^2$

✓ **Calcul des moments :**

**TYPE 4 : 7 Travées**



$l' = 3.55 \cdot 0.8 = 2.84 \text{m}$

$l' = 4.20 \cdot 0.8 = 3.36 \text{m}$

$l' = 3.00 \cdot 0.8 = 2.4 \text{m}$

**Calcul à l’ELU:**

$Q_u = 0.525 \text{t/m}^2$

**Moment en appuis :**

$M_1 = -0.2M_o = -0.2ql^2/8 = (-0.2 \cdot 0.525 \cdot 3.1^2) / 8 = -0.126 \text{t.m}$

**$M_1 = -0.126 \text{t.m}$**

$M_2 = -(Q_w \cdot l_w^3 + Q_e \cdot l_e^3) / 8.5 (l_w + l_e)$

$M_2 = -0.525 \cdot (3.1^3 + 2.84^3) / (8.5(3.1 + 2.84)) = -0.548 \text{t.m}$

**$M_2 = -0.548 \text{t.m}$**

$M_3 = -(Q_w \cdot l_w^3 + Q_e \cdot l_e^3) / 8.5 (l_w + l_e)$

$$M_3 = -0.525(2.84^3 + 3.36^3) / (8.5(2.04 + 3.36)) = -0.606t.m$$

**M<sub>3</sub> = -0.606t.m**

$$M_4 = -(Q_w * l'_w{}^3 + Q_e * l'_e{}^3) / 8.5 (l'_w + l'_e)$$

$$M_4 = -0.525(3.36^3 + 2.4^3) / (8.5(3.36 + 2.4)) = -0.555t.m$$

**M<sub>4</sub> = -0.555t.m**

**Moment en travée :**

**Moment en travée 1-2**

$$M(x) = qlx/2 - qx^2/2 + Mw + \frac{Me - Mw}{l} . x$$

$$M_{1-2} = qlx/2 - qx^2/2 + M1 + \frac{M2 - M1}{l} . x$$

$$M_{1-2} = 0.525 * 3.1x/2 - 0.525 * x^2/2 - 0.126 + (-0.548 + 0.126) x/3.1$$

$$M_{1-2} = 0.594x - 0.2625x^2 - 0.126 - 0.136x$$

$$M(x) = -0.2625x^2 + 0.458x - 0.126$$

$$T(x) = M(x)/dx = -0.525x + 0.458 \longrightarrow x = 0.458/0.525$$

$$x = 1.87m$$

$$\text{Pour } x = 0 \dots\dots\dots T_w = 0.458t \text{ et } x = 3.1 \longrightarrow T_e = -1.169t$$

**M<sub>1-2</sub>(1.87) = 0.187t.m**

**Moment en travée 2-3**

$$M(x) = qlx/2 - qx^2/2 + Mw + \frac{Me - Mw}{l} . x$$

$$M_{2-3} = qlx/2 - qx^2/2 + M2 + \frac{M3 - M2}{l} . x$$

$$M_{2-3} = 0.525 * 3.55x/2 - 0.525 * x^2/2 - 0.548 + (-0.606 + 0.548) x/3.55$$

$$M_{2-3} = 0.932x - 0.2625x^2 - 0.548 - 0.016x$$

$$M(x) = -0.2625x^2 + 0.916x - 0.548$$

$$T(x) = M(x)/dx = -0.525x + 0.916 \longrightarrow x = 0.916/0.525$$

$$x = 1.74m$$

$$\text{Pour } x = 0 \dots\dots\dots T_w = 0.916 \text{ et } x = 3.55 \longrightarrow T_e = -0.948t$$

**M<sub>2-3</sub>(1.74) = 0.251t.m**

**Moment en travée 3-4**

$$M(x) = qlx/2 - qx^2/2 + Mw + \frac{Me - Mw}{l} . x$$

$$M_{3-4} = qlx/2 - qx^2/2 + M3 + \frac{M4-M3}{l} \cdot x$$

$$M_{3-4} = 0.525 \cdot 4.2x/2 - 0.525 \cdot x^2/2 - 0.606 + (-0.555+0.606) x/4.2$$

$$M_{3-4} = -0.2625x^2 + 1.102x - 0.606 + 0.012x$$

$$M(x) = -0.2625x^2 + 1.114x - 0.606$$

$$T(x) = M(x)/dx = -0.525x + 1.114 \longrightarrow x = 1.114/0.525$$

$$x = 2.12m$$

$$\text{Pour } x = 0 \dots\dots\dots T_w = 1.114 \text{ et } x = 4.2 \longrightarrow T_e = -1.091t$$

**M<sub>3-4</sub>(2.076) = 0. 576t.m**

**Moment en travée 4-4**

$$M(x) = qlx/2 - qx^2/2 + Mw + \frac{Me-Mw}{l} \cdot x$$

$$M_{4-4} = qlx/2 - qx^2/2 + M4 + \frac{M4-M4}{l} \cdot x$$

$$M_{4-4} = 0.525 \cdot 3x/2 - 0.525 \cdot x^2/2 - 0.555 + (-0.555+0.555) x/3$$

$$M_{4-4} = -0.2625x^2 + 0.787x - 0.555 - 0$$

$$M(x) = -0.525x^2 + 0.787x - 0.555$$

$$T(x) = M(x)/dx = -0.525x + 0.787 \longrightarrow x = 0.787/0.525$$

$$x = 1.5m$$

$$\text{Pour } x = 0 \dots\dots\dots T_w = 0.787 \text{ et } x = 3 \longrightarrow T_e = -0.788t$$

**M<sub>4-4</sub>(1.5) = 0. 035t.m**

**Moment en travée 4-3**

$$M(x) = qlx/2 - qx^2/2 + Mw + \frac{Me-Mw}{l} \cdot x$$

$$M_{4-3} = qlx/2 - qx^2/2 + M4 + \frac{M3-M4}{l} \cdot x$$

$$M_{4-3} = 0.525 \cdot 4.2x/2 - 0.525 \cdot x^2/2 - 0.555 + (-0.606+0.555) x/4.2$$

$$M_{4-3} = -0.2625x^2 + 1.102x - 0.555 - 0.012x$$

$$M(x) = -0.2625x^2 + 1.09x - 0.555$$

$$T(x) = M(x)/dx = -0.525x + 1.09 \longrightarrow x = 1.09/0.525$$

$$x = 2.08m$$

$$\text{Pour } x = 0 \dots\dots\dots T_w = 1.09 \text{ et } x = 4.2 \longrightarrow T_e = -1.115t$$

**M<sub>4-3</sub>(2.08) = 0. 600t.m**

**Moment en travée 3-2**

$$M(x) = qlx/2 - qx^2/2 + Mw + \frac{Me-Mw}{l} \cdot x$$

$$M_{3-2} = qlx/2 - qx^2/2 + M3 + \frac{M2-M3}{l} \cdot x$$

$$M_{3-2} = 0.525 \cdot 3.55x/2 - 0.525 \cdot x^2/2 - 0.606 + (-0.548+0.606) x/3.55$$

$$M_{3-2} = 0.932x - 0.2625x^2 - 0.606 + 0.016x$$

$$M(x) = -0.2625x^2 + 0.948x - 0.606$$

$$T(x) = M(x)/dx = -0.525x + 0.948 \longrightarrow x = 0.948/0.525$$

$$x = 1.8m$$

$$\text{Pour } x = 0 \dots\dots\dots T_w = 0.948 \text{ et } x = 3.55 \longrightarrow T_e = -0.916t$$

**$M_{3-2}(1.8) = 0.250t.m$**

**Moment en travée 2-1**

$$M(x) = qlx/2 - qx^2/2 + Mw + \frac{Me-Mw}{l} \cdot x$$

$$M_{2-1} = qlx/2 - qx^2/2 + M2 + \frac{M1-M2}{l} \cdot x$$

$$M_{2-1} = 0.525 \cdot 3.1x/2 - 0.525 \cdot x^2/2 - 0.548 + (-0.126+0.548) x/3.1$$

$$M_{2-1} = 0.814x - 0.2625x^2 - 0.548 + 0.136x$$

$$M(x) = -0.2625x^2 + 0.95x - 0.548$$

$$T(x) = M(x)/dx = -0.525x + 0.95 \longrightarrow x = 0.95/0.525$$

$$x = 1.81m$$

$$\text{Pour } x = 0 \dots\dots\dots T_w = 0.95t \text{ et } x = 3.1 \longrightarrow T_e = -0.677t$$

**$M_{2-1}(1.81) = 0.311t.m$**

**Calcul à l'ELS :**

$$Q_s = 0.378t/m^2$$

**Moment en appuis :**

$$M_1 = -0.2M_0 = -0.2ql^2/8 = (-0.2 \cdot 0.378 \cdot 3.1^2) / 8 = -0.091t.m$$

**$M_1 = -0.091t.m$**

$$M_2 = -(Q_w \cdot l_w^3 + Q_e \cdot l_e^3) / 8.5 (l_w + l_e)$$

$$M_2 = -0.378 (3.1^3 + 2.84^3) / (8.5(3.1 + 2.84)) = -0.394t.m$$

**$M_2 = -0.394t.m$**

$$M_3 = -(Q_w \cdot l_w^3 + Q_e \cdot l_e^3) / 8.5 (l_w + l_e)$$

$$M_3 = -0.378(2.84^3 + 3.36^3) / (8.5(2.84 + 3.36)) = -0.436\text{m}$$

**M<sub>3</sub> = -0.436t.m**

$$M_4 = -(Q_w * l'_w{}^3 + Q_e * l'_e{}^3) / 8.5 (l'_w + l'_e)$$

$$M_4 = -0.378 (3.36^3 + 2.4^3) / (8.5(3.36 + 2.4)) = -0.399\text{t.m}$$

**M<sub>4</sub> = -0.399t.m**

**Moment en travées :**

**Moment en travée 1-2**

$$M(x) = qlx/2 - qx^2/2 + Mw + \frac{Me - Mw}{l} \cdot x$$

$$M_{1-2} = qlx/2 - qx^2/2 + M1 + \frac{M2 - M1}{l} \cdot x$$

$$M_{1-2} = 0.378 * 3.1x/2 - 0.378 * x^2/2 - 0.091 + (-0.394 + 0.091) x / 3.1$$

$$M_{1-2} = 0.488x - 0.189x^2 - 0.091 - 0.098x$$

$$M(x) = -0.189x^2 + 0.488x - 0.091$$

$$T(x) = M(x)/dx = -0.378x + 0.488 \longrightarrow x = 0.488/0.378$$

$$x = 1.29\text{m}$$

$$\text{Pour } x = 0 \dots\dots\dots T_w = 0.488\text{t} \text{ et } x = 3.1 \longrightarrow T_e = -0.684\text{t}$$

**M<sub>1-2</sub>(1.29) = 0.224t.m**

**Moment en travée 2-3**

$$M(x) = qlx/2 - qx^2/2 + Mw + \frac{Me - Mw}{l} \cdot x$$

$$M_{2-3} = qlx/2 - qx^2/2 + M2 + \frac{M3 - M2}{l} \cdot x$$

$$M_{2-3} = 0.378 * 3.55x/2 - 0.378 * x^2/2 - 0.394 + (-0.436 + 0.394) x / 3.55$$

$$M_{2-3} = 0.671x - 0.189x^2 - 0.394 - 0.012x$$

$$M(x) = -0.189x^2 + 0.659x - 0.394$$

$$T(x) = M(x)/dx = -0.378x + 0.659 \longrightarrow x = 0.659/0.378$$

$$x = 1.74\text{m}$$

$$\text{Pour } x = 0 \dots\dots\dots T_w = 0.659 \text{ et } x = 3.55 \longrightarrow T_e = -0.683\text{t}$$

**M<sub>2-3</sub>(1.74) = 0.180t.m**

**Moment en travée 3-4**

$$M(x) = qlx/2 - qx^2/2 + Mw + \frac{Me - Mw}{l} \cdot x$$

$$M_{3-4} = qlx/2 - qx^2/2 + M3 + \frac{M4-M3}{l} \cdot x$$

$$M_{3-4} = 0.378 \cdot 4.2x/2 - 0.378 \cdot x^2/2 - 0.436 + (-0.399+0.436) x/4.2$$

$$M_{3-4} = -0.189x^2 + 0.794x - 0.436 + 8.81 \cdot 10^{-3}x$$

$$M(x) = -0.189x^2 + 0.803x - 0.436$$

$$T(x) = M(x)/dx = -0.378x + 0.803 \quad \longrightarrow \quad x = 0.803/0.378$$

$$x = 2.12m$$

$$\text{Pour } x = 0 \dots\dots\dots T_w = 0.803 \quad \text{et } x = 4.2 \quad \longrightarrow \quad T_e = -0.785t$$

**M<sub>3-4</sub>(2.12) = 0.417t.m**

**Moment en travée 4-4**

$$M(x) = qlx/2 - qx^2/2 + Mw + \frac{Me-Mw}{l} \cdot x$$

$$M_{4-4} = qlx/2 - qx^2/2 + M4 + \frac{M4-M4}{l} \cdot x$$

$$M_{4-4} = 0.378 \cdot 3x/2 - 0.378 \cdot x^2/2 - 0.399 + 0$$

$$M_{4-4} = -0.189x^2 + 0.567x - 0.399 - 0$$

$$M(x) = -0.189x^2 + 0.567x - 0.399$$

$$T(x) = M(x)/dx = -0.378x + 0.567 \quad \longrightarrow \quad x = 0.567/0.378$$

$$x = 1.5m$$

$$\text{Pour } x = 0 \dots\dots\dots T_w = 0.567 \quad \text{et } x = 3 \quad \longrightarrow \quad T_e = -0.567t$$

**M<sub>4-4</sub>(1.5) = 0.026t.m**

**Moment en travée 4-3**

$$M(x) = qlx/2 - qx^2/2 + Mw + \frac{Me-Mw}{l} \cdot x$$

$$M_{4-3} = qlx/2 - qx^2/2 + M4 + \frac{M3-M4}{l} \cdot x$$

$$M_{4-3} = 0.378 \cdot 4.2x/2 - 0.378 \cdot x^2/2 - 0.399 + (-0.436+0.399) x/4.2$$

$$M_{4-3} = -0.189x^2 + 0.794x - 0.399 - 8.81 \cdot 10^{-3}x$$

$$M(x) = -0.189x^2 + 0.785x - 0.399$$

$$T(x) = M(x)/dx = -0.378x + 0.785 \quad \longrightarrow \quad x = 0.785/0.378$$

$$x = 2.08m$$

$$\text{Pour } x = 0 \dots\dots\dots T_w = 0.785 \quad \text{et } x = 4.2 \quad \longrightarrow \quad T_e = -0.803t$$

**M<sub>4-3</sub>(2.08) = 0.416t.m**

**Moment en travée 3-2**

$$M(x) = qlx/2 - qx^2/2 + Mw + \frac{Me-Mw}{l} \cdot x$$

$$M_{3-2} = qlx/2 - qx^2/2 + M3 + \frac{M2-M3}{l} \cdot x$$

$$M_{3-2} = 0.378 \cdot 2.55x/2 - 0.378 \cdot x^2/2 - 0.436 + (-0.394 + 0.436) \cdot x/3.55$$

$$M_{3-2} = 0.482x - 0.189x^2 - 0.436 + 0.012x$$

$$M(x) = -0.189x^2 + 0.494x - 0.436$$

$$T(x) = M(x)/dx = -0.378x + 0.494 \longrightarrow x = 0.494/0.378$$

$$x = 1.30m$$

$$\text{Pour } x = 0 \dots\dots\dots T_w = 0.494 \text{ et } x = 3.55 \longrightarrow T_e = -0.848t$$

**$M_{3-2}(1.30) = -0.113t.m$**

**Moment en travée 2-1**

$$M(x) = qlx/2 - qx^2/2 + Mw + \frac{Me-Mw}{l} \cdot x$$

$$M_{2-1} = qlx/2 - qx^2/2 + M2 + \frac{M1-M2}{l} \cdot x$$

$$M_{2-1} = 0.378 \cdot 3.1x/2 - 0.378 \cdot x^2/2 - 0.394 + (-0.091 + 0.394) \cdot x/3.1$$

$$M_{2-1} = 0.586x - 0.189x^2 - 0.394 + 0.098x$$

$$M(x) = -0.189x^2 + 0.684x - 0.394$$

$$T(x) = M(x)/dx = -0.378x + 0.684 \longrightarrow x = 0.6684/0.378$$

$$x = 1.81$$

$$\text{Pour } x = 0 \dots\dots\dots T_w = 0.684t \text{ et } x = 3.1 \longrightarrow T_e = -0.488t$$

**$M_{2-1}(1.81) = 0.225t.m$**

**Sur appuis :****Tableau 8 :** les moments sur appuis

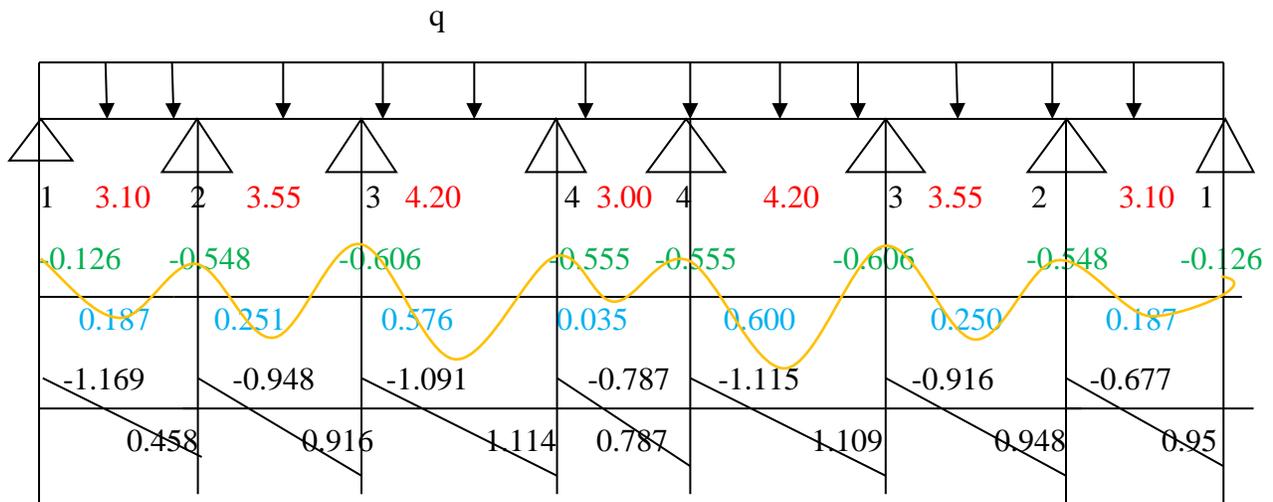
Unités (t.m)	ELU	ELS
Ma1	-0.126	-0.091
Ma2	-0.548	-0.384
Ma3	-0.606	-0.436
Ma4	-0.555	-0.399
Ma3	-0.606	-0.436
Ma2	-0.548	-0.384
Ma1	-0.126	-0.091

**En travées :****Tableau 9 :** les moments en travée

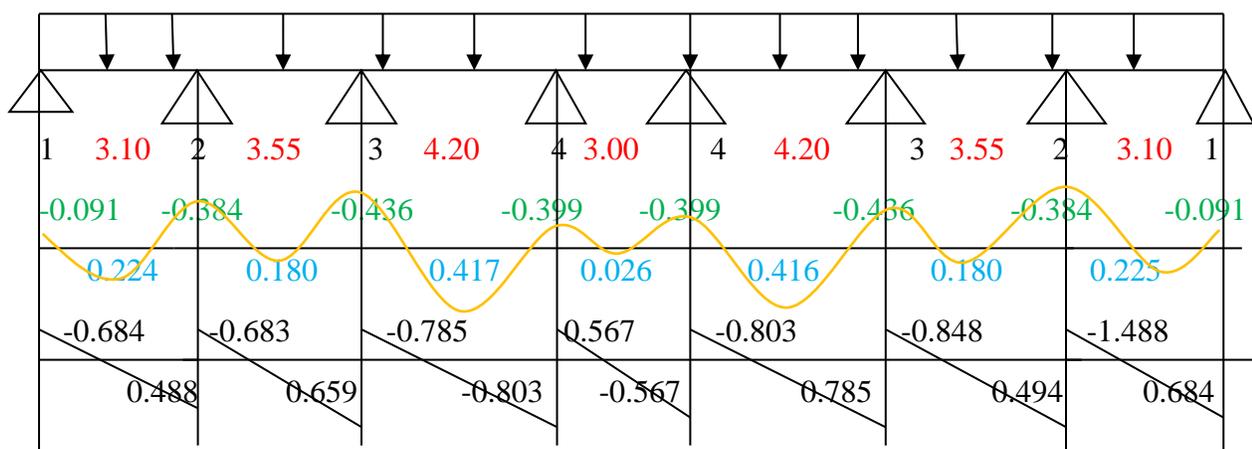
Unités (t.m)	ELU	ELS	Te (ELU)	Tw(ELU)	Te (ELS)	Tw(ELS)
M <sub>1-2</sub>	0.187	0.224	-1.169	0.458	-0.684	0.488
M <sub>2-3</sub>	0.251	0.180	-0.948	0.916	-0.683	0.659
M <sub>3-4</sub>	0.576	0.417	-1.091	1.114	-0.785	0.803
M <sub>4-4</sub>	0.035	0.026	-0.788	0.787	-0.567	0.567
M <sub>4-3</sub>	0.600	0.416	-1.115	1.09	-0.803	0.785
M <sub>3-2</sub>	0.250	-0.113	-0.916	0.948	-0.848	0.494
M <sub>2-1</sub>	0.311	0.225	-0.677	0.95	-1.488	0.684

Figure 17 : Diagrammes des moments et des efforts tranchants

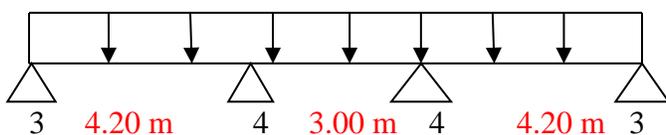
➤ **ELU :**



➤ **ELS**



**TYPE 3 : 3 Travées**



Les travées intermédiaires :

$$l' = 3.00 * 0.8 = 2.4m$$

**Calcul à l'ELU :**

$$Q_u = 0.525t/m^2$$

**Moment en appuis :**

$$M_3 = 0.2M_o = -0.2ql^2/8 = (-0.2 \cdot 0.525 \cdot 4.2^2) / 8 = -0.231 \text{t.m}$$

**M<sub>3</sub> = -0.231t.m**

$$M_4 = -0.525(4.2^3 + 2.4^3) / (8.5(4.2 + 2.4)) = -0.823 \text{t.m}$$

**M<sub>4</sub> = -0.823t.m**

**Moment en travée :**

**Moment en travée 3-4**

$$M(x) = qlx/2 - qx^2/2 + Mw + \frac{Me - Mw}{l} \cdot x$$

$$M_{3-4} = qlx/2 - qx^2/2 + M3 + \frac{M4 - M3}{l} \cdot x$$

$$M_{3-4} = 0.525 \cdot 4.2x/2 - 0.525 \cdot x^2/2 - 0.231 + (-0.823 + 0.231) \cdot x/4.2$$

$$M_{3-4} = -0.2625x^2 + 1.102x - 0.231 - 0.141x$$

$$M(x) = -0.2625x^2 + 0.961x - 0.231$$

$$T(x) = M(x)/dx = -0.525x + 0.961 \quad \longrightarrow \quad x = 0.961/0.525$$

x = 1.83m

Pour x = 0 ..... T<sub>w</sub> = 0.961 et x = 4.2       $\longrightarrow$       T<sub>e</sub> = -1.244t

**M<sub>3-4</sub>(1.83) = 0.648t.m**

**Moment en travée 4-4**

$$M(x) = qlx/2 - qx^2/2 + Mw + \frac{Me - Mw}{l} \cdot x$$

$$M_{4-4} = qlx/2 - qx^2/2 + M4 + \frac{M4 - M4}{l} \cdot x$$

$$M_{4-4} = 0.525 \cdot 3x/2 - 0.525 \cdot x^2/2 - 0.823 + 0$$

$$M_{4-4} = -0.2625x^2 + 0.787x - 0.823 - 0$$

$$M(x) = -0.2625x^2 + 0.787x - 0.823$$

$$T(x) = M(x)/dx = -0.525x + 0.787 \quad \longrightarrow \quad x = 0.787/0.525$$

x = 1.5m

Pour x = 0 ..... T<sub>w</sub> = 0.787 et x = 3       $\longrightarrow$       T<sub>e</sub> = -0.788t

**M<sub>4-4</sub>(1.5) = -0.233t.m**

**Moment en travée 4-3**

$$M(x) = qlx/2 - qx^2/2 + Mw + \frac{Me - Mw}{l} \cdot x$$

$$M_{4-3} = qlx/2 - qx^2/2 + M4 + \frac{M3-M4}{l} \cdot x$$

$$M_{4-3} = 0.525 \cdot 4.2x/2 - 0.525 \cdot x^2/2 - 0.823 + (-0.231+0.823) x/4.2$$

$$M_{4-3} = -0.2625x^2 + 1.102x - 0.823 + 0.141x$$

$$M(x) = -0.2625x^2 + 1.243x - 0.823$$

$$T(x) = M(x)/dx = -0.525x + 1.243 \longrightarrow x = 1.243/0.525$$

$$x = 2.37m$$

$$\text{Pour } x = 0 \dots\dots\dots T_w = 1.243 \text{ et } x = 4.2 \longrightarrow T_e = -0.962t$$

$$M_{4-3}(2.37) = 0.648t.m$$

**Calcul à l'ELS :**

$$Q_s = 0.378t/m^2$$

**Moment en travée :**

**Moment en travée 3-4**

$$M(x) = qlx/2 - qx^2/2 + Mw + \frac{Me-Mw}{l} \cdot x$$

$$M_{3-4} = qlx/2 - qx^2/2 + M3 + \frac{M4-M3}{l} \cdot x$$

$$M_{3-4} = 0.378 \cdot 4.2x/2 - 0.378 \cdot x^2/2 - 0.167 + (-0.592+0.167) x/4.2$$

$$M_{3-4} = -0.189x^2 + 0.794x - 0.167 - 0.101x$$

$$M(x) = -0.189x^2 + 0.693x - 0.167$$

$$T(x) = M(x)/dx = -0.378x + 0.693 \longrightarrow x = 0.693/0.378$$

$$x = 1.83m$$

$$\text{Pour } x = 0 \dots\dots\dots T_w = 0.693 \text{ et } x = 4.2 \longrightarrow T_e = -0.895t$$

$$M_{3-4}(1.83) = 0.468t.m$$

**Moment en travée 4-4**

$$M(x) = qlx/2 - qx^2/2 + Mw + \frac{Me-Mw}{l} \cdot x$$

$$M_{4-4} = qlx/2 - qx^2/2 + M4 + \frac{M4-M4}{l} \cdot x$$

$$M_{4-4} = 0.378 \cdot 3x/2 - 0.378 \cdot x^2/2 - 0.592 + 0$$

$$M_{4-4} = -0.189x^2 + 0.567x - 0.592 - 0$$

$$M(x) = -0.189x^2 + 0.567x - 0.592$$

$$T(x) = M(x)/dx = -0.378x + 0.567 \longrightarrow x = 0.567/0.378$$

$x = 1.5m$

Pour  $x = 0 \dots\dots\dots T_w=0.567$  et  $x=3 \longrightarrow T_e = -0.567t$

**$M_{4-4}(1.5) = 0.168t.m$**

**Moment en travée 4-3**

$M(x) = qlx/2 - qx^2/2 + Mw + \frac{Me-Mw}{l} \cdot x$

$M_{4-3}=qlx/2 - qx^2/2 + M4 + \frac{M3-M4}{l} \cdot x$

$M_{4-3} = 0.378 \cdot 4.2x/2 - 0.378 \cdot x^2/2 - 0.592 + (-0.167+0.592) x/4.2$

$M_{4-3} = -0.189x^2 + 0.794x - 0.592 + 0.101x$

$M(x) = -0.189x^2 + 0.895x - 0.592$

$T(x) = M(x)/dx = -0.378x + 0.895 \longrightarrow x = 0.895/0.378$

$x = 2.37m$

Pour  $x = 0 \dots\dots\dots T_w=0.895$  et  $x=4.2 \longrightarrow T_e = -0.693t$

**$M_{4-3}(2.37) = 0.467t$**

**En appuis :**

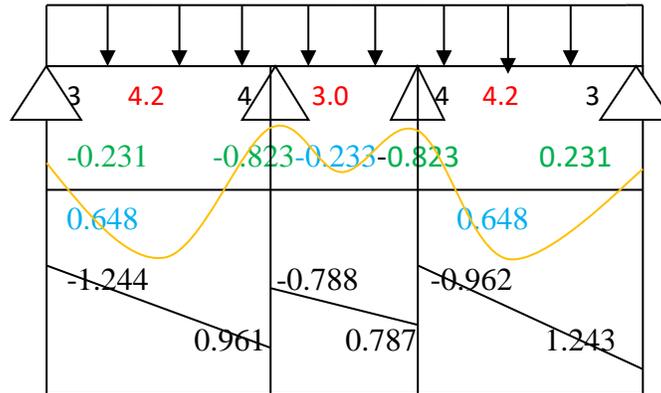
Unités (t.m)	ELU	ELS
Ma3	-0.231	-0.167
Ma4	-0.823	-0.592
Ma3	-0.231	-0.167

**En travées :**

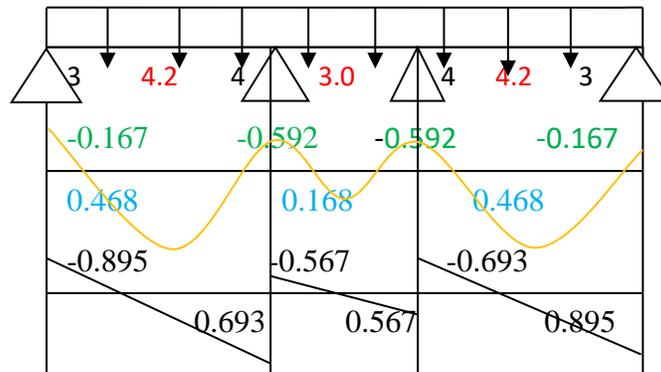
Unités (t.m)	ELU	ELS	Te (ELU)	Tw(ELU)	Te(ELS)	Tw(ELS)
M3-4	0.648	0.468	-1.244	0.961	-0.895	0.693
M4-4	-0.233	0.168	-0.788	0.787	-0.567	0.567
M4-3	0.648	0.467	-0.962	1.243	-0.693	0.895

Figure 18 : Diagrammes des moments et des efforts tranchants :

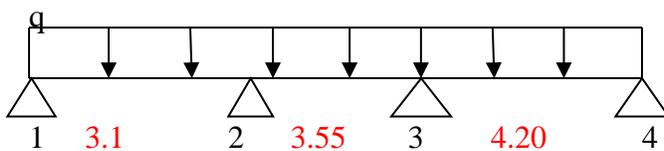
➤ ELU



➤ ELS



**TYPE 3** :3 travées (plancher terrasse et les étages courants 1,2,3,4 et 5)



$$l^2 = 3.55 \times 0.8 = 2.84 \text{m}$$

**Calcul à l'ELU :**

$$Q_u = 0.525 \text{t/m}^2$$

**Moment en appuis :**

$$M_1 = 0.2M_o = -0.2ql^2/8 = (-0.2 \times 0.525 \times 3.1^2) / 8 = -0.126 \text{t.m}$$

$$M_1 = -0.126 \text{t.m}$$

$$M_2 = -0.525(3.1^3 + 2.84^3) / (8.5(3.1 + 2.84)) = -0.548 \text{t.m}$$

$$M_2 = -0.548 \text{t.m}$$

$$M_3 = -0.525(2.84^3 + 4.2^3) / (8.5(2.84 + 4.2)) = -0.851 \text{ t.m}$$

$$M_3 = -0.851 \text{ t.m}$$

$$M_4 = 0.2M_0 = -0.2ql^2/8 = (-0.2 * 0.525 * 4.2^2) / 8 = -0.231 \text{ t.m}$$

$$M_4 = -0.231 \text{ t.m}$$

**Moment en travées :**

**Moment en travée 1-2**

$$M(x) = qlx/2 - qx^2/2 + Mw + \frac{Me - Mw}{l} \cdot x$$

$$M_{1-2} = qlx/2 - qx^2/2 + M1 + \frac{M2 - M1}{l} \cdot x$$

$$M_{1-2} = 0.525 * 3.1x/2 - 0.525 * x^2/2 - 0.126 + (-0.548 + 0.126) x/3.1$$

$$M_{1-2} = 0.594x - 0.2625x^2 - 0.126 - 0.136x$$

$$M(x) = -0.2625x^2 + 0.458x - 0.126$$

$$T(x) = M(x)/dx = -0.525x + 0.458 \quad \longrightarrow \quad x = 0.458/0.525$$

$$x = 0.87 \text{ m}$$

$$\text{Pour } x = 0 \dots\dots\dots T_w = 0.458 \text{ t} \quad \text{et } x = 3.1 \quad \longrightarrow \quad T_e = -1.169 \text{ t}$$

$$M_{1-2}(0.87) = 0.074 \text{ t.m}$$

**Moment en travée 2-3**

$$M(x) = qlx/2 - qx^2/2 + Mw + \frac{Me - Mw}{l} \cdot x$$

$$M_{2-3} = qlx/2 - qx^2/2 + M2 + \frac{M3 - M2}{l} \cdot x$$

$$M_{2-3} = 0.525 * 3.55x/2 - 0.525 * x^2/2 - 0.548 + (-0.851 + 0.548) x/3.55$$

$$M_{2-3} = 0.932x - 0.2625x^2 - 0.548 - 0.085x$$

$$M(x) = -0.2625x^2 + 0.847x - 0.548$$

$$T(x) = M(x)/dx = -0.525x + 0.847 \quad \longrightarrow \quad x = 0.847/0.525$$

$$x = 1.61 \text{ m}$$

$$\text{Pour } x = 0 \dots\dots\dots T_w = 0.847 \quad \text{et } x = 3.55 \quad \longrightarrow \quad T_e = -1.017 \text{ t}$$

$$M_{2-3}(1.61) = 0.135 \text{ t.m}$$

**Moment en travée 3-4**

$$M(x) = qlx/2 - qx^2/2 + Mw + \frac{Me - Mw}{l} \cdot x$$

$$M_{3-4} = qlx/2 - qx^2/2 + M3 + \frac{M4 - M3}{l} \cdot x$$

$$M_{3-4} = 0.525 \cdot 4.2x/2 - 0.525 \cdot x^2/2 - 0.851 + (-0.231 + 0.851) \cdot x/4.2$$

$$M_{3-4} = -0.2625x^2 + 1.102x - 0.851 - 0.148x$$

$$M(x) = -0.2625x^2 + 0.954x - 0.851$$

$$T(x) = M(x)/dx = -0.525x + 0.954 \longrightarrow x = 0.954/0.525$$

$$x = 1.82m$$

$$\text{Pour } x = 0 \dots\dots\dots T_w = 0.954 \text{ et } x = 4.2 \longrightarrow T_e = -1.251t$$

$$M_{3-4}(1.82) = 0.06t.m$$

**Calcul à l'ELS :**

$$Q_s = 0.378t/m^2$$

**Moment en appuis :**

$$M_1 = -0.2M_o = -0.2ql^2/8 = (-0.2 \cdot 0.378 \cdot 3.1^2) / 8 = -0.091t.m$$

$$M_1 = -0.091t.m$$

$$M_2 = -(Q_w \cdot l'_w{}^3 + Q_e \cdot l'_e{}^3) / 8.5 (l'_w + l'_e)$$

$$M_2 = -0.378 (3.1^3 + 2.84^3) / (8.5(3.1 + 2.84)) = -0.394t.m$$

$$M_2 = -0.394t.m$$

$$M_3 = -(Q_w \cdot l'_w{}^3 + Q_e \cdot l'_e{}^3) / 8.5 (l'_w + l'_e)$$

$$M_3 = -0.378(2.84^3 + 4.2^3) / (8.5(2.84 + 4.2)) = -0.613t.m$$

$$M_3 = -0.436t.m$$

$$M_4 = -(Q_w \cdot l'_w{}^3 + Q_e \cdot l'_e{}^3) / 8.5 (l'_w + l'_e)$$

$$M_4 = -0.2ql^2/8 = (-0.2 \cdot 0.378 \cdot 4.2^2) / 8 = -0.167t.m$$

$$M_4 = -0.167t.m$$

**Moment en travée :**

**Moment en travée 1-2**

$$M(x) = qlx/2 - qx^2/2 + Mw + \frac{Me - Mw}{l} \cdot x$$

$$M_{1-2} = qlx/2 - qx^2/2 + M1 + \frac{M2 - M1}{l} \cdot x$$

$$M_{1-2} = 0.378 \cdot 3.1x/2 - 0.378 \cdot x^2/2 - 0.091 + (-0.394 + 0.091) \cdot x/3.1$$

$$M_{1-2} = 0.488x - 0.189x^2 - 0.091 - 0.098x$$

$$1. M(x) = -0.189x^2 + 0.488x - 0.091$$

$$T(x) = M(x)/dx = -0.378x + 0.488 \longrightarrow x = 0.488/0.378$$

$$x = 1.29m$$

Pour  $x = 0 \dots\dots\dots T_w = 0.0488t$  et  $x = 3.1 \longrightarrow T_e = -0.684t$

**$M_{1-2}(1.29) = 0.224t.m$**

**Moment en travée 2-3**

$$M(x) = qlx/2 - qx^2/2 + Mw + \frac{Me-Mw}{l} \cdot x$$

$$M_{2-3} = qlx/2 - qx^2/2 + M2 + \frac{M3-M2}{l} \cdot x$$

$$M_{2-3} = 0.378 \cdot 3.55x/2 - 0.378 \cdot x^2/2 - 0.394 + (-0.436 + 0.394) \cdot x/3.55$$

$$M_{2-3} = 0.671x - 0.189x^2 - 0.394 - 0.012x$$

$$M(x) = -0.189x^2 + 0.659x - 0.394$$

$$T(x) = M(x)/dx = -0.378x + 0.659 \longrightarrow x = 0.659/0.378$$

$$x = 1.74m$$

Pour  $x = 0 \dots\dots\dots T_w = 0.659$  et  $x = 3.55 \longrightarrow T_e = -0.683t$

**$M_{2-3}(1.74) = 0.180t.m$**

**Moment en travée 3-4**

$$M(x) = qlx/2 - qx^2/2 + Mw + \frac{Me-Mw}{l} \cdot x$$

$$M_{3-4} = qlx/2 - qx^2/2 + M3 + \frac{M4-M3}{l} \cdot x$$

$$M_{3-4} = 0.378 \cdot 4.2x/2 - 0.378 \cdot x^2/2 - 0.436 + (-0.167 + 0.436) \cdot x/4.2$$

$$M_{3-4} = -0.189x^2 + 0.794x - 0.436 + 0.064x$$

$$M(x) = -0.189x^2 + 0.858x - 0.436$$

$$T(x) = M(x)/dx = -0.378x + 0.858 \longrightarrow x = 0.858/0.378$$

$$x = 2.27m$$

Pour  $x = 0 \dots\dots\dots T_w = 0.803$  et  $x = 4.2 \longrightarrow T_e = -0.730t$

**$M_{3-4}(2.12) = 0.538t.$**

**En appuis :**

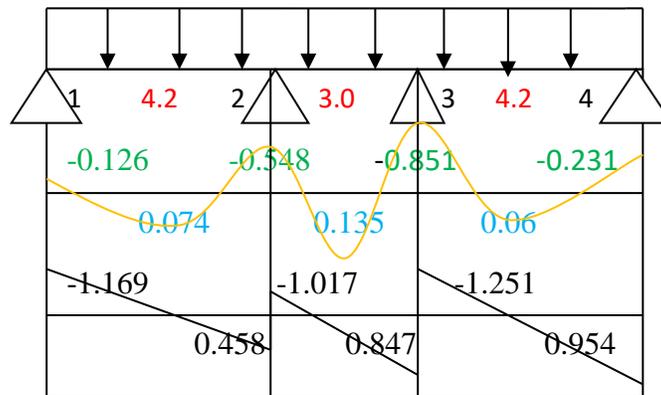
Unités (t.m)	ELU	ELS
Ma1	-0.126	-0.091
Ma2	-0.548	-0.394
Ma3	-0.851	-0.436
Ma4	-0.231	-0.167

**En travées :**

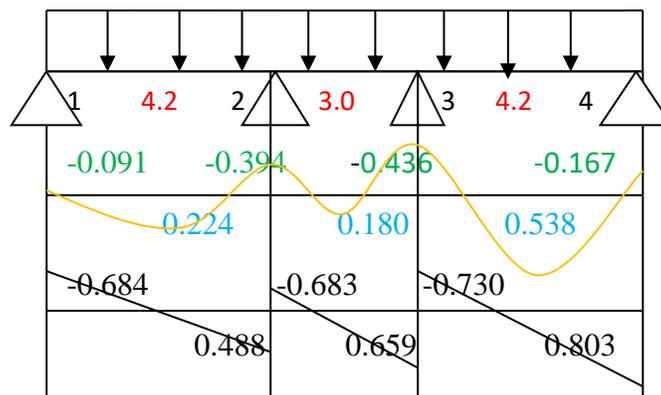
Unités (t.m)	ELU	ELS	Te (ELU)	Tw(ELU)	Te(ELS)	Tw(ELS)
M <sub>1-2</sub>	0.074	0.224	-1.169	0.458	-0.684	0.488
M <sub>2-3</sub>	0.135	0.180	-1.017	0.847	-0.683	0.659
M <sub>3-4</sub>	0.06	0.538	-1.251	0.954	-0.730	0.803

**Diagrammes des moments et des efforts tranchants :**

➤ **ELU :**



➤ **ELS :**



**V.3.5 Plancher étage courant (corps creux) :**

G=534kgf/m<sup>2</sup>

Q=150kgf/m<sup>2</sup>

✓ **Condition d'application de la méthode forfaitaire :**

**-Plancher à surcharges modérées :**

1- $1-Q \leq (\max 2 \cdot 534 ; 500 \text{kgf/m}^2)$   $150 \leq 1068 \text{kgf/m}^2$ ..... vérifiée

2- Toutes les travées ont le même moment d'inertie.....vérifiée

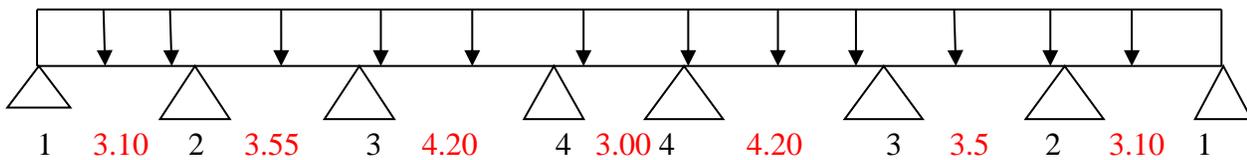
3-Fissuration préjudiciable.....non vérifiée

4- $L_i/l_{i+1} = 4.20/3 = 1.4$  qui n'est dans l'intervalle 0.8 et 1.25...non vérifiée

On voit que les conditions 3 et 4 ne sont pas vérifiées, donc on applique la méthode de Caquot.

✓ **La méthode de Caquot:**

**TYPE 4 : 7 Travées**



**Sur appuis :**

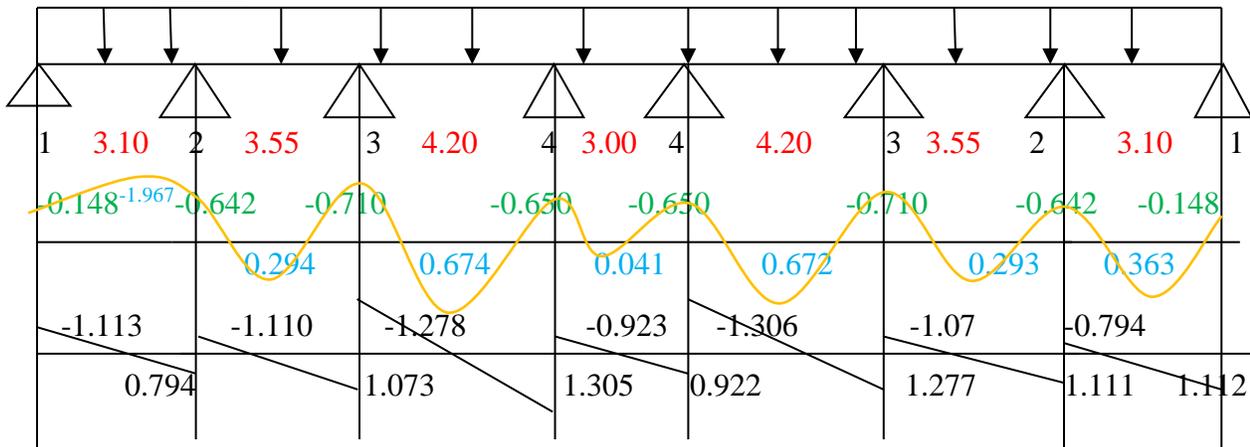
Unités (t.m)	ELU	ELS
Ma1	-0.148	-0.107
Ma2	-0.642	-0.464
Ma3	-0.710	-0.514
Ma4	-0.650	-0.470
Ma3	-0.710	-0.514
Ma2	-0.642	-0.464
Ma1	-0.148	-0.107

**En travées :**

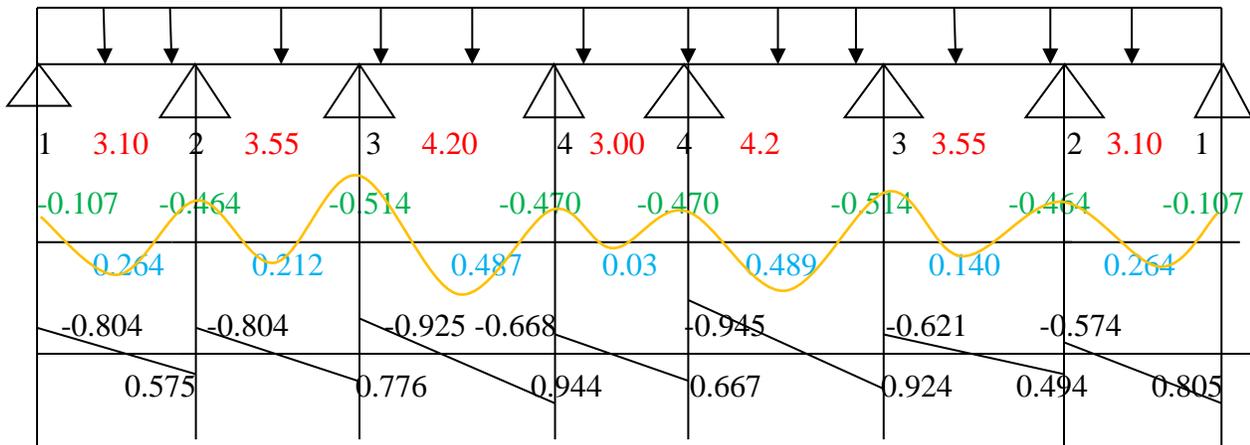
Unités (t.m)	ELU	ELS	T <sub>e</sub> (ELU)	T <sub>w</sub> (ELU)	T <sub>e</sub> (ELS)	T <sub>w</sub> (ELS)
M <sub>1-2</sub>	-1.967	0.264	-1.113	0.794	-0.804	0.575
M <sub>2-3</sub>	0.294	0.212	-1.110	1.073	-0.804	0.776
M <sub>3-4</sub>	0.674	0.487	-1.278	1.305	-0.925	0.944
M <sub>4-4</sub>	0.041	0.03	-0.923	0.922	-0.668	0.667
M <sub>4-3</sub>	0.672	0.489	-1.306	1.277	-0.945	0.924
M <sub>3-2</sub>	0.293	-0.140	-1.07	1.111	-0.621	0.494
M <sub>2-1</sub>	0.363	0.264	-0.794	1.112	-0.574	0.805

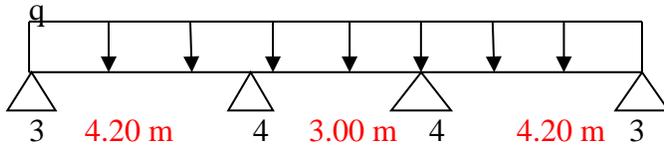
**Diagrammes des moments et des efforts tranchants :**

➤ **ELU :**



➤ **ELS :**





**En appuis :**

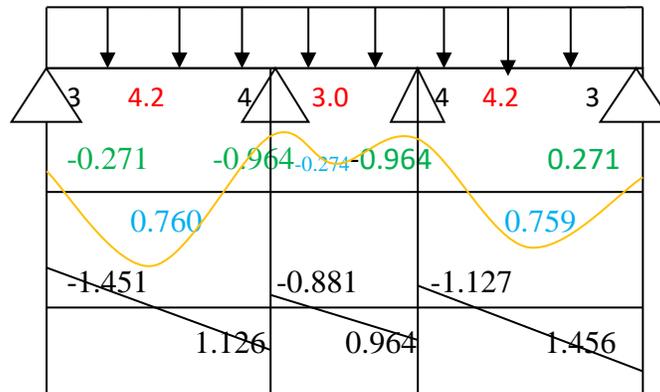
Unités (t.m)	ELU	ELS
Ma3	-0.271	-0.196
Ma4	-0.964	-0.697
Ma3	-0.271	-0.196

**En travées :**

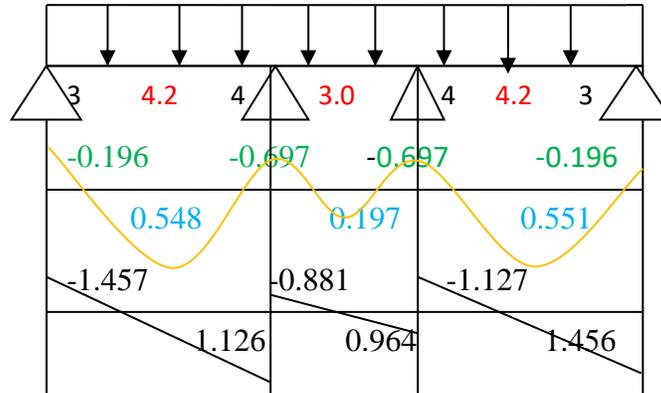
Unités (t.m)	ELU	ELS	Te (ELU)	Tw(ELU)	Te(ELS)	Tw(ELS)
M <sub>3-4</sub>	0.760	0.548	-1.457	1.126	-1.055	0.814
M <sub>4-4</sub>	-0.274	0.197	-0.881	0.964	-0.668	0.667
M <sub>4-3</sub>	0.759	0.551	-1.127	1.456	-0.815	1.054

**Diagrammes des moments et des efforts tranchants :**

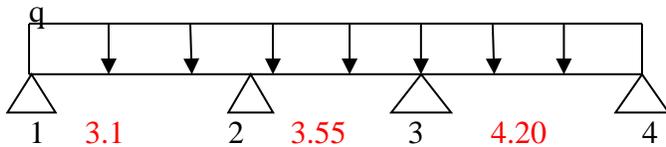
➤ **ELU :**



➤ ELS :



**TYPE 3** :3 travées (plancher terrasse et les étages courants 1,2,3,4 et 5)



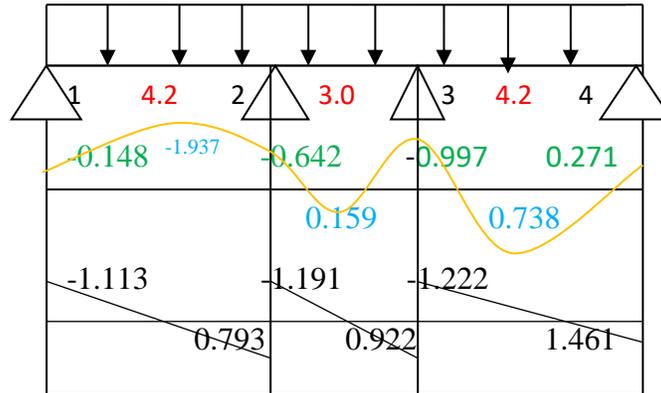
En appuis :

Unités (t.m)	ELU	ELS
Ma1	-0.148	-0.107
Ma2	-0.642	-0.464
Ma3	-1.68	-0.721
Ma4	-0.271	-0.196

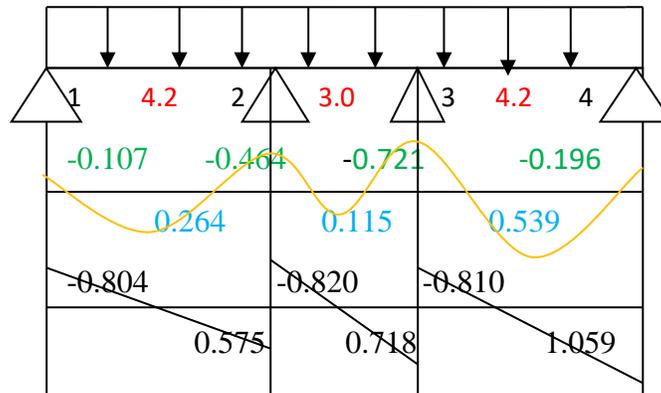
En travées :

Unités (t.m)	ELU	ELS	Te (ELU)	Tw(ELU)	Te(ELS)	Tw(ELS)
M <sub>1-2</sub>	-1.967	0.264	-1.113	0.793	-0.804	0.575
M <sub>2-3</sub>	0.159	0.115	-1.191	0.922	-0.82	0.718
M <sub>3-4</sub>	0.738	0.539	-1.222	1.461	-0.81	1.059

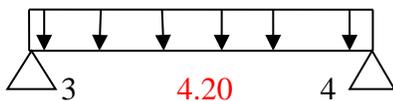
➤ **ELU :**



➤ **ELS :**



**TYPE 3**



**En appuis :**

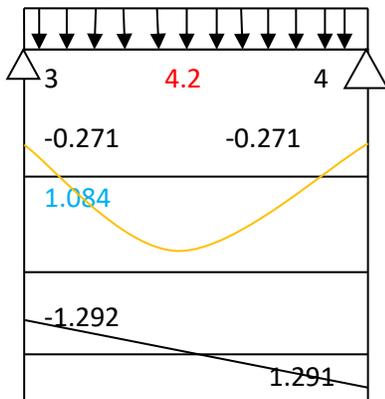
Unités (t.m)	ELU	ELS
Ma3	<b>-0.271</b>	<b>-0.196</b>
Ma4	<b>-0.271</b>	<b>-0.196</b>

**En travée :**

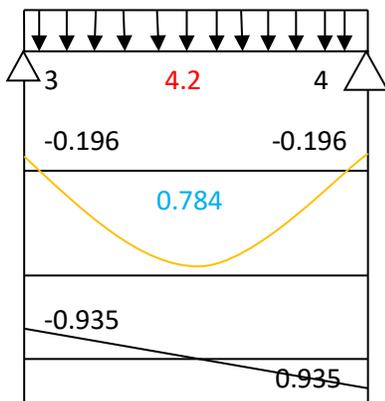
Unités (t.m)	ELU	ELS	Te (ELU)	Tw(ELU)	Te(ELS)	Tw(ELS)
M <sub>3-4</sub>	<b>1.084t.m</b>	<b>0.784t.m</b>	-1.292t	1.291	-0.935	0.934

Diagrammes des moments et des efforts tranchants :

➤ ELU :



➤ ELS :



**V.4 Calcul de ferrailage :**

Pour toutes les files existantes dans les différents niveaux on a essayé d'homogénéiser le Ferrailage d'après l'état de chargement et le schéma, en considérant l'état donnant les sollicitations maximales (M, T).

**V.4.1 L'ELU**

$f_{bc}=14.20\text{MPa}$ ;  $\sigma_s=348\text{MPa}$ ;  $b=65\text{cm}$ ;  $h=20\text{cm}$ ;  $C=c'=3\text{cm}$

$d=17\text{cm}$ ;  $b_o=12\text{cm}$ ;  $h_o=4\text{cm}$ ;  $f_{c28} = 25\text{MPa}$ ;  $FeE400$ .

Moment max en travée:  $M_{tu}=1.967\text{t.m}$

Moment max sur appui :  $M_{au}=-1.281\text{t.m}$

Effort max:  $T_u=1.61\text{t.m}$

**V.4.1.1 .Entravée :**

$$\sigma_{bu}=f_{bc} = (0.85.f_{c28})/\gamma_b \quad \gamma_b = 1.5$$

$$\sigma_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2\text{MPa}$$

$$\sigma_s = f_e/\gamma_s = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$$

$$M_{tb} = b \cdot h_o \cdot f_{bc} \cdot (d - h_o/2)$$

$$M_{tb} = 0.65 \cdot 0.04 \cdot 1420 \cdot (0.17 - 0.04/2)$$

$$M_{tb} = 5.54\text{t.m} > M_{tmax} = 1.967\text{T.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, donc on calcul la section comme une section rectangulaire.

$$b \cdot x \cdot h = (0.65 \cdot 0.20) \text{ m}^2$$

On utilise les formules suivantes

$$M_{tmax} = 1.967\text{t.m}$$

$$\mu = M_{max}/b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = 1.967 \cdot 10^5 / (65 \cdot 17^2 \cdot 142) \dots \mu = 0.074 < \mu = 0.392 \dots \text{Ok}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.096$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 17(1 - 0.4 \cdot 0.096) = 16.35\text{cm}$$

$$A_s = M_{at}/Z \sigma_s = 1.967 \cdot 10^5 / (16.35 \cdot 3480) = 3.46\text{cm}^2$$

On adopte: **4HA14=6.15cm<sup>2</sup>**

**Condition de non fragilité :**

Dans toute poutre soumise à la flexion simple ou composée et comportant une zone tendue, les armatures longitudinales de traction doivent avoir une section au moins égale à:

$$A_s > A_{min} = 23 \cdot b \cdot d \cdot f_{te} / f_e = 0.23 \cdot 65 \cdot 17 \cdot 2.1 / 400 = 1.33\text{cm}^2$$

$A_s = 3.46\text{cm}^2 > A_{min} = 1.33\text{cm}^2$ . .....Condition vérifiée.

**V.4.1.2 Sur appuis :**

$M_{max} = 1.68t.m$

La zone tendue se trouve dans la table de compression et d'après les hypothèses des calculs (BAEL) le béton tendu est négligé. La nervure est totalement comprimée donc on considère une section rectangulaire de dimension  $(0.12*0.20) m^2$ .

$\mu = M_{max} / b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = 1.68 * 10^5 / 12 * 17^2 * 142 = 0.32 \Rightarrow \mu = 0.32 < \mu = 0.392 \dots \dots \text{Ok}$

$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.5$

$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 17(1 - 0.4*0.42) = 13.6 \text{ cm}$

$A_s = M_{at} / Z \sigma_s = 1.68 * 10^5 / 11.24 * 3480 \Rightarrow 3.55 \text{ cm}^2$

On adopte: **6HA14 = 9.23cm<sup>2</sup>**

✓ **Condition de non fragilité :**

$A_s > A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{te} / f_e = 0.23 * 12 * 17 * 2.1 / 400 = 0.246 \text{ cm}^2$

$A_s = 3.55 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.246 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

**5.4.2 Vérification à L'ELS :**

5.4.2.1 **En travée :**

$M_t \text{ max} = 0.784t.m$

$A_s = 6.15 \text{ cm}^2$

Position de l'axe neutre :

l'axe neutre L'axe neutre tombe dans la table de compression :

$b x^2 / 2 - 15 A_s (d - x) = 0$

$(65/2)x^2 - 15 * 3.46(17 - x) = 0 \Rightarrow 32.5x^2 + 67.8x - 1152.6 = 0$

$\sqrt{\Delta} = 392.98 \Rightarrow X = -67.8 + 392.98 / 65 \Rightarrow X = 5.00 \text{ cm}$

✓ **Le moment d'inertie :**

$I = b x^3 / 3 + 15 A_s (d - x)^2 = 65(5.00)^3 / 3 + 15 * 3.46 (17 - 5.00)^2$

$I = 12471.53 \text{ cm}^4$

✓ **Calcul et vérification des contraintes :**

• **Condition dans le béton:**

$\sigma_b = M_t s \cdot x / I = 0.784 * 10^5 * 5.00 / 12471.53 \Rightarrow \sigma_b = 31.43 \text{ kg/cm}^2$

$0.6 f_{cj} = 0.6 * 250 = 150 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \sigma_b = 31.43 \text{ kg/cm}^2 < 0.6 f_{cj} = 150 \text{ kg/cm}^2$

$\Rightarrow \sigma_b < 0.6 f_{cj} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

• **Condition dans les aciers:**

D'après BAEL 91 :

La fissuration est préjudiciable

$\Rightarrow \sigma_s = \min \{ (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta} * f_{tj}) \}$

$= \min \{ (267, 202) \} \Rightarrow \sigma_s = 202 \text{ MPa} = 2020 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_s = 15 M_t s \cdot (d - x) / I = 15 * 0.784 * 10^5 * (17 - 5.00) / 12471.53$

$\Rightarrow \sigma_s = 1131.54 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_s = 1131.54 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_s = 2020 \text{ kg/cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

**V.4.1.3 En appuis :**

$M_{max_{ser}} = 0.721t.m$

$A_s = 9.23 \text{ cm}^2$

✓ **Position de l'axe neutre:**

L'axe neutre tombe dans la table :

$b x^2 / 2 - 15 A_s (d - x) = 0$

$(12/2) x^2 - 15 * 9.23 (17 - x) = 0 \Rightarrow 6x + 67.8x - 1152.6 = 0$

$\Rightarrow x = 32259.24 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 179.61 \Rightarrow X = -67.8 + 179.61 / 12 \Rightarrow X = 9.32 \text{ cm}$

✓ **Le moment d'inertie:**

$I = b x^3 / 3 + 15 A_s (d - x)^2 = 12(9.32)^3 / 3 + 15 * 9.23 (17 - 9.32)^2 = 7237.24 \text{ cm}^4$

✓ **Calcul et vérification des contraintes :**

• **Condition dans le béton:**

$\sigma_b = M_{ts} * x / I = 0.721 * 10^5 * 9.32 / 7237.24 \Rightarrow \sigma_b = 92.850 \text{ kg/cm}^2$

$0.6 f_{cj} = 0.6 * 250 = 150 \text{ kg/cm}^2$

$\Rightarrow \sigma_b = 92.85 \text{ kg/cm}^2 < 0.6 f_{cj} = 150 \text{ kg/cm}^2$

$\Rightarrow \sigma_b < 0.6 f_{cj} \dots \dots \dots$  Condition vérifiée

• **Condition dans les aciers :**

La fissuration est préjudiciable:

$\Rightarrow \sigma_s = \min \{ (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta} * f_{tj}) \}$

$= \min \{ (267, 202) \} \sigma_s = 202 \text{ MPa} = 2020 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_s = 15 M_{ts} * (d - x) / I = 15 * 0.721 * 10^5 * (17 - 9.32) / 7237.24$

$\sigma_s = 1147.66 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_s = 1147.66 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_s = 2020 \text{ kg/cm}^2 \dots \dots \dots$  condition vérifiée.

➤ **Vérification de l'effort tranchant:**

$T_u \text{ max} = 1.488 \text{ t}$

$T_{adm} = T_u \text{ max} / b_o * d = 1.488 * 10^3 / 12 * 170 = 0.922 \text{ kg/cm} = 0.729 \text{ MPa}$

La fissuration préjudiciable:

$T_{adm} = \min (0.2 f_{ct} / 1.5; 5 \text{ MPa}) = \min (3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}).$

D'où  $T_u = 0.729 \text{ MPa} < T_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots$  Condition vérifiée.

✓ **Les armatures transversales:**

• **Diamètre:**

$Q_t = \min (h / 35 ; b_o / 10) = \min (20 / 35 ; 12 / 10)$

$Q_t = \min (0.57 ; 1.2) = 0.57 \text{ mm}$

Donc on adopte : **At=2HA8 « 1 cadre et 1 épingle »**

✓ **Escapement:**

Selon BAEL99:  $St \leq \min (0.9d, 40 \text{ cm}) = \min (15.3; 40 \text{ cm})$

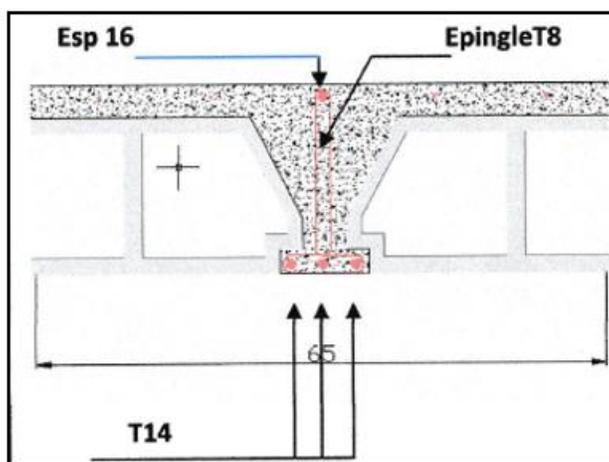
On adopte  $St = 16 \text{ cm}$ . Pour l'espacement des cadres entravée Sur appuis:  $St/2 = 8 \text{ cm}$

**✓ Verification la flèche:**

$L = 4.2\text{m}$ ;  $h = 20\text{cm}$ ;  $M_o = 0.721\text{t.m}$ ;  $M_t = 0.784\text{t.m}$

- $h / l \geq 1/22.5$   $4.76 \geq 0.044 \dots\dots\dots$  vérifiée
- $h/l \geq M_{tser}/15 * M_o$   $4.76 \geq 0.072 \dots\dots\dots$  vérifiée

$A / b d \leq 3.6 / f_e 0.01 \leq 0.01 \dots\dots\dots$  Vérifiée



**Figure 19 : Ferrailage des planchers**

# **Chapitre 6**

## ***ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES***

## **VI. Calcul des éléments secondaires**

### **VI.1 Introduction :**

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- **Les éléments porteurs principaux :** Qui contribuent aux contreventements directement.
- **Les éléments secondaires :** Qui ne contribuent pas au contreventement directement  
Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisque'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

### **VI.2 Etude des escalier:**

Un escalier est un élément constitué d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux. Ou bien, il sert à relier deux différents niveaux d'une construction.

La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est de type coulé en place dont la paillasse viendra s'appuyer sur les paliers.

#### **VI.2.1 Introduction:**

##### **➤ Composition d'un escalier:**

Il est caractérisé par:

- La montée ou la hauteur d'escalier (H).
- La hauteur d'une marche (h).
- Le giron : la largeur de marche (g).
- L'embranchement : la largeur de la volée (b).
- La contremarche : la partie verticale d'une marche.
- La paillasse : plafond qui monte sous marches.
- Le palier : la partie horizontale.
- La volée : suites ininterrompues des marches

#### **VI.2.2 Pré-dimensionnement :**

Le choix de dimension en fonction de la condition d'utilisateur et de destination de l'ouvrage ; pratiquement on doit remplir les conditions suivantes :

Pour passer d'un étage à l'autre difficilement, on prend « h » entre 14 et 20cm :

$$14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$$

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

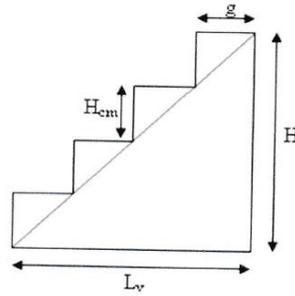


Figure 20 : Coupe d'escalier

-D'après la relation de « BLONDEL »

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

Dans notre cas nous avons

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

Soit  $g+2h \leq 66$  alors  $g \leq 66-2h$

$$g \leq 66-2(17) \text{ d'où } g \leq 32$$

On prend  $g=30\text{cm}$  donc  $g+2h=64\text{cm}$  qui est:

$$59 \leq 64 \leq 66\text{cm}.. \text{Vérifiée.}$$

Nombre de contre marche et de marche

$$N_{e.m} = H/2h = \text{hauteur libre d'étage}$$

$$N_{c.m} = 3.00/2 \times 17 = 9 \text{ contre marches}$$

$$N_m = N_{cm} - 1 = 8 \text{ marches.}$$

**La longueur de la volée:**

$$L_v = N_m \times g = 8 \times 30 = 240 \text{ cm}$$

**L'angle d'inclinaison:**

$$\text{tga} = h/g = 17/30 = 0.566 \alpha = \text{cotg}(0,566) = 29.54 \quad \cos \alpha = 0.87^\circ$$

**L'épaisseur de la paillasse:** est calculée suivant la condition

$$L/30 \leq e \leq L/20$$

$$240/30 \leq e \leq 240/20$$

$$8 \text{ cm} \leq e \leq 15 \text{ cm}$$

On adopte : **e = 15cm**

### **6.2.2 Etude d'escalier type (orthogonale) :**

Dans ce type on a 2 types des paillasse :

1. Paillasse secondaire :
2. Paillasse principale

#### **VI.2.2.1 Paillasse secondaires:**

- **Evaluation des charges-**

$$G = 0.800 \text{ t/m}^2$$

$$Q = 0.250 \text{ t/m}^2$$

**Palier :**

$$G = 0.529 \text{ tm}^2 \quad Q = 0.250 \text{ t/m}^2$$

- **Combinaison des charges de calcul :**

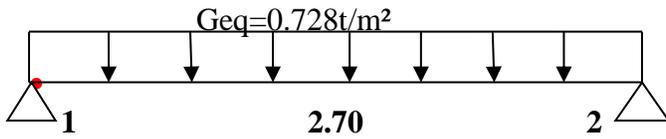
$$\text{-ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q :$$

$$\text{-ELS : } q_s = G+Q$$

$$G_{eq} = (G_1 \cdot L_1 + G_2 \cdot L_2) / (L_1 + L_2) = (0.529 \cdot 0.65 + 0.800 \cdot 1.8) / (0.65 + 1.8)$$

$$G_{eq} = 0.728 \text{ t/m}^2$$

**Figure 21 :** Schéma statique pour paillasse secondaire :



• **Moment et effort tranchant: méthode forfaitaire :**

$$L = 2.70 \text{ m}$$

**Sous G:**

$$L_o = 2.70 \text{ m et } M_o = q_u \cdot l_o^2 / 8 = 0.728 \cdot 2.70^2 / 8 = 0.663 \text{ t.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.8 \cdot M_o = 0.530 \text{ t.m}$$

$$\text{Moment sur appui: } M_a = 0.4 \cdot M_o = -0.265 \text{ t.m}$$

$$\text{Effort tranchant en appui: } T_a = q_u \cdot L / 2 = 0.983 \text{ t}$$

**Sous Q:**

$$L_o = 2.70 \text{ m et } M_o = q_s \cdot l_o^2 / 8 = 0.250 \cdot 2.70^2 / 8 = 0.228 \text{ t.m}$$

$$\text{Moment en travée: } M_t = 0.8 \cdot M_o = 0.182 \text{ t.m}$$

$$\text{Moment sur appui: } M_a = 0.4 \cdot M_o = -0.091 \text{ t.m}$$

$$\text{Effort tranchant en appui: } T_a = q_u \cdot L / 2 = 0.337 \text{ t}$$

ETAT	Ma (t.m)	Mt (t.m)	T (t)
L'ELU	-0.494	0.988	1.832
L'ELS	-0.356	0.712	1.32

**Tableau 10 :** Moment appuis, travée et effort tranchant en ELU et ELS

✓ **Ferraillage :**

Le calcul des armatures se fait essentiellement Vis-à-vis de la flexion simple pour une bande de 1m sur une section rectangulaire (b\*h).

$$h \text{ palier} = h \text{ paillasse} = 15 \text{ cm ; } d = h - 2 = 13; b = l_m = 100 \text{ cm}$$

• **Vérification à l'ELU :**

**A. travée**

$$M_t \text{ max} = 0.988 \text{ t.m}$$

$$\mu = M / b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = 0.988 \cdot 10^5 / (100 \cdot 13 \cdot 142) = 0.041$$

$$\mu = 0.041 < \mu = 0.392 \dots \dots \dots \text{Ok}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.052$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 13[1 - 0.4(0.052)] \Rightarrow Z = 12.73 \text{ cm.}$$

$$A_s = M / Z \cdot \sigma_s = 0.988 \cdot 10^5 / (12.73 \cdot 3480) = 2.23 \text{ cm}^2$$

On adopte: **3HA12=3.39cm**

• **Condition de non fragilité:**

$$A_s \geq A_{min} = (0.23.b.d. f_{t28}) / f_e$$

$$A_{min} = 0.23 * 100 * 13 * 2.1 / 400 = 1.56 \text{ cm} \quad A_s = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.56 \text{ cm} \dots \text{condition vérifiée.}$$

**B. Sur appuis :**

$$M_{amax} = 0.494 \text{ t.m}$$

$$\mu = M_{amax} / b.d^2.f_{bc} = 0.494.10^5 / 100 * 13^2 * 142 = 0.02 \mu = 0.02 < \mu = 0.392 \dots \text{OK}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.025 Z = d(1 - 0.4\alpha) = 13[1 - 0.4(0.021)] \Rightarrow Z = 12.89 \text{ cm.}$$

$$A_s = \mu / Z \sigma_s = 0.494 * 10^5 / 12.89 * 3480 = 1.10 \text{ cm}^2$$

On adopte: **3HA12=3.39cm<sup>2</sup>**

• **Condition de non fragilité:**

$$A_s \geq A_{min} = (0.23.b.d. f_{t28}) / f_e$$

$$A_{min} = 0.23 * 100 * 13 * 2.1 / 400 = 1.56 \text{ cm} \quad A_s = 2.26 \text{ cm} > A_{min} = 1.56 \text{ cm} \dots \text{condition vérifiée.}$$

• **Vérification à l'ELS :**

**A. En travée :**

$$M_{tser \text{ max}} = 0.712 \text{ t.m} \text{ et } A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

✓ **Position de l'axe neutre:**

L'axe neutre tombe dans la table:

$$bx^2/2 + 15A_s'(x-c) - 15A_s(d-x) = 0 \text{ avec ; } (A_s' = 0) \Rightarrow bx^2/2 - 15A_s(d-x) = 0$$

$$(100/2)x^2 - 15 * 3.39(13-x) = 0 \Rightarrow 50x^2 + 50.85x - 661.05 = 0$$

$$\Rightarrow \Delta = 134795.72 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 367.14 \Rightarrow X = -50.85367.67 / 100 \Rightarrow X = 3.16 \text{ cm}$$

• **Le moment d'inertie :**

$$I = bx^3/3 + 15 A_s (d-x)^2 = 100(3.16)^3 / 3 + 15 * 3.39(13-3.16)^2$$

$$I = 5975.4 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul et vérification des contraintes :**

• **Condition dans le béton:**

$$\sigma_b = M_{ts} * x / I = 0.712.10^5 * 3.16 / 5975.4 \Rightarrow \sigma_b = 37.65 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.6f_{cj} = 0.6 * 250 = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_b = 37.65 \text{ kg/cm}^2 < 0.6f_{cj} = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$\sigma_b < 0.6f_{cj} \dots \text{condition vérifiée:}$

• **Conditions dans les aciers :**

D'après BAEL 91

La fissuration est préjudiciable:

$$\Rightarrow \sigma_s = \min \{ (2/3f_e, 110\sqrt{\eta} * f_{tj}) \}$$

$$= \min \{ (267, 202) \} \quad \sigma_s = 202 \text{ MPa } 2020 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 15M_{ts} * (d-x) / I = 15 * 0.712.10^5(13-3.16) / 5975.4$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 1758.73 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_s = 1026.11 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 2020 \text{ kg}$$

$\Rightarrow \sigma_s = 1758.73 < 2020 \text{ kg/cm}^2 \dots \text{condition vérifiée.}$

**B. En appuis :**

$$M_{tmaxser} = 0.356 \text{ t.m} \text{ et } A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

Projet de fin d'étude Master-2

Structure 2019/20

SOW Ousmane & DIALLO Cheikh

✓ **position de l'axe neutre :**

$$bx^2/2 + 15As'(x-c') - 15As(d-x) = 0 \text{ avec ; } (As'=0) \Rightarrow bx^2/2 - 15As(d-x) = 0$$

$$(100/2)x^2 - 15 \cdot 3.39(13-x) = 0 \Rightarrow 50x^2 + 50.85x - 661.05 = 0$$

$$\Rightarrow \Delta = 134795.72 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 367.14 \Rightarrow X = -50.85367.67/100 \Rightarrow X = 3.16 \text{ cm}$$

➤ **Le moment d'inertie:**

$$I = bx^3/3 + 15As(d-x)^2 = 100(2.64)^3/3 + 15 \cdot 3.39(13-3.16)^2$$

$$I = 5975.4 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul et vérification des contraintes :**

✓ **Condition dans le béton :**

$$\sigma_b = Mts \cdot x / I = 0.356 \cdot 10^5 \cdot 3.16 / 5975.4 \Rightarrow \sigma_b = 18.83 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.6f_{cj} = 0.6 \cdot 250 = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_b = 18.83 \text{ kg/cm}^2 < 0.6f_{cj} = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_b < 0.6f_c \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Conditions dans les aciers :**

D'après BAEL 91:  
 La fissuration est préjudiciable:  
 $\Rightarrow \sigma_s = \min\{ (2/3f_e, 110\sqrt{\eta} \cdot f_{tj}) \}$   
 $= \min\{ (267, 202) \} \sigma_s = 202 \text{ MPa } 2020 \text{ kg/cm}^2$   
 $\sigma_s = 15Mts \cdot (d-x) / I = 15 \cdot 0.356 \cdot 10^5 (13-3.16) / 5975.4$   
 $\Rightarrow \sigma_s = 879.36 \text{ kg/cm}^2 = \sigma_s = 879.36 \text{ kg/cm}^2$   
 $\Rightarrow \sigma_s = 879.36 < 2020 \text{ kg/cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

**Tu max = 1.832t**  
 $T_{adm} = Tu \text{ max} / b \cdot d = 1.832 \cdot 10^3 / 100 \cdot 130 = 1.41 \text{ kg/cm}^2 = 0.141 \text{ MPa}$   
 La fissuration préjudiciable:  
 $T_{adm} = \min(0.2f_{c28}/1.5; 5 \text{ MPa}) = \min(3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}).$   
 D'où  $Tu = 0.141 \text{ MPa} < T_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

➤ **les armatures transversales:**

✓ **Diamètre**

$$Q_t = \min(h/35 ; b_0/10) = \min(20/35; 100/10)$$

$$Q_t = \min(0.57; 10) = 0.57 \text{ mm}$$

Donc on adopte: **At=2HA8** «1 cadre et 1 épingle».

➤ **Escapement:**

Selon BAEL99:  $St \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = \min(11.7; 40 \text{ cm})$   
 On adopte  $St = 10 \text{ cm}.$

➤ **Vérification de la flèche :**

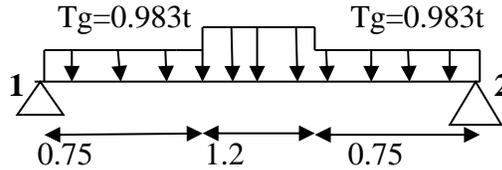
$L = 22.5 \text{ cm}; h = 15 \text{ cm}; Mo = 0.891 \text{ t.m}; Mt = 0.712 \text{ t.m}$   
 $h/l \geq 1/22.5 \quad 0.666 > 0.044 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$   
 $.h/l \geq Mt_{ser} / 15 \cdot Mo \quad 0.666 > 0.053 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

$A/bd \leq 4.2/f_e 0.00240 < 0.01$  ..... vérifiée.

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

**VI.2.2.2 Paillasse principale:**

**Figure 22 : Schéma statique :**



$$-\sum f/y = R_a + R_b = 0.983 \cdot 2 + 0.529 \cdot 0.75 \cdot 2 + 0.800 \cdot 1.2$$

$$R_a + R_b = 3.7195$$

$$-\sum M/A = -R_b \cdot 2.7 + 0.983 \cdot 2.325 + 0.529 \cdot 0.75 \cdot 2.325 + 0.800 \cdot 1.2 \cdot 1.8 + 0.983 \cdot 0.6 + 0.529 \cdot 0.75 \cdot 0.6 =$$

$$R_b \cdot 2.7 = -5.02119 \Rightarrow R_b = 1.8597t \text{ et } R_a = 1.8597t.$$

✓ **Calcul des moments et des efforts tranchants :**

$$0 \leq x \leq 0.75m \longrightarrow M(x) = 1.860 \cdot x - 0.529 \cdot x^2/2 - 0.983 \cdot x/2$$

$$M(x) = -0.2645x^2 + 1.3685x \text{ et } T(x) = dM(x)/d(x) = -0.529x + 1.3685$$

$$X=0 \quad M(0)=0t \text{ et } T(0)=1.368t$$

$$X=0.75 \longrightarrow M(0.75) = 0.877t.m \longrightarrow T(0.75) = 0.971t$$

$$0.75 \leq x \leq 1.95$$

$$M(x) = 1.860x - 0.983 \cdot (x-0.6) - 0.529 \cdot 0.75(x-0.6) - 0.800 \cdot (x-0.75) \cdot (x-0.75/2)$$

$$M(x) = 1.860x - 0.983x + 0.5898 - 0.39675x + 0.23805 - 0.8x^2 + 0.3x + 0.6x - 0.225$$

$$M(x) = -0.8x^2 + 1.38x + 0.6 \text{ et } T(x) = dM(x)/d(x) = -1.6x + 1.38$$

$$X=0.75 \quad M(0.75) = 1.185t.m \quad T(0.75) = 0.18t$$

$$M(x) = -0.2645x^2 + 1.3685x \quad x = 1.3685/0.2645x = 2.58m$$

$$M(2.58)_{max} = 1.77t.m$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

**Sous G:**

$$M_o = 1.77t.m$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.8 \cdot M_o = 1.416t.m$$

$$\text{Moment sur appui : } M_a = 0.4 \cdot M_o = 0.708t.m$$

$$\text{Effort tranchant en appui : } T_a = q_u \cdot L/2 = 2.62t$$

**Sous Q:**

$$L_o = 2.7m \text{ et } M_o = q_s \cdot l_o^2/8 = 0.250 \cdot 2.7^2/8 = 0.228t.m$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.8 \cdot M_o = 0.182t.m$$

Moment sur appui:  $M_a = 0.4 * M_o = -0.091t.m$

Effort tranchant en appui  $T_a = q_u * L / 2 = 0.337t$

ETAT	Ma (t.m)	Mt (t.m)	T (t)
L'ELU	-1.092	2.185	4.042
L'ELS	-0.799	1.598	2.957

**Tableau 11 :** Moment appuis, travée et effort tranchant en ELU et ELS

✓ **Ferrailage :**

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande de 1m sur une section rectangulaire (b\*h).

$H_{palier} = h_{paille} = 15cm$  ;  $d = h - 2 = 13$  ;  $b = 1m = 100m$

➤ **Vérification à l'ELU:**

**A. travée:**

$M_{t_{max}} = 2.185t.m$

$\mu = M_u / b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = 2.185 * 10^5 / 100 * 13^2 * 142 = 0.091$

$\mu = 0.091 < \mu = 0.392 \dots \dots \dots \text{ok}$

$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.119$

$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 13[1 - 0.4(0.119)] \Rightarrow Z = 12.38cm.$

$A_s / Z \sigma_s = 2.185 * 10^5 / 12.38 * 3480 = 5.07cm^2$

On adopte: **6HA14 = 9.24cm<sup>2</sup>**

• **Condition de non fragilité :**

$A_s \geq A_{min} = (0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_e$

$A_{min} = 0.23 * 100 * 13 * 2.1 / 400 = 1.56cm^2$   $A_s = 9.24cm^2 > A_{min} = 1.56cm^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

**B. sur appuis:**

$M_{a_{max}} = 1.092t.m$

$\mu = M_{a_{max}} / b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = 1.092 * 10^5 / 100 * 13^2 * 142 = 0.045$

$\mu = 0.045 < \mu = 0.392 \dots \dots \dots \text{ok}$

$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.06$   $Z = d(1 - 0.4\alpha) = 13[1 - 0.4(0.06)] \Rightarrow Z = 12.69cm.$

$A_s = M / Z \sigma_s = 1.092 * 10^5 / 12.69 * 3480 = 2.47cm^2$

On adopte: **5HA14 = 7.70cm<sup>2</sup>**

• **Condition de non fragilité :**

$A_s \geq A_{min} (0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t18}) / f_e$

$A_{min} = 0.23 * 100 * 13 * 2.1 / 400 = 1.56cm$   $A_s = 7.70cm^2 > A_{min} = 1.56cm^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

✓ **Vérification à l'ELS:**

**A. En travée :**

$M_{t_{ser}} \text{ max} = 1.598t.m$  et  $A_s = 9.24cm^2.$

• **Position de l'axe neutre :**

$$bx^2/2 + 15As'(x-c') - 15As(d-x) = 0 \text{ avec ; } (As'=0) \Rightarrow bx^2/2 - 15As(d-x) = 0.$$

$$(100/2)x^2 - 15 \cdot 9.24(13-x) = 0 \Rightarrow 50x + 138.6x - 1801.1 = 0$$

$$\Rightarrow \Delta = 379569.96 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 616.09 \Rightarrow X = -138.6 + 616.09 / 100 \Rightarrow X = 4.77 \text{ cm}$$

✓ **Le moment d'inertie:**

$$I = bx^3/3 + 15 As (d-x)^2 = 100(4.77)^3/3 + 15 \cdot 9.24 (13-4.77)^2$$

$$I = 13005.50 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul et vérification des contraintes :**

✓ **Condition dans le béton :**

$$\sigma_b = Mts \cdot x / I = 1.598 \cdot 10^5 \cdot 4.77 / 13005.50 \Rightarrow \sigma_b = 58.61 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.6f_{cj} = 0.6 \cdot 250 = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_b = 58.61 \text{ kg/cm}^2 < 0.6f_{cj} = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_b < 0.6f_{cj} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

✓ **condition dans les aciers:**

D'après BAEL 91

La fissuration est préjudiciable:

$$\Rightarrow \sigma_s = \min \{ (2/3f_e, 110 \sqrt{\eta} * f_{tj}) \}$$

$$= \min \{ (267, 202) \} \Rightarrow \sigma_s = 202 \text{ MPa} = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 15Mts \cdot (d-x) / I = 15 \cdot 1.598 \cdot 10^5 \cdot (13-4.77) / 13005.50$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 1516.84 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 1516.84 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_s = 2020 \text{ kg/cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**B. En appuis :**

$$Mt_{\text{maxser}} = 0.799 \text{ t.m et } As = 7.7 \text{ cm}^2.$$

• **Position de l'axe neutre :**

$$bx^2/2 + 15As'(x-c') - 15As(d-x) = 0 \text{ avec ; } (As'=0) \Rightarrow bx^2/2 - 15As(d-x) = 0$$

$$(100/2)x^2 - 15 \cdot 7.70(13-x) = 0 \Rightarrow 50x^2 + 115.5x - 1501.1 = 0$$

$$\Rightarrow \Delta = 313640.25 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 560.035 \Rightarrow X = -115.5 + 560.035 / 100 \Rightarrow X = 4.44 \text{ cm}$$

✓ **Moment d'inertie:**

$$I = bx^3/3 + 15 As (d-x)^2 = 100(4.44)^3/3 + 15 \cdot 7.70 (13-4.44)^2$$

$$I = 11391.292 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul et vérification des contraintes :**

✓ **Condition dans le béton:**

$$\sigma_b = Mts \cdot x / I = 0.799 \cdot 10^5 \cdot 4.44 / 11391.292 \Rightarrow \sigma_b = 31.14 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.6f_{cj} = 0.6 \cdot 250 = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_b = 31.14 \text{ kg/cm}^2 < 0.6f_{cj} = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_b < 0.6f_{cj} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

✓ **Condition dans les aciers :**

D'après BAEL 91 :

La fissuration est préjudiciable :

$$\Rightarrow \sigma_s = \min \{ (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta} * f_{tj} ) \}$$

$$\Rightarrow \min \{ (267, 202) \} \sigma_s = 202 \text{MPa} = 2020 \text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 15 \text{Mts} (d-x/I = 15 * 0.799 * 10^5 * (13-4.44) / 11393.292$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 900.45 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_s = 900.45 \text{kg/cm}^2 < \sigma_s - 2020 \text{kg/cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant:**

$$T_u \text{ max} = 4.042 \text{t}$$

$$T_{adm} = T_{u \text{ max}} / b * d = 4.042 * 10^3 / 100 * 130 = 0.311 \text{ kg/cm} = 0.031 \text{MPa}$$

La fissuration préjudiciable:

$$T_{adm} = \min (0.2 f_{c28} / 1.5; 5 \text{MPa}) = \min (3.33 \text{MPa}; 5 \text{MPa}).$$

$$D'où T_u = 0.031 \text{MPa} < T_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Les armatures transversales:**

✓ **Diamètre :**

$$Q_t = \min (h/35; b_o/10) = \min (20/35, 100/10)$$

$$Q_t = \min (0.57 : 10) = 0.57 \text{ mm}$$

Donc on adopte: **At=2HA8** «1 cadre et 1 épingle ».

➤ **Espacement:**

$$\text{Selon BAEL99 } S_t \leq \min (0.9d, 40 \text{cm}) = \min (7.8 ; 40 \text{cm})$$

On adopte  $S_t = 7 \text{cm}$ .

➤ **Vérification de la flèche :**

$$L = 270 \text{cm} ; h = 15 \text{cm} ; M_o = 1.77 \text{t.m} ; M_t = 2.185 \text{t.m}$$

- $h/l \geq 1/22.5$                        $0.055 > 0.044 \dots \dots \dots$  Vérifiée.
- $h/l \geq M_{tser} / 15 * M_o$                $0.055 > 0.082 \dots \dots \dots$  **non vérifiée.**
- $A / b d \leq 4.2 / f_e 0.00240 < 0.01 \dots \dots \dots$  ..vérifiée.

La **deuxième condition** n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

D'après le BAEL 91 la flèche totale est:  $\Delta f_t = f_v - f_i$

La flèche admissible est:

$$f = L(m) / 500 \text{ si } L < 5 \text{m}$$

$$f = 0.5 + L(m) / 1000 \text{ si } L > 5 \text{m}$$

$$\text{Moment d'inertie de la section totale homogène: } I_o = bh^3 / 12 + 15 A_s (h/2 - d)^2.$$

➤ **Moment d'inertie fictive :**

$$I_o = bh^3 / 12 + 15 A_s (h/2 - d)^2 = 100 * 15^3 / 12 + 15 * 7.70 (15/2 - 13)^2$$

$$I_o = 31618.875 \text{cm}^4$$

$$\rho = A_s / b_o * d = 7.70 / 100 * 13 = 0.0059 \text{ donc } \rho_1 = 100 \text{ et } \rho = 0.59 \Rightarrow \beta = 0.9$$

$$\sigma_s = M_{ser} / \beta * d * A = 1.598 * 10^5 / 0.9 * 13 * 7.70 = 1773.78 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\Delta i = 0.05 * f_{i28} / \rho (2 + 3b_o / b) = 0.05 * 2.1 / 0.0059 (2 + 3 * 100 / 100) \Rightarrow \Delta i = 3.55$$

$$\Delta v = 2/5 \Delta i = 2/5 (3.55) \Rightarrow \Delta v = 1.42$$

➤ **Module de déformation :**

$$E_i = 11000 * (f_{c28})^{1/3} = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 * (f_{c28})^{1/3} = 10818.866 \text{ MPa}$$

$$M_f = 1 - 1.75 * f_{i28} / (4 \rho * \sigma_s) + f_{i28} = 1 - 1.75 * 2.1 / (4 * 0.0059 * 2868.24) + 2.1$$

$$\Rightarrow \mu = 0.936$$

$$/f_i/ = 31618.875 + 3.55 * 0.936 = 8045.88$$

$$/f_v/ = 31618.875 / 1 + 1.42 * 0.936 = 14933.00$$

$$f_i = 213400 * 360 / 10 * 32164.2 * 8045.88 = 0.0296$$

$$f_v = 213400 * 360 / 10 * 10818.866 * 14933.00 = 0.047$$

$$\Delta f_t = f_v - f_i = 0.017 < 360 / 500 = 0.72 \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

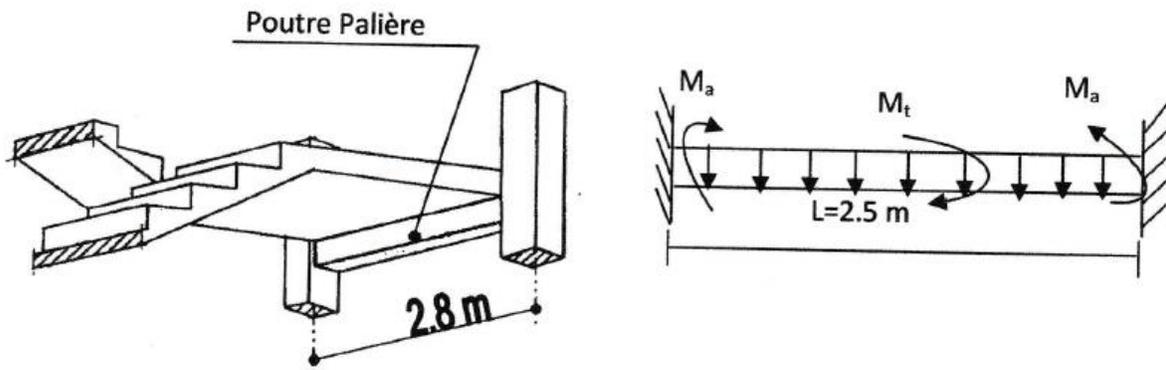
**VI.2.3 POUTRE PALIÈRE:**

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

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

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

**Figure 23:** Poutre palière



**VI.2.3.1 Pré-dimensionnement :**

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le CBA93 et vérifiée en considérant le RPA99/2003.

Selon CBA93 :

$L = 270\text{cm}$  et on a :

$L/15 \leq h \leq L/10 \dots\dots 18 \leq h \leq 27 \quad h = 35\text{cm}$

$0.3h \leq b \leq 0.5h \dots\dots 10.5 \leq b \leq 14 \quad b = 30\text{cm}$  choix de l'architecte

Selon le RPA :

$1-b \geq 20\text{cm} \dots\dots 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots$  vérifiée

$2-h \geq 30\text{cm} \dots\dots 35\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots$  vérifiée

$3-h/b \geq 4\text{cm} \dots\dots 1.16\text{cm} < 4\text{cm} \dots\dots$  vérifiée

**VI.2.3.2 Evaluation des charges :**

Poids propre de la poutre =  $0.30 \cdot 0.35 \cdot 2.5 = 0.2625\text{tf/ml}$  et  $G = 2.170\text{tf/ml}$

Mur =  $0.948\text{tf/ml}$  et l'effort tranchant sous G venant de volée =  $0.96\text{tf/ml}$

✓ **Moment et effort tranchant: méthode forfaitaire :**

$L=2.70\text{m}$

**Sous G:**

$Lo = 2.70m$  et  $Mo = qu \cdot lo^2 / 8 = 2.170 \cdot 2.70^2 / 8 = 1.977t.m$

Moment en travée :  $Mt = 0.8 \cdot Mo = 1.582t.m$

Moment sur appui:  $Ma = 0.4 \cdot Mo = -0.791t.m$

Effort tranchant en appui:  $Ta = qu \cdot L / 2 = 2.93t$

**Sous Q:**

$Lo = 2.70m$  et  $Mo = qs \cdot lo^2 / 8 = 0.300 \cdot 2.70^2 / 8 = 0.273t.m$

Moment en travée:  $Mt = 0.8 \cdot Mo = 0.219t.m$

Moment sur appui:  $Ma = 0.4 \cdot Mo = -0.109t.m$

Effort tranchant en appui:  $Ta = qs \cdot L / 2 = 0.405t$

ETAT	Ma (t.m)	Mt (t.m)	T (t)
L'ELU	-1.231	2.464	4.563
L'ELS	-0.9	1.801	3.335

**Tableau 12 :** Moment appui, travée et effort tranchant en ELS et ELU

✓ **Ferraillage :**

Le calcul des armatures se fait essentiellement Vis-à-vis de la flexion simple pour une bande de 1m sur une section rectangulaire (b\*h).

$h$  palier =  $h$  paillasse = 15cm ;  $d = h - 2 = 33$ ;  $b = 3m = 30cm$

• **Vérification à l'ELU:**

**A. Travée**

$Mt \max = 2.464t.m$

$\mu = M / b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = 2.464 \cdot 10^5 / 30 \cdot 33^2 \cdot 142 = 0.053$

$\mu = 0.053 < \mu = 0.392 \dots \dots \dots Ok$

$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.068$

$z = d(1 - 0.4\alpha) = 33[1 - 0.4(0.068)] \Rightarrow Z = 32.10cm.$

$As = M / Z \sigma_s = 2.464 \cdot 10^5 / 32.10 \cdot 3480 = 2.20 \text{ cm}^2$

On adopte: **5HA12=5.65cm<sup>2</sup>**

• **Condition de non fragilité:**

$As \geq Amin = (0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_e$

$Amin = 0.23 \cdot 30 \cdot 33 \cdot 2.1 / 400 = 1.195 \text{ cm}^2$   $As = 5.65 \text{ cm}^2 > Amin = 1.195 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$  condition vérifiée.

**B. Sur appuis :**

$M_{amax} = 1.231t.m$

$\mu = M_{amax} / b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = 1.231 \cdot 10^5 / 30 \cdot 33^2 \cdot 142 = 0.03$   $\mu = 0.03 < \mu = 0.392 \dots \dots \dots OK$

$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.04$   $Z = d(1 - 0.4\alpha) = 33[1 - 0.4(0.04)] \Rightarrow Z = 32.47cm.$

$As = Mu / Z \sigma_s = 1.231 \cdot 10^5 / 32.47 \cdot 3480 = 1.09 \text{ cm}^2$

On adopte: **5HA12=5.65cm<sup>2</sup>**

• **Condition de non fragilité :**

$As \geq Amin = (0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_e$

$Amin = 0.23 \cdot 30 \cdot 33 \cdot 2.1 / 400 = 1.195 \text{ cm}^2$   $As = 5.65 \text{ cm}^2 > Amin = 1.195 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$  condition vérifiée.

• **Vérification à l'ELS :**

**A. En travée :**

Mtser max = 1.801t.m et As=5.65cm<sup>2</sup>

✓ **Position de l'axe neutre:**

L'axe neutre tombe dans la table:

$$bx^2/2+15As'(x-c') - 15As(d-x)=0 \text{ avec ;}(As'=0)\Rightarrow bx^2/2- 15As(d-x)=0$$

$$(30/2)x^2-15*5.65(33-x) =0 \Rightarrow 15x^2+84.75x-2796.75=0$$

$$\Rightarrow \Delta=174987.56 \Rightarrow \sqrt{\Delta}= 418.31 \Rightarrow X=-84.75 -418.31/30 \Rightarrow X=11.12\text{cm}$$

• **Le moment d'inertie :**

$$I=bx^3/3 + 15 As(d-x)^2=30(11.12)^3 /3 +15*5.65(33-11.12)^2$$

$$I=54323.11\text{cm}^4$$

➤ **Calcul et vérification des contraintes :**

✓ **Condition dans le béton:**

$$\sigma_b = Mts*x/I = 1.801*10^5*11.12/54323.11 \Rightarrow \sigma_b = 36.87\text{kg/cm}^2$$

$$0.6f_{cj} = 0.6*250 = 150\text{kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_b = 36.87\text{kg/cm}^2 < 0.6f_{cj} = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$\sigma_b < 0.6f_{cj}$ .....condition vérifiée:

✓ **Conditions dans les aciers :**

D'après BAEL 91

La fissuration est préjudiciable:

$$\Rightarrow \sigma_s = \min\{ (2/3f_e, 110\sqrt{\eta} * f_{tj}) \}$$

$$= \min\{ (267, 202) \} \sigma_s = 202\text{MPa} = 2020\text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 15Mts*(d-x)/I = 15*1.801*10^5(33-11.12)/54323.11$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 1088.1 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_s = 1026.11\text{kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 2020\text{kg/cm}^2$$

$\Rightarrow \sigma_s = 1758.73\text{kg/cm}^2 < 2020\text{kg/cm}^2$ .....condition vérifiée.

**B. En appuis :**

Mamaxser = 0.9t.m et As =5.65cm<sup>2</sup>.

✓ **position de l'axe neutre :**

$$bx^2/2+15As'(x-c') - 15As(d-x)=0 \text{ avec ;}(As'=0)\Rightarrow bx^2/2- 15As(d-x)=0$$

$$(30/2)x^2-15*5.65(33-x) =0 \Rightarrow 15x^2+84.75x-2796.75=0$$

$$\Rightarrow \Delta=174987.56 \Rightarrow \sqrt{\Delta}= 418.31 \Rightarrow X=-84.75 -418.31/30 \Rightarrow X=11.12\text{cm}$$

✓ **Le moment d'inertie :**

$$I=bx^3/3 + 15 As(d-x)^2=30(11.12)^3 /3 +15*5.65(33-11.12)^2$$

$$I=54323.11\text{cm}^4$$

➤ **Calcul et vérification des contraintes :**

✓ **Condition dans le béton:**

$$\sigma_b = Mas*x/I = 0.9*10^5*11.12/54323.11 \Rightarrow \sigma_b = 18.42\text{kg/cm}^2$$

$$0.6f_{cj} = 0.6 * 250 = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_b = 18.42 \text{ kg/cm}^2 < 0.6f_{cj} = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$\Rightarrow \sigma_b < 0.6f_c$ .....Condition vérifiée

✓ **Conditions dans les aciers :**

D'après BAEL 91:

La fissuration est préjudiciable:

$$\Rightarrow \sigma_s = \min\{ (2/3f_e, 110\sqrt{\eta} * f_{tj}) \}$$

$$= \min\{ (267, 202) \} \sigma_s = 202 \text{ MPa} = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 15 M_{as} * (d-x)/I = 15 * 0.9 * 10^5 (33-11.12) / 54323.11$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 543.75 \text{ kg/cm}^2 =$$

$\Rightarrow \sigma_s = 543.75 \text{ kg/cm}^2 < 2020 \text{ kg/cm}^2$ .....condition vérifiée.

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

**T<sub>max</sub> = 4.563t**

$$T_{adm} = T_{max} / b * d = 4.563 * 10^3 / 30 * 330 = 0.461 \text{ kg/cm}^2 = 0.0461 \text{ MPa}$$

La fissuration préjudiciable:

$$T_{adm} = \min(0.2f_{c28}/1.5; 5 \text{ MPa}) = \min(3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}).$$

D'où  $T_u = 0.0461 \text{ MPa} < T_{adm} = 3.33 \text{ MPa}$ .....condition vérifiée.

➤ **Vérification de la flèche :**

$$L = 270 \text{ cm}; h = 35 \text{ cm}; M_o = 1.977 \text{ t.m}; M_t = 2.464 \text{ t.m}$$

$$h/l \geq 1/22.5 \quad 1.3 > 0.044 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$h/l \geq M_{tser} / 15 * M_o \quad 1.3 > 0.08 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$A / bd \leq 4.2 / f_e 0.005 < 0.009 \dots \dots \dots \text{...vérifiée.}$$

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

✓ **Calcul de la poutre palière à la torsion :**

$$e = b/6 = 30/6 = 5 \text{ cm} \text{ et } \Omega = 20 * 30 = 600 \text{ cm}$$

$$M_{tors} = M_t * L/2 = 2.464 * 2.7/2 = 3.33 \text{ t.m}$$

❖ **Vérification de l'effort tranchant:**

$$T_{uf}^2 + T_u \leq T^2$$

$$T_u = 0.456 t f$$

$$T = \min(0.15 * F_e / 1.15; 4 \text{ MPa}) = 2.49 \text{ MPa}$$

$$T_{uf} = 33.3 * 100 / 2 * 600 * 5 = 0.555 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.456^2 + 0.0555^2 = 0.216 < 2.49^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

❖ **Ferraillage**

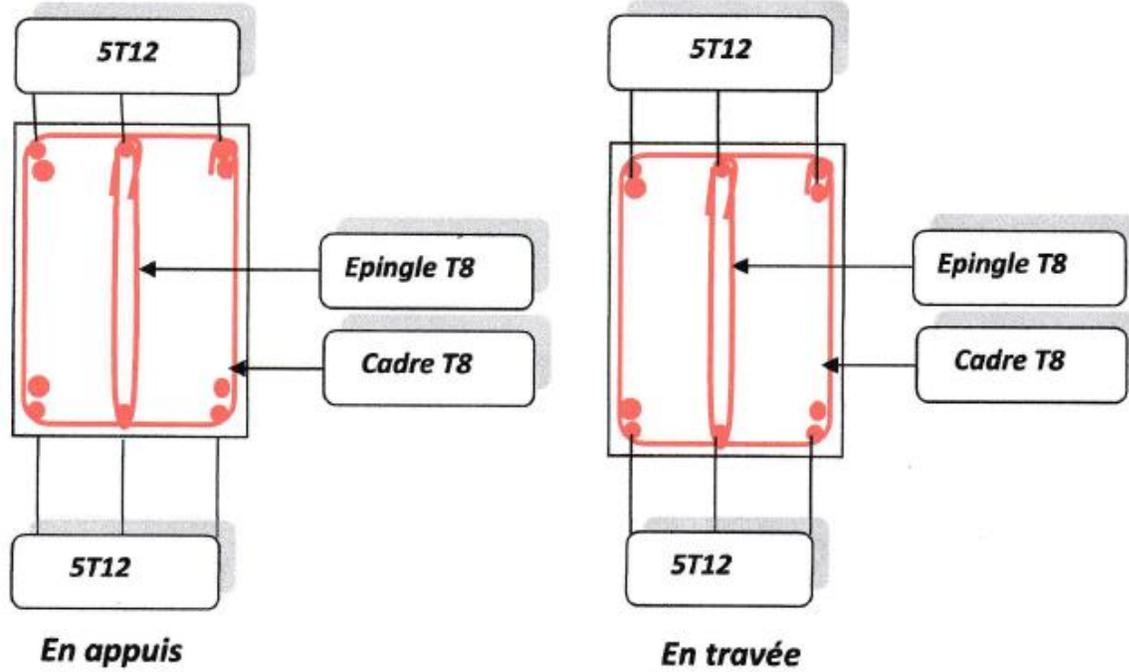
$$A_I = M_{tors} * \rho_o / 2 * \Omega * F_e / \sigma_s = 333 * 10^2 * 100 / 2 * 600 * 3480 = 0.8 \text{ cm}^2$$

$A_{totale} = A_{flex} + A_{tors} = 0.8 + 5.65 = 6.45$ . On adopte : **5HA14 = 7.70 cm<sup>2</sup>** en travée et en appui.

**Poutre palière (30x40) cm<sup>2</sup>**

En travée : 5T12

Sur Appui : 5T12



## Chapitre 6 :

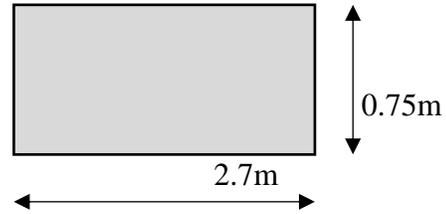
## Etude éléments secondaires

### VI.2.4 Palier:

Dalle appuyé sur trois cotés

$$\rho = l_x/l_y = 0.75/2.7 = 0.28 < 0.4$$

Dalle portant dans un seul sens.(Comme console)



✓ **Combinaison des charges:**

❖ **L'ELU:**

$$Q_u = (1.35(G) + 1.5(Q)) = (1.35 \cdot 0.529 + 1.5 \cdot 0.250)$$

$$Q_u = 1.089 \text{tm}$$

❖ **L'ELS:**

$$Q_s = (G+Q) = (0.529+0.250)$$

$$Q_s = 0.779 \text{ t/m}$$

• **Calcul des moments:**

1.calcul à l'ELU :  $Q_u = 1.089 \text{t/m}$

D'après la « **table de bares** », les valeurs les plus défavorables inspirées (les moments sur appuis et en travée suivant le sens x et le sens y) sont :

Sens	Sur appuis	En travées
Sens-x	0.614	0.2395
Sens-y	0.924	0.615

### A. Sur Appui :

Sens	$\mu$	$\alpha$	Z	$A'_s$	$A_s$	$A_{\min}$
Sens-x	0.025	0.031	12.83	0	1.37	1.57
Sens-y	0.038	0.049	12.74	0	2.08	1.57

On adopte **6HA12=3.39cm** sens x et y.

### B. En travée :

Sens	$\mu$	$\alpha$	Z	$A'_s$	$A_s$	$A_{\min}$
Sens-x	0.025	0.031	12.83	0	1.37	1.57
Sens-y	0.038	0.049	12.74	0	2.08	1.57

On adopte  $6HA12=3.39\text{cm}$  sens x et y.

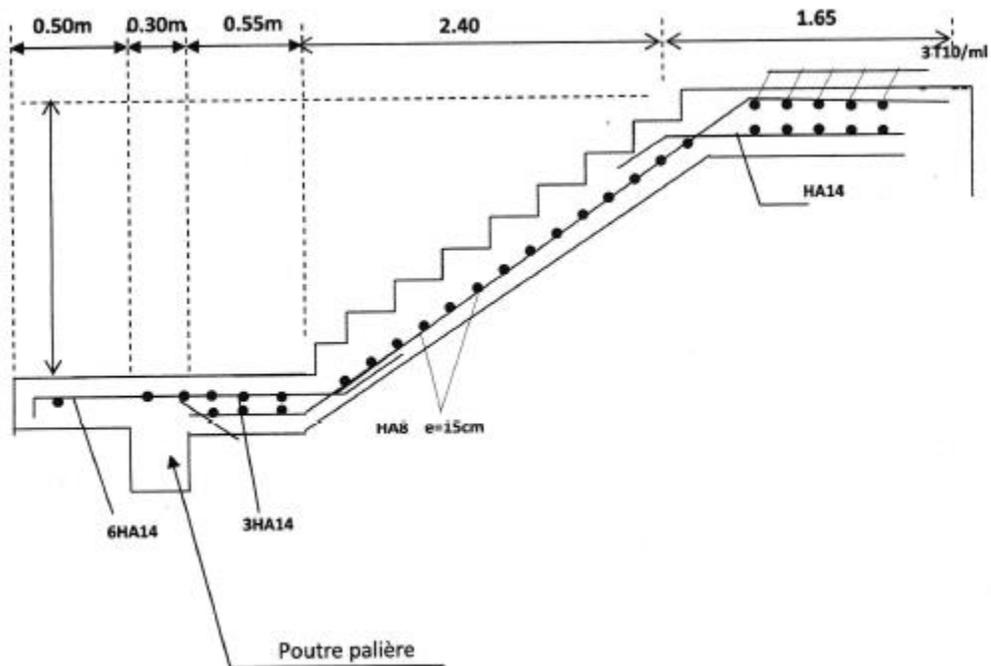


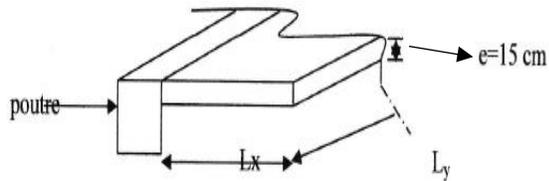
Figure 24 : Schéma de ferrailage d'escalier

**VI.3 Etude de balcon (dalle pleine) :**

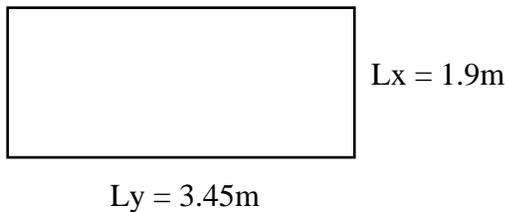
Un balcon est un élément d'architecture consistant en une plate-forme qui se dégage du mur d'un édifice.

Il est dans la plupart des cas à l'extérieur de l'édifice. Il peut cependant être à l'intérieur de l'édifice dans une grande pièce (salle de spectacle) ou encore se situer dans une cour fermée et peut ne pas communiquer avec une pièce.

Le balcon est modélisé comme une dalle encastrée sur trois cotés pour le calcul, on fait un calcul automatique à l'aide des « *tables de Bares* »



**Figure 25 :** Coupe dalle pleine de balcon



➤ **Calcul de balcon:**

✓ **Evaluation des charges:**

$G1 = 0.454Tf/m^2$  du balcon

$G2 = 0.454Tf/m^2$  du mur extérieur

$Q = 0.350Tf/m^2$

$\rho = Lx/Ly = 1.9/3.45 = 0.55 > 0.4$ . La dalle porte sur trois côtés et travaille dans deux sens (x, y).

✓ **Combinaison de charges:**

ELU :  $qu = (1.35(G1+G2) + 1.5(Q)) = 1.65 Tf/ml$

$qu = 1.65Tf/ml$

ELS:  $qs = ((G1+G2) + (Q)) = 1.65Tf/ml$

$qs = 1.185 Tf/ml$

✓ **Calcul des moments en appuis et en travée (avec la table de Bares) :**

❖ **ELU:**

• **Sens x:**

Moments en appuis :  $Max = -0.0621(1.65 \times 1.9^2) = -0.37T/ml$

Moments en travée :  $M_{t_x} = 0.0247(1.65 \times 1.9^2) = 0.15 \text{tf/ml}$

- **Sens y:**

Moments en appuis :  $M_{a_y} = M_{a_x} = -0.37 \text{T/ml}$

Moments en travée :  $M_{t_y} = 0.0992(1.65 \times 3.45^2) = 1.95 \text{tf/ml}$

- ❖ **ELS:**

- **Sens x:**

Moments en appuis :  $M_{a_x} = -0.0625(1.185 \times 1.9^2) = -0.27 \text{Tf/ml}$

Moments en travée :  $M_{t_x} = 0.0339(1.185 \times 1.9^2) = 0.145 \text{Tf/ml}$

- **Sens y:**

Moments en appuis :  $M_{a_y} = -0.0850(1.185 \times 3.45^2) = -1.20 \text{Tf/ml}$

Moments en travée :  $M_{t_y} = 0.1072(1.185 \times 3.45^2) = 1.51 \text{Tf/ml}$

- ✓ **Le ferrailage:**

La fissuration est considérée préjudiciable car le balcon est exposé aux intempéries comme : la variation de température, l'eau la neige ... Le calcul s'effectuera à l'ELU et la vérification à l'ELS.

- ❖ **Etat limite ultime (ELU):**

On a :  $b = 100 \text{cm}$  et  $h = 15 \text{cm}$

$C = 2 \text{cm}$  et  $d = 13 \text{cm}$

$F_{bc} = 142 \text{kgf/cm}^2$

- **Sens x:**

**$M_{u_{\max}} = 0.37 \text{tf.m}$**

$\mu = M_{u_{\max}} / b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = 0.37 \cdot 10^5 / (100 \cdot 13^2 \cdot 142) = 0.015$

$\mu = 0.015 < \mu_R = 0.392$  pas d'acier comprimé ( $A'_s = 0$ )

$\mu < \mu_R = 0.392$  on est dans le domaine 1,  $\epsilon_s = 10$   $\sigma_s = 348 \text{Mpa}$

$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.019$

$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 13[1 - 0.4(0.019)] \Rightarrow Z = 12.9 \text{cm}$

$A_s = M / Z \sigma_s = 0.37 \cdot 10^5 / 12.9 \cdot 3480 = 0.82 \text{cm}^2$

On adopte :  **$4\text{HA}12 = 4.52 \text{cm}^2$**

Avec l'espacement :  $St = 100/5 = 20 \text{cm}$

- **Condition de non fragilité:**

$A_s \geq A_{\min} = (0.23 b \cdot d \cdot F_{t28}) / f_e$

$A_{\min} = 0.23 \cdot 100 \cdot 13 \cdot 2.1 / 400 = 1.57 \text{cm}^2$   $A_s = 4.52 \text{cm}^2 > A_{\min}$ .....condition vérifiée.

- **Sens v:**

**$M_{u_{\max}} = 0.195 \text{tf.m}$**

$\mu = M_{u_{\max}} / b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = 1.95 \cdot 10^5 / 100 \cdot 13^2 \cdot 142 = 0.081$

$\mu = 0.081 < \mu = 0.392$  pas d'acier comprimé ( $A's=0$ )

$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.106$

$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 13[1 - 0.4(0.106)] \Rightarrow Z = 12.45 \text{cm}$ .

$A_s = M / Z \sigma_s = 0.95 \cdot 10^5 / 12.45 \cdot 3480 = 4.5 \text{cm}^2$

On adopte : **4HA12 = 4.52cm<sup>2</sup>**

Avec l'espacement :  $St = 100/5 = 20 \text{cm}$

- **Condition de non fragilité:**

$A_s \geq A_{\min} = (0.23 b \cdot d \cdot F_{t28}) / f_c$

$A_{\min} = 0.23 \cdot 100 \cdot 13 \cdot 2.1 / 400 = 1.57 \text{cm}^2$   $A_s = 4.52 \text{cm}^2 > A_{\min}$ .....condition vérifiée.

- ❖ **Vérification à l'ELS :**

**$M_{\text{ser max}} = 1.51 \text{t.m}$  et  $A_s = 4.52 \text{cm}^2$**

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

$bx^2/2 + 15A_s'(x - c') - 15A_s(d-x) = 0$  avec ; ( $A_s' = 0$ )       $bx^2/2 - 15A_s(d-x) = 0$

$(100/2)x^2 - 15 \cdot 4.52(13-x) = 0$        $50x^2 + 67.8x - 881.4 = 0$

$\Delta = 180876.84 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 425.29$        $X = -67.8 + 425.29 / 100 \Rightarrow X = 3.57 \text{m}$

- ✓ **Le moment d'inertie:**

$I = bx^3/12 + 15A_s(d-x)^2 = 100(3.57)^3/12 + 15 \cdot 4.52(13-3.57)^2$

$I = 7545.75 \text{cm}^4$

- ❖ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

La contrainte maximale du béton à l'ELS est donnée par la formule suivante :

$\sigma_{bc_{\max}} = 0.6f_{c28} = 15 \text{MPa} = 150 \text{kgf/cm}^2$

$K = M_s / I = (1.51 \cdot 10^5) / 7545.75 = 20.01 \text{kgf/cm}^3$

$\sigma_{bc} = KX = 20.01 \cdot 3.57 = 71.44 \text{kgf/cm}^2 < \sigma_{bc_{\max}} = 150 \text{kgf/cm}^2$

-la contrainte de l'acier :

$\sigma_s = kx(d-x) = 673.69 \text{kgf/cm}^2 < \sigma_{s_{\max}} = 2020 \text{kgf/cm}^2$

- ❖ **Vérification de l'effort tranchant:**

On doit vérifier :  $\tau_u < \tau_u'$

Les réactions R sous G et Q :

$RG = ql = 0.835 \cdot 1.9$  avec  $q = G1 + G2$   $l = 3.05m$  (dans le sens de la flexion)

D'où  $RG = 0.835 \cdot 1.9 = 1.57tf$

$RQ = 0.350 \cdot 1.9 = 0.665tf$

En combinant à l'ELU, on obtient :  $R_u = 1.35RG + 1.5RQ = V_u = 3.1178tf$

$\tau_u = V_u / b \cdot d = 3.117 \cdot 10^3 / (100 \cdot 13) = 2.38tf/cm^2$

$\tau_u' = \min(0.15f_{c28} / \gamma_b; 4Mpa) = 3.75MPa = 37.5Tf/cm^2$

$\tau_u < \tau_u'$  : la condition est vérifiée d'où y aura pas de cisaillement.

❖ **Armatures de répartition:**

$A_r = A_s / 4 = 1.13cm^2$  alors n adopte **4HA8 = 2.01cm<sup>2</sup>** espacé de  $St = 25cm$

✓ **Vérification au séisme:**

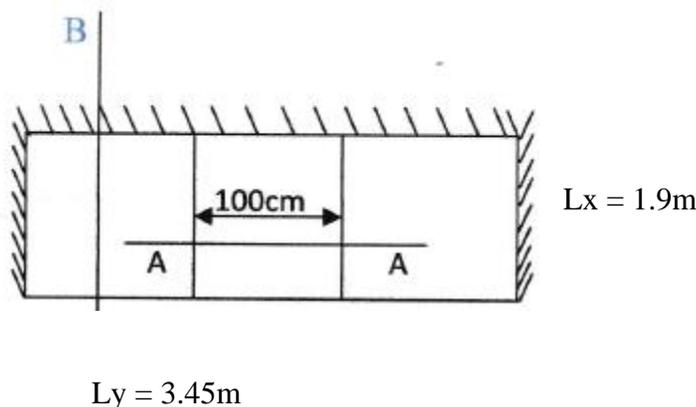
D'après le RPA99/2003 art6.2.3 les éléments en console doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule :  $F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$  : coefficient d'accélération donné par le tableau 4.1 du RPA99/2003 ; pour la zone II et le groupe d'usage : **A = 0.15**

$C_p$  : facteur des forces horizontales donnée par le tableau 6.1 du RPA 99/version 2003 pour l'élément console :  $C_p = 0.8$

$W_p$  : poids de l'élément considère alors  $W_p = 0.835tf/ml$

D'où  $F_p = 4 \cdot 0.15 \cdot 0.835 \cdot 0.8 = 0.400tf/ml$

Donc  $F_p = 0.4 tf/ml < 1.2Q = 1.2(0.35) = 0.42tf/ml$ .....condition vérifiée.



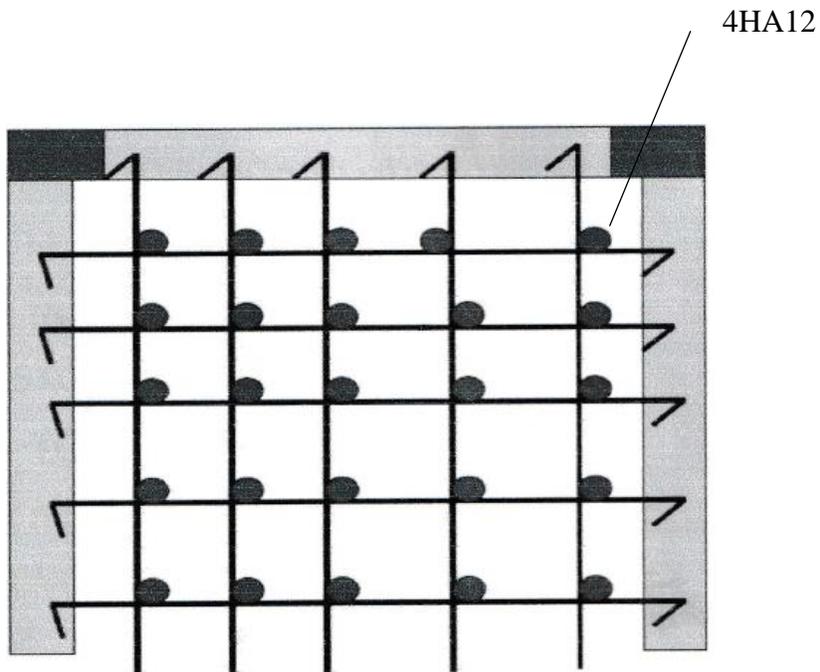


Figure 26 : ferrailage balcon

VI.4 Calcul de l'acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, servant de garde-corps contre toute chute accidentelle. Il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale. Il est soumis à la flexion composée due à :

- Un effort normal dû à son poids propre (G) ;
- Un moment dû à la surcharge (Q).

IL a pour rôle de

- Protection d'étanchéité ;
- Servant de garde-corps ;
- Entretien des façades.

➤ Principe de calcul :

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

L'acrotère est exposé aux intempéries, (variation de température, l'eau, neige, etc....) donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul s'effectuera à l'ELU et à l'ELS.

➤ Evaluation des charges

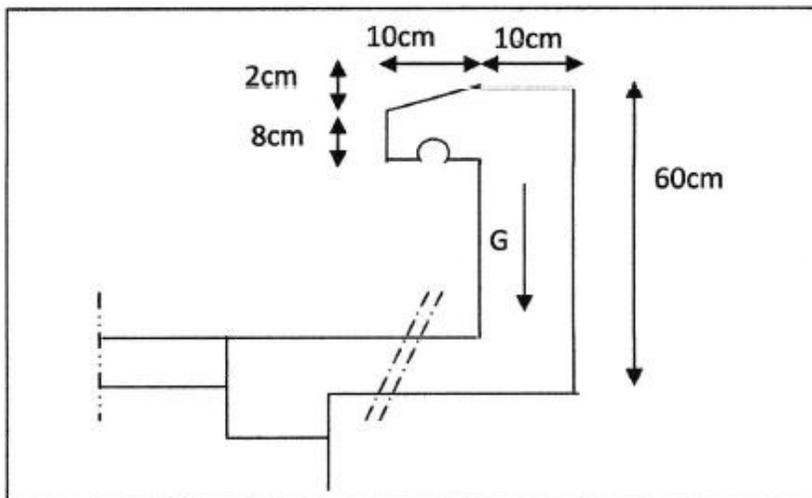


Figure 27 : Schéma de l'acrotère :

a) Charge Permanente:

$$G = 172.5 \text{ kgf/ml}$$

b) Charge exploitation:

$$Q = 100 \text{ kgf/ml}$$

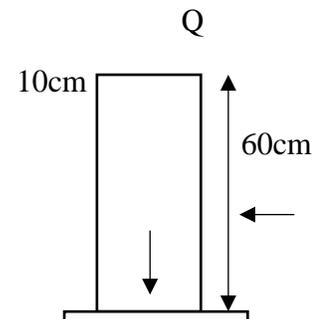
• Effort normal et moment de flexion l'ELU:

$$N_u = 1.35 \times N_G = 1.35 \times 0.1725 = 0.233 \text{ Tf/ml avec } N_Q = 0. \text{ Mu} = 1.5 \times M_Q = 1.5 \times 0.06 = 0.09 \text{ Tf.ml avec } M_G = 0$$

• Effort normal et moment de flexion à l'ELS :

Projet de fin d'étude Master-2  
Structure 2019/20

SOW Ousmane & DIALLO Cheikh



$$M_{ser} = M_G + M_Q = M_Q = 0.1 * 0.6 = 0.06 T_f.m$$

$$N_{ser} = N_G = 0.1725 T_f.m$$

- **Effort tranchant à l'ELU et à l'ELS :**

$$T_u = 1.5 T_Q = 1.5 * 0.100 = 0.15 T_f$$

$$T_{ser} = T_Q = 0.100 T_f$$

- **Effort normal ; Moment de flexion et effort tranchant à l'ELU :**

$$N_A = 0.8 N_G = 0.8 * 0.1725 = 0.138 T_f$$

$$M_A = M_Q + M_E = 0.06 + 0.05 = 0.11 T_f.m$$

$$T_A = T_Q + T_E = 0.100 + 0.083 = 0.183 T_f$$

- ✓ **Calcul à l'état limite ultime (ELU) :**

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e_o = M_u / N_u = 0.09 / 0.233 = 0.39 m \text{ d'où } e_o = 39 cm$$

$$e = (h/2) - c = (10/2) - c = \text{donc } e = 2.5 cm$$

$e_o > e$ : la section est partiellement comprimée c'est-à-dire le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section ( $N_u$  est un effort de compression). Le calcul se fait à la flexion simple avec un moment fictif ( $M_{ua}$ ):

$$M_{ua} = M_u + (N_u * e) = 0.09 + (0.23 * 0.025) = 0.096 T_f.m$$

On peut maintenant terminer le calcul par assimilation à la flexion simple.

$$\mu = M_{ua} / (b * d^2 * f_{bc}) = 0.096 / (10^5 / 100 * 7.5^2 * 14) = 0.012$$

$$\mu < \mu_c = 0.392 \text{ pas d'acier comprimé (A's=0)}$$

$$\mu < \mu_c = 0.186 \text{ on est dans le domaine 1, } \epsilon_s = 10, \sigma_s = 348 MPa$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.015$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 7.5[1 - 0.4(0.015)] \Rightarrow Z = 7.46 cm$$

$$A_s = M / Z \sigma_s = 0.096 / (7.46 * 348) = 0.37 cm^2$$

On adopte: **5HA8 = 2.51 cm<sup>2</sup>**

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

$$A_{min} > (0.23 * b * d * f_{t28} / f_e)$$

$$A_{min} > 0.23 * 100 * 7.5 * 2.1 / 400 = 0.91 cm^2$$

$$A_{min} > 0.91 cm^2 \text{ donc } A_s > \max(A_s, A_{ser}, A_{min})$$

On adopte : **5HA8 = 2.51 cm<sup>2</sup> espacé de 15cm.**

- ✓ **Vérfications à l'état limite de service (ELS) :**

- **Vérfications des contraintes maximales de compression :**

$$A_s / b d > 0.01 = 2.51 / (100 * 7.5) = 0.0033 < 0.01. \text{ Non vérifiée.}$$

$$M_{ser} = 0.06 T_f.m \text{ et } N_{ser} = 0.1725 T_f = 0.173 T_f$$

**Les contraintes maximales :**

La contrainte du béton est donnée à l'ELS par la formule suivante

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 MPa \text{ avec } f_{c28} = 25 MPa$$

$$- \text{la contrainte de l'acier: } \sigma_s = \min \left\{ \left( \frac{2}{3} f_e, \frac{110}{\sqrt{\eta}} * f_{tj} \right) \right\} \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\eta = 1.6 \text{ (barre à haute adhérence). } \sigma_s = \min \left\{ \left( \frac{2}{3} * 400, 110 \sqrt{2.1 * 1.6} \right) \right\} = 202 MPa$$

• **Calcul de l'excentricité :**

$e_o = M_{ser}/N_{ser} = 0.06/0.173 = 0.35m$ ,  $e_o = 35cm$

$e_o > e = 2.5cm$  : la section est partiellement comprimée.

**Calcul des paramètres p et Ø:**

$P = -3a^2 - (90A_s/b)(a+c') + (90A_s/b)(d+a)$  or  $A_s = 0$  alors

$P = -3a^2 + (90A_s/b)(d+a)$  avec  $a = e_o - h/2 = 35 - 10/2 = 30cm$  et  $A_s = 2.51cm^2$  et  $d = 7.5cm$

Après avoir remplacé ces paramètres par leur valeurs on obtient

$P = 2615.29cm^2$

$\emptyset = 2a^3 - (90A_s/b)(b+c') + (90A_s/b)(d+a)$   $\emptyset = 53915.29cm^2$ .

La résolution de l'équation du 3e degré

$Y^3 + Py + \emptyset = 0$   $y^3 - 2615.29y + 53915.29 = 0$

$\cos(\emptyset) = (3\emptyset/2p) \times \sqrt{(-3/p)} = 171.11^\circ$

$a = 2\sqrt{(-p/3)}$   $a = 59.05cm$

On aura facilement les solutions d'équation par les itérations suivantes

$Y_1 = a \cos(\emptyset/3) = 32.13cm$   $Y_2 = a \cos(\emptyset/3 + 120) = -58.97cm$   $Y_3 = a \cos(\emptyset/3 + 240) = 26.84cm$

L'excentricité à adopter sera donnée par ces formules

$X_1 = Y_1 + (h/2) - e_o = 32.13 + (10/2) - 35$   $X_1 = 2.13cm$

$X_2 = Y_2 + (h/2) - e_o = -88.97cm$   $X_2 = -88.97cm$

$X_3 = Y_3 + (h/2) - e_o = -3.16cm$   $X_3 = -3.16cm$

Donc nous adoptons  $X_1 = 2.13cm$  qui est positif.

Calculons maintenant les contraintes pour les vérifier ensuite avec les contraintes maximales :

✓ **Calcul de moment statique:**

$S^* = b/2x_1^2 + 15[As(x_1 - c) - As(d - x_1)]$  avec  $A_s = 0$  alors  $S^* = b/2x_1^2 + [-15As(d - x_1)]$

$S^* = 100(2.13)^2/2 - (15 \times 2.51)(7.5 - 2.13)$   $S^* = 24.66cm^3$ .

• **Contrainte du béton :**

$\sigma_b = N_s/S^* \leq 0.6f_{c28}$

on pose  $K = N_{ser}/S^* = 0.173 \times 10^3 / 24.66$   $K = 7.02kgf/cm^3$

$\sigma_b = K.X = 7.02 \times 2.13 = 14.94kgf/cm^2$

$\sigma_b = 14.94kgf/cm^2 < 150kgf/cm^2$ ..... Vérifiée.

• **Contrainte de l'acier**

$\sigma_s = 15N_s/S^*(d-x) < \sigma_{adm} = 15K(d-x) = 565.46kgf/cm^2 < \sigma_{adm} = 2020kgf/cm^2$

la condition est vérifiée.

✓ **Armature de répartition :**

$As/3 \leq A_r \leq As/2 \Rightarrow 0.83 \leq A_r \leq 1.255cm^2$ .

La section choisie est  $A_r = 3T6 = 1.13cm^2$  avec un espacement  $St = 20cm$ .

✓ **Vérification de l'effort tranchant :**

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$\tau_u = T_u/bd = 150/100 \times 7.5 = 0.2kgf$

$\tau_u = \min\{0.15f_{c28}; 4MPa\} = 2.5MPa = 25kgf/cm^2$

$\tau_u = 0.2kgf/cm^2 < \tau_u = 25kgf/cm^2$ .....vérifiée .

✓ **Vérification de la bielle :**

$\tau_u \leq 0.267 abf_{c28}$  avec  $a=0.9d = 0.9 \times 7.5 = 6.75 \text{ cm}$ .

$\tau_u = 150 \text{ kgf/cm}^2 < 0.267 \times 100 \times 250 = 45056.25 \text{ kgf/cm}^2$ .

✓ **Vérification au séisme :**

L'acrotère doit être vérifié sous l'action d'un effort sismique FP appliqué à sa partie supérieure. D'après RPA99-2003, il faut que :  $FP < 1.20Q$

On a :  $FP = 4 A CPWP$ .

Avec FP: force d'inertie appliquée au centre de base de l'acrotère

A: coefficient d'accélération pour la zone II, groupe 2  $A = 0.15$

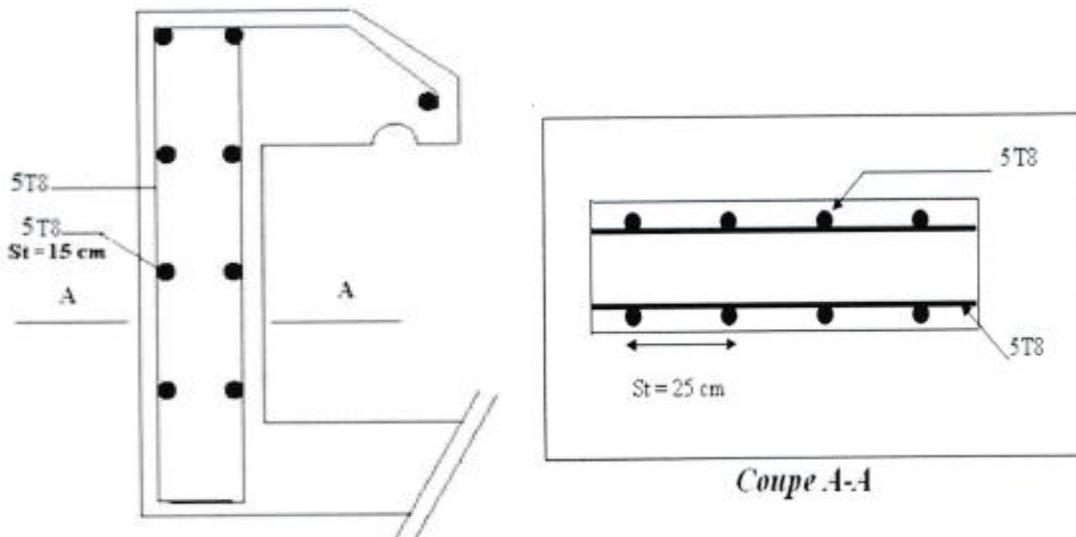
CP: facteur des forces horizontales (CP=0.8) élément consol

WP: poids de l'acrotère  $WP = 172.5 \text{ kgf/ml}$

$FP = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 172.5 = 82.8 \text{ kgf/ml}$

Donc  $FP = 0.083 T_f / \text{ml} < 1.2(0.1) = 0.12 T_f / \text{ml} \dots$  vérifiée.

**Figure 28 :** Schéma de ferrailage ACROTÈRE



# **Chapitre 7**

## ***ETUDE SISMIQUE***

**VII. Etude Sismique :****VII.1 Introduction générale :**

Le séisme ou tremblement de terre, résulte de la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches. Les résultats la rupture des roches sur une surface est appelée faille. Le lieu de la rupture des roches en profondeurs se nomme le foyer ou hypocentre. On parle de l'épicentre du séisme, qui est le point de la surface de la terre qui se trouve à la verticale de l'hypocentre.

Il se produit de très nombreux séisme tous les jours, mais la plupart ne sont pas ressentis par les humains.

Le séisme est considéré aujourd'hui comme l'une des catastrophes les plus destructrices, qui a fait tant de pertes humaines et matérielles dans l'histoire de l'humanité.

Pour diminuer les effets de l'action sismique, l'Algérie possède son règlement qui permet de mener l'étude sismique à tous les projets de Génie Civil.

**VII.2 L'objectif de cette étude sismique :**

Conformément au Règlement Parasismique Algérien (RPA) version 1999-2003, l'étude sismique de notre projet vise deux objectifs à savoir :

- 1- Protéger les vies humaines en évitant les effondrements des ouvrages sous l'effet du séisme majeur, rare, en limitant le choix des systèmes constructif ainsi que la hauteur des ouvrages en fonction de l'importance de la sismicité de la zone d'implantation.
- 2- Limiter les dommages dans les éléments secondaires fragiles dus à des déformations imposées par un séisme modéré, plus fréquent.

Pour atteindre ces objectifs la conception de notre projet doit se doter des éléments nécessaires suivants :

- a- Une rigidité et une résistance suffisante pour éviter les dommages non structuraux et les dommages structuraux.
- b- Une ductilité et une capacité de dissipation d'énergie adéquate permettant à la structure de subir des déplacements inélastiques dont les dommages seront limités.
- c- Le respect strict du règlement parasismique en vigueur dont la sécurité de la structure en dépend.

**VII.3 Les méthodes de calculs :**

On peut calculer les forces sismiques en utilisant les trois méthodes suivantes :

**VII.3.1 La méthode statique équivalent:**

Cette méthode est utilisable quand les conditions suivantes sont satisfaites :

- a- Le bâtiment ou bloc étudié doit satisfaire condition de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zone I et II et en 30m en zone III.
- b- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteurs énoncées en 1), les contions complémentaires suivantes
  - Zone I : tous groupes

- Zone II :
  - ❖ Groupes d'usages 3 ;
  - ❖ Groupes d'usages 2 ; si la hauteur est  $\leq$  à 7 niveaux ou 23m.
  - ❖ Groupes d'usages IB; si la hauteur est  $\leq$  à 5 niveaux ou 17m.
  - ❖ Groupes d'usages lai ; si la hauteur est  $\leq$  à 3 niveaux ou 10m.
- Zone III :
  - ❖ Groupes d'usages 3 et 2 ; si la hauteur est  $\leq$  à 5 niveaux ou 17m.
  - ❖ Groupes d'usages IB ; si la hauteur est  $\leq$  à 3 niveaux ou 10m.
  - ❖ Groupes d'usages IA ; si la hauteur est  $\leq$  à 2 niveaux ou 8m.

### **VII.3.1.1 Le principe de la dite méthode statique équivalente :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

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.

Il faut souligner toutefois que les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir des méthodes d'analyse statiques pour les charges de conception recommandées sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées. Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément.

C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- Une ductilité suffisante
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

### **VII.3.1.2 Modélisation**

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.

### **VII.3.2 La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :**

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le 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.

### **VII.3.3 Méthode d'analyse modale spectrale:**

Cette méthode dite « 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.

**VII.3.3.1 Principe de la méthode d'analyse modale spectrale :**

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont combinés pour ensuite obtenir la réponse de la structure.

**VII.3.3.2 Modélisation :**

➤ Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.

➤ Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.

➤ La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).

Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

**VII.3.3.3 Spectre de réponse de calcul**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

T1 et T2 Période caractéristiques associées à la catégorie de sites donnée par ce Tableau :

Tableau 13 : Période caractéristique

Site	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>
T <sub>1(sec)</sub>	0,15	0,15	0,15	0,15
T <sub>2(sec)</sub>	0,30	0,40	0,50	0,70

#### VII.3.3.4 Nombre de modes à considérer :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou 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 (03) dans chaque direction considérée.
- Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3N \text{ et } TK \leq 0.20 \text{ sec}$$

où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et Tk la période du mode K.

#### Combinaison des réponses modales

Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T<sub>i</sub>, T<sub>j</sub> et d'amortissement  $\xi_i$ ,  $\xi_j$  sont considérées comme indépendantes si le rapport  $r = T_i / T_j$  ( $T_i \leq T_j$ ) vérifie :

$$r \leq 10 / (10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}) \quad (4-15)$$

Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2} \quad (4-16)$$

**E** : effet de l'action sismique considéré

**E<sub>i</sub>** : valeur modale de E selon le mode « i »

**K** : nombre de modes retenus

Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes ;  $E_1$  et  $E_2$  par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$\sqrt{(|E_1| + |E_2|) + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

#### **VII.4 Résultante des forces sismiques de calcul**

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_t < 0.80 V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,) dans le rapport  $0.8 V/V_t$ .

#### **VII.5 Effets de la torsion accidentelle :**

L'augmentation de l'effort tranchant provoqué par la torsion d'axe vertical due à l'excentricité entre le centre de gravité et le centre de rigidité doit être prise en compte. Les efforts tranchants négatifs dus à la torsion devront être négligés.

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

-5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion)

-Excentricité théorique résultant des plans.

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à  $\pm 0.05 L$ , ( $L$  étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

#### **VII.6 Les règles semblables aux méthodes « statique » et « dynamique » :**

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par le rapport au niveau de contact sol-fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

- **Composante verticale de l'action sismique :**

Les effets de la composante verticale de l'action sismique doivent être pris en compte dans le calcul des porte-à-faux de plus de 1,50m de long et ceci, en zone sismique III

A cet effet, outre la force descendante adéquate, une force sismique minimum ascendante nette :  $F_v = 0.5 A w_p$  doit être prise en considération

$W_p$  : poids propre de l'élément en porte à faux

$A$  : coefficient sismique de zone

**VII.7 Calcul de la force sismique totale V :**

$$V = (A \cdot D \cdot Q) / R$$

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau ci-dessous suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

T

Groupe	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

**Tableau 14 :** Tableau du coefficient A

**D : facteur d'amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{2/3}(3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$\eta$  : **facteur de correction d'amortissement** donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$$

**Q : facteur de qualité**

La valeur de Q est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".  $P_q = 0$  pour un critère observé

$p_q = 0.05$  pour un critère non observé

Critère q	P <sub>q</sub>	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

**Facteur de Qualité : Q = 1.3**

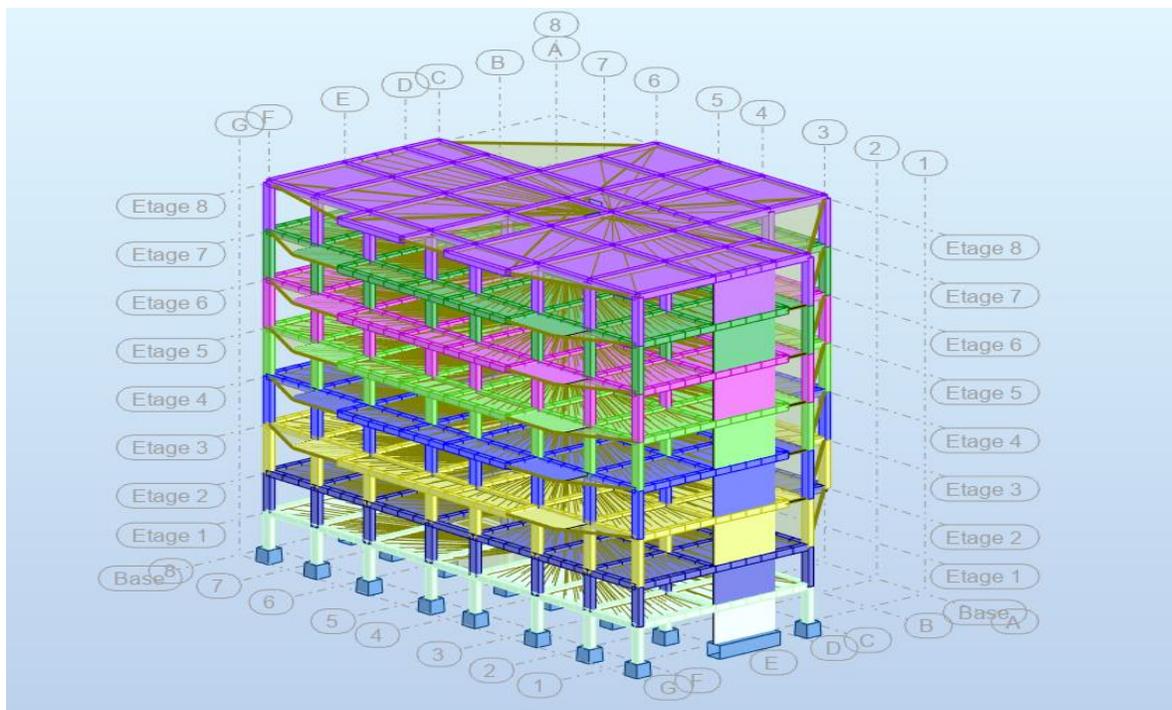
**R** : coefficient de comportement global de la structure

Sa valeur unique est en fonction du système de contreventement

En cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions

Considérées il y a lieu d'adopter pour le coefficient R la valeur la plus petite.

**Modélisation de la structure :**



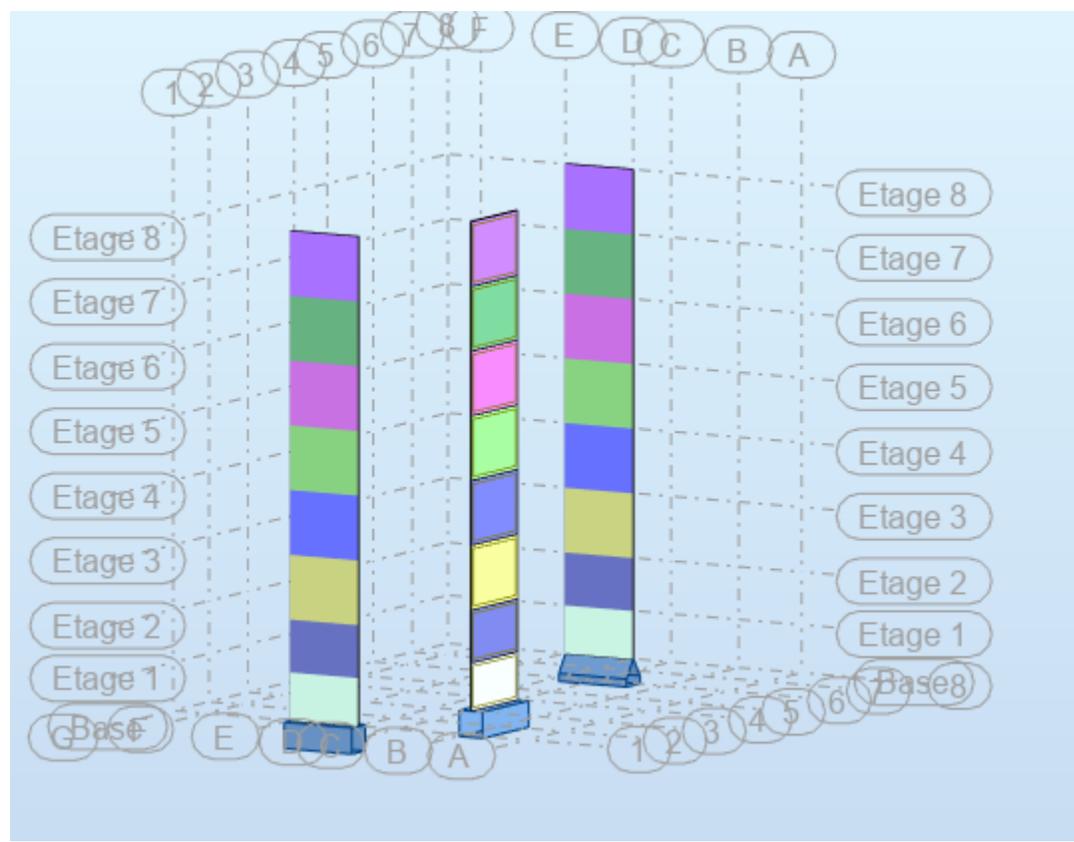
**Figure 29 : SCHEMA DE LA STRUCTURE EN 3D**

Il est à présent clair que l'une des étapes incontournables lors d'une analyse dynamique d'une structure est sa modélisation adéquate.

La structure que nous nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa forme régulière en plan, contreventée par un système mixte (portique-voiles) comme le montre la figure ci-dessus.

En effet le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et facilement réalisable.
  - La position de ces voiles doit être des efforts de torsions préjudiciable pour la structure.
- En respectant le choix de l'architecture et en suivant les critères ci-dessus on a opté pour la distribution suivante.



**Figure 30 - VARIANTE A : Schéma position des voiles**

Donc le choix de la disposition des voiles ne vérifie pas les calculs, nous avons trouvé une période de **T = 0.93sec.**

- Donc notre structure est souple, il faut la rigidifier en rajoutant des voiles.

MODE	Fréquences (Hz)	Période(sec)	Masse cumulée UX	Masse cumulée UY
1	1.07	0.93	73.02	0.00
2	1.205	0.83	75.85	0.00
3	1.34	0.77	75.85	74.44
4	3.58	0.30	86.24	74.44
5	4.01	0.33	91.03	74.44

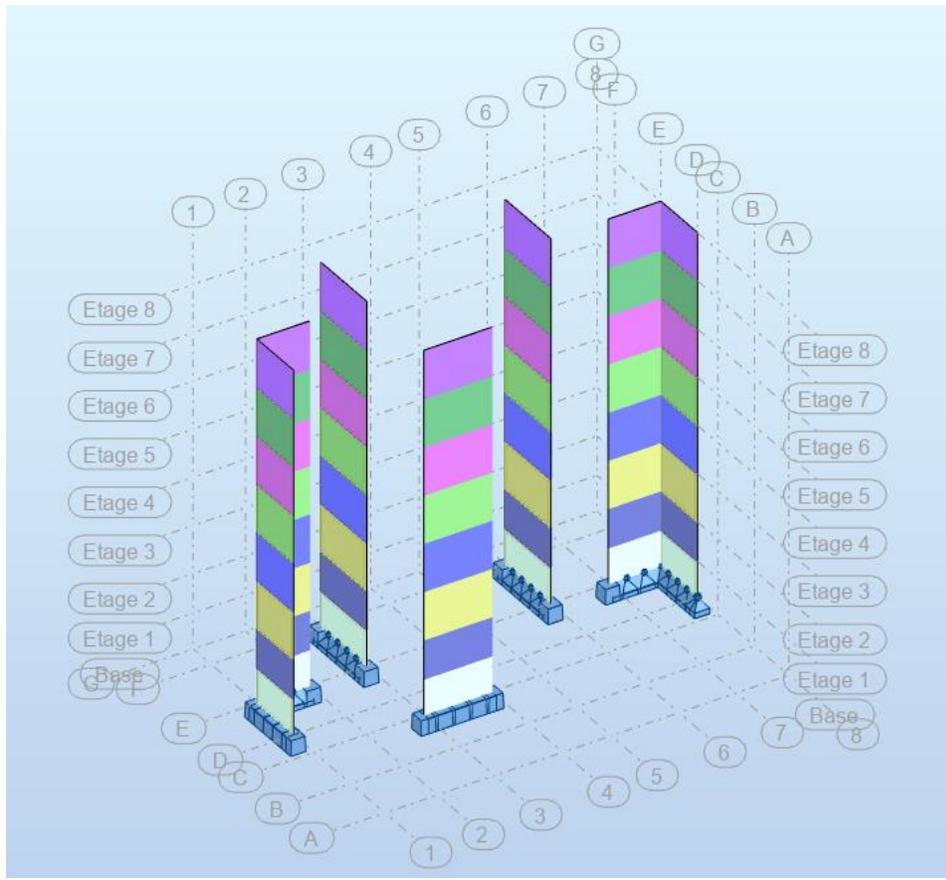


Figure 31 – VARIANTE B : Disposition finale des voiles

Après avoir rajouté des voiles suivant les deux sens (x et y) nous avons trouvé une période de :

$$T=0.57sec$$

$$T_{calculée} \leq 1.3T_{théorique} = 1.3 \times 0.52 = 0.676sec$$

$$0.57 < 0.676sec \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

**Poids total de la structure :**

W est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- $W_{Gi}$  : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes  
Éventuels, solidaires de la structure
- $W_{Qi}$  : charges d'exploitation
- $\beta$  : 0.2

✓ **Application pour la détermination de l'action sismique à la base :**

$T_2=0.4\text{sec}$     $T_1=0.15\text{ sec}$  pour site 2

$R=4$  (portiques contreventés par des voiles)

$W=1934.44\text{t}$

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7 \quad \eta = 0.764 > 0.7.$$

$$T = \min \left\{ CT \cdot HN^{3/4}; T = 0.09h_n/\sqrt{D} \right\}$$

Pour notre cas et dans le sens longitudinal de la structure :

$D=25\text{m}$  ;  $HN=22.68$   $CT=0.05$  contreventement assure par voile BA.

$$T = \min (0.52 ; 0.41) \quad T = 0.41 \text{ sec}$$

Puisqu'on a  $T_2 \leq T \leq 3$ , on aura  $D_x = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3}$

$$D_x = 1.9$$

Dans le sens transversal de la structure :

$$D = 18.8 ; HN = 22.68$$

$$T = (0.52 ; 0.47) \quad T = 0.47$$

Puisqu'on a  $T_2 \leq T \leq 3$ , on aura  $D_x = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3}$

$$D_y = 1.7$$

$$V = (A \cdot D \cdot Q \cdot W) / R$$

$$V_x = (0.15 \cdot 1.9 \cdot 1.3 \cdot 1934.44) / 4 = 179.18\text{T}$$

$$V_y = (0.15 \cdot 1.7 \cdot 1.3 \cdot 1934.44) / 4 = 160.32\text{T}$$

Ainsi les efforts sismiques sont déterminés théoriquement.

### **VII.8 Etude dynamique :**

Nous avons modélisé notre structure à l'aide du **Logiciel ROBOT** :

**VII.8.1 Définition et présentation des résultats du logiciel :**

Robot est un logiciel qui permet de modéliser en 2D ou en 3D et calculer toutes les structures composées d'éléments barres (poutres, poteaux...) et surfaciques (panneaux). Les calculs peuvent être effectués en analyses linéaires ou non linéaires, statique ou dynamique.

**Tableau 15 :** Effort dynamique sens X :

Mod CQC	F <sub>x</sub> (t)	F <sub>y</sub> (t)
Somme totale	210.266	51.643
Somme réactions	209.365	13.410
Somme efforts	209.365	13.410
Vérification	418.731	26.821
Précision	1.6584 <sup>e-4</sup>	2.74363 <sup>e-6</sup>

**Tableau 16 :** Effort dynamique sens Y :

Mod CQC	F <sub>x</sub> (t)	F <sub>y</sub> (t)
Somme totale	18.147	266.933
Somme réactions	13.408	188.156
Somme efforts	13.410	188.154
Vérification	26.818	376.310
Précision	1.6584 <sup>e-4</sup>	2.74363 <sup>e-6</sup>

**Tableau 17 :** Résultat dynamique extrême :

	Fréquences (hz)	T(sec)	Masse Cumulée	Masse Cumulée	Masse modale %	Masse modale %	Total masse (kg)	Total masse (kg)	Total masse (kg)
Max	12.51	0.57	99.43	99.668	82.8	71.65	193444 3.44	193444 3.44	0
Cas	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Mode	24	1	24	24	3	1	1	1	1
Min	1.74	0.08	0	71.65	0	0	193444 3.44	193444 3.44	0
Cas	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Mode	1	24	1	1	1	3	1	1	1

**VII.9 Vérifications des forces sismiques entre les deux méthodes :**

D'après le RPA, la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques  $V$  déterminée par la méthode statique équivalente pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$V_{dynamique} > 80\% V_{statique}$

**Sens X :**  $V_x \text{ dynamique} = 209.365 > 0.8 \times 179.18 = 143.343T \dots \dots \text{Vérifiée}$

**Sens Y :**  $V_y \text{ dynamique} = 188.154 > 0.8 \times 160.32 = 128.256T \dots \dots \text{Vérifiée}$

**VII.10 Vérification de l'effort normal réduite :**

L'effort normal réduit doit être vérifié pour éviter l'écrasement du béton.

La formule utilise est la suivante :  $V = N_d / B_c \cdot f_{c28} < 0.3$

$N_d$  : Effort normal de calcul retiré à partir des résultats donnés par **Robot Millenium**

$B_c$  : section brute du poteau.

Niveau	efforts(KN)	$N / (0,3 \cdot f_{c28})$	poteau	SectionB(cm <sup>2</sup> )	Etats
SS	1665,19	2220,253333	50*50	2500	verifiée
SS	1587,67	2116,893333	50*50	2500	verifiée
RDC	1352,31	1803,08	50*50	2500	verifiée
1er	1094,38	1459,173333	40*40	1600	verifiée
2ème	856,73	1142,306667	40*40	1600	verifiée
3ème	616,07	821,4266667	30*30	900	verifiée
4ème	389,93	519,9066667	30*30	900	verifiée
5ème	182,48	243,3066667	30*30	900	verifiée

**Tableau 18 :** Tableau de vérification de l'effort réduite

**VII.11 Vérification de déplacements latéraux inter-étages :**

C'est une des vérifications préconisées par le RPA99/2003, concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article 5.10 du RPA99/2003, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$\Delta k \leq \bar{\Delta}$

$\bar{\Delta} = h/100 = 3/100 = 0.03m = 3cm$  : le déplacement admissible relatif.

$\delta k = R \cdot \delta_{ek}$

$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Où :

$\Delta k$  : correspond au déplacement relatif du niveau k-1 dans le sens x (de la même manière in obtient  $\Delta_{ey}^k$ )

$\Delta k$  : est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x ;(de la même manière on obtient  $\delta_{ey}^k$ )

R : coefficient de comportement.

Le logiciel **ROBOT** donne directement les valeurs suivantes :  $\delta_{ek}$

Le calcul des déplacements correspond à la combinaison des charges suivantes : **G+Q+E**

	$\delta_{ekx}(cm)$	$\delta_{eky}(cm)$	$\delta k(cm)$	$\delta k(cm)$	$\Delta kx(cm)$	$\Delta ky(cm)$	$h/100$	$\Delta xsh/100$	$\Delta ysh/100$
ETAGE1	0,2	0,1	0,8	0,4	0,8	0,4	2,23	vérifié	vérifié
ETAGE2	0,4	0,2	1,6	0,8	0,8	0,4	2,45	vérifié	vérifié
ETAGE3	0,6	0,5	2,4	2	0,8	1,2	3	vérifié	vérifié
ETAGE4	1	0,9	4	3,6	1,6	1,6	3	vérifié	vérifié
ETAGE5	1,4	1,04	5,6	4,16	1,6	0,56	3	vérifié	vérifié
ETAGE6	2	1,7	8	6,8	2,4	2,64	3	vérifié	vérifié
ETAGE7	2,5	2,3	10	9,2	2	2,4	3	vérifié	vérifié
ETAGE8	3,08	3,01	12,32	12,04	2,32	2,84	3	vérifié	vérifié

**Tableau 19 :** Vérification des déplacements

**VII.12 Justification vis à vis de L’EFFET P-Δ**

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d’exploitation associées au-dessus du niveau « k »,

$$\sum_{i=k}^n (W_{Gi^+} + \beta W_{qi})$$

$V_k$ : effort tranchant d’étage au niveau "k" :  $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

$h_k$  : hauteur de l’étage « k »

Si  $0,10 < \theta_k \leq 0,20$ , les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l’action sismique calculés au moyen d’une analyse élastique du 1° ordre par le facteur  $1/(1- \theta_k)$ .

Si  $\theta_k > 0,20$ , la structure est potentiellement **instable** et doit être **redimensionnée**.

Niveau	sens x-x'					sens y-y'				
	hk(cm)	Pk(t)	Δk(cm)	Vk(t)	θk(cm)	Etats	Δk(cm)	Vk(t)	θk(cm)	Etats
1	223	1934,44	0,8	209,533	0,0331198	vérifié	0,4	188,145	0,0184424	vérifié
2	245	1076,04344	0,8	120,32	0,0292022	vérifié	0,4	108,89	0,0161338	vérifié
3	300	913,72248	0,8	111,06	0,0219394	vérifié	1,2	99,09	0,0368845	vérifié
4	300	751,40152	1,6	99,61	0,0402317	vérifié	1,6	87,46	0,0458207	vérifié
5	300	589,08056	1,6	86,03	0,0365194	vérifié	0,56	73,82	0,0148959	vérifié
6	300	426,7596	2,4	69,57	0,049074	vérifié	2,64	58,45	0,0642512	vérifié
7	300	264,43864	2	49,73	0,0354499	vérifié	2,4	40,72	0,0519526	vérifié
8	300	102,11768	2,32	25,25	0,0312756	vérifié	2,84	20,28	0,0476683	vérifié

Tableau 20 : Vérification de l'effet P-delta

**VII.13 Vérification de l'excentricité**

$e \leq 5\%Lx$

VERIFICATION DE L'EXCENTRICITE							
ex0 [m]	ey0 [m]	Lx [m]	Ly [m]	5% Lx	5% Ly	vérification	verification y
0,02	0,04	25	10,1	1,25	0,505	vérifiée	verifié
0,01	0,05	25	17,1	1,25	0,8525	vérifiée	verifié
0,18	0,48	25	18,9	1,25	0,9425	vérifiée	verifié
0,18	0,48	25	18,9	1,25	0,9425	vérifiée	verifié
0,18	0,48	25	18,9	1,25	0,9425	vérifiée	verifié
0,18	0,48	25	18,9	1,25	0,9425	vérifiée	verifié
0,18	0,48	25	18,9	1,25	0,9425	vérifiée	verifié
0,04	0,48	25	18,8	1,25	0,94	vérifiée	verifié

Tableau 21 : Vérification de l'excentricité

**Analyse des résultats :**

On remarque que les valeurs de  $\theta_k$  sont inférieures à 0.1 donc l'effet P-Δ n'a pas d'influence sur la structure.

**VII.14 CONCLUSION**

- Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous à donner les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale).

- Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit découlent toutes de la disposition des voiles.
- La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entraver certaines étapes.
- Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003.

**Chapitre 8**

***ETUDE DES PORTIQUES***

**VIII. Etude de portiques :****VIII.1 Ferrailages des poutres**

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de planchers vers les poteaux. Ce sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorable en considérant la fissuration comme peu nuisible.

Le ferrailage est calculé à l'état ultime sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations du RPA99/version 2003, et les contraintes seront vérifiées à l'ELS vis-à-vis de la durabilité.

Les combinaisons de calcul :

- $1.35G + 1.5Q$  .....selon BAEL91
- $G + Q \pm E$ .....RPA2003
- $0.8G \pm G + E$ .....RPA2003

Les étapes de calculs de la section d'armature sont de la manière suivante :

- ✓ **Prescription donnée par le RPA99/version 2003 :**
- **Armatures longitudinales:**

Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre doit être de 0.5% de toute section.

Le pourcentage maximal est de 4% en zone courante, 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale recouvrement est de  $40\emptyset$  (**zone II**).

Les cadres des nœuds, disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou rectangle.

- **Armatures transversales:**

La qualité des armatures transversales est de  $A_t = 0.003.S.b$  ;

L'espacement maximal entre armatures comprimées sont nécessaires, le RPA exige un minimum de «  $h/4 ; 12\emptyset$  » ;

En dehors de la zone nodale l'espacement doit être de «  $s = h/2$  »

**VIII.1.1 Poutre longitudinale:**

Elles sont sollicitées à la flexion simple. Le ferrailage est calculé à l'état limite ultime sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations du RPA99/version 2003.

- ✓ **Ferrailage des poutres principales (30x45) :**

**A-En travée :****Calcul de Section en Flexion Simple**

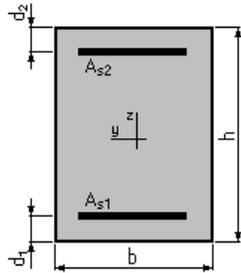
**1. Hypothèses :**

**Béton :  $f_{c28} = 25,0$  (MPa)**

**Acier:  $f_e = 400,0$  (MPa)**

- \* Fissuration non préjudiciable
- \* Prise en compte des armatures comprimées
- \* Prise en compte des dispositions sismiques
- \* Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

**2. Section:**



$b = 30,0$  (cm)  
 $h = 45,0$  (cm)  
 $d_1 = 4,5$  (cm)  
 $d_2 = 4,5$  (cm)

**3. Moments appliqués :**

	$M_{max}$ (kN*m)	$M_{min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	30,29	0,00
Etat Limite de Service	20,98	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	70,12	0,00

**4. Résultats :**

**Sections d'Acier :**

Section théorique $A_{s1} = 11.63$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum $A_{s \min} = 7.3$ (cm <sup>2</sup> )	Section maximum $A_{s \max} = 35.3$ (cm <sup>2</sup> )
théorique $\square = 0,37$ (%)	
minimum $\square_{\min} = 0,35$ (%)	maximum $\square_{\max} = 2,25$ (%)

On adopte **3T14+6T16=16.68 cm<sup>2</sup>**

**Analyse par Cas:**

**Cas ELU  $M_{max} = 30,29$  (kN\*m)  $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)**  
 Coefficient de sécurité : 2,00      Pivot: A  
 Position de l'axe neutre :  $y = 4,6$  (cm)  
 Bras de levier :  $Z = 38,7$  (cm)  
 Déformation du béton :  $\square_b = 1,29$  (‰)

Déformation de l'acier :  $\epsilon_s = 10,00$  (‰)

Contrainte de l'acier :

tendue:  $\sigma_s = 347,8$ (MPa)**Cas ELS  $M_{\max} = 20,98$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité : 3,15

Position de l'axe neutre :  $y = 11,4$  (cm)Bras de levier:  $Z = 36,7$  (cm)Contrainte maxi du béton :  $\sigma_b = 2,0$  (MPa)Contrainte limite :  $0,6 f_{cj} = 15,0$  (MPa)

Contrainte de l'acier :

tendue:  $\sigma_s = 21,6$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

 $\sigma_{s \text{ lim}} = 400,0$  (MPa)**Cas ELA  $M_{\max} = 70,12$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité : 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre :  $y = 4,1$  (cm)Bras de levier:  $Z = 38,9$  (cm)Déformation du béton:  $\epsilon_b = 1,12$  (‰)Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 10,00$  (‰)

Contrainte de l'acier:

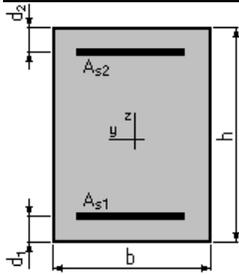
tendue :  $\sigma_s = 400,0$  (MPa)

ETATS	Mmax(kN.m)	Mmin(kN.m)
ELU	30.29	0.00
ELS	20.98	0.00
ELA	79.12	0.00

**En appui :****Calcul de Section en Flexion Simple****1. Hypothèses :****Béton:  $f_{c28} = 25,0$  (MPa)****Acier:  $f_e = 400,0$  (MPa)**

- \* Fissuration non préjudiciable
- \* Prise en compte des armatures comprimées
- \* Prise en compte des dispositions sismiques
- \* Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

**2. Section:**



$b = 30,0$  (cm)  
 $h = 45,0$  (cm)  
 $d_1 = 4,5$  (cm)  
 $d_2 = 4,5$  (cm)

**3. Moments appliqués :**

	$M_{max}$ (kN*m)	$M_{min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-85,85	0,00
Etat Limite de Service	-76,54	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	-107,64	0,00

**4. Résultats :**

**Sections d'Acier :**

Section théorique $A_{s1} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique $A_{s2} = 8.65$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum $A_s \min = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section maximum $A_s \max = 30,4$ (cm <sup>2</sup> )
théorique $\square = 0,58$ (%)	
minimum $\square_{\min} = 0,35$ (%)	maximum $\square_{\max} = 2,25$ (%)
On adopte <b>6T14+2T14 = 12.31cm<sup>2</sup></b>	

**Analyse par Cas:**

**Cas ELU  $M_{max} = -85,85$  (kN\*m)  $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1,08      Pivote: A  
 Position de l'axe neutre:  $y = 7,3$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 37,6$  (cm)  
 Déformation du béton:  $\square_b = 2,18$  (‰)  
 Déformation de l'acier:  $\square_s = 10,00$  (‰)  
 Contrainte de l'acier:  
     tendue:  $\square_s = 347,8$ (MPa)

**Cas ELS  $M_{max} = -76,54$  (kN\*m)  $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité : 1,33  
 Position de l'axe neutre :  $y = 13,8$  (cm)  
 Bras de levier :  $Z = 35,9$  (cm)  
 Contrainte maxi du béton:  $\square_b = 10,3$  (MPa)  
 Contrainte limite :  $0,6 f_{cj} = 15,0$  (MPa)  
 Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 300,5$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 400,0$  (MPa)

**Cas ELA**  $M_{\text{max}} = -107,64$  (kN\*m)  $M_{\text{min}} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité : 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 6,4$  (cm)

Bras de levier :  $Z = 37,9$  (cm)

Déformation du béton:  $\epsilon_b = 1,88$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 10,00$  (‰)

Contrainte de l'acier :

tendue :  $\sigma_s = 400,0$  (MPa)

➤ **Espacement:**

Selon BAEL 99:  $St \leq \min(0.9d ; 40\text{cm}) = \min(36.45 ; 40)$ .

On adopte  $st=36.45\text{cm}$

➤ **Vérification selon le RPA:**

Zone nodale:  $St \leq \min(h/4 ; 30\text{cm})$   $St \leq 11.25$ .....  $St = 11\text{cm}$ .

Zone courante :  $St \leq h/2$ .....  $St \leq 45/2$ .....  $St = 22\text{cm}$

**VIII.1.2 Ferrailage des poutres secondaires (30x35) :**  
**A-En travée :**

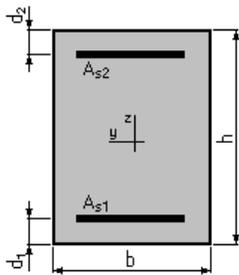
**Calcul de Section en Flexion Simple**

**1. Hypothèses :**

**Béton :  $f_{c28} = 25,0$  (MPa)      Acier :  $f_e = 400,0$  (MPa)**

- \* Fissuration non préjudiciable
- \* Prise en compte des armatures comprimées
- \* Prise en compte des dispositions sismiques
- \* Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

**2. Section:**



$b = 30,0$  (cm)  
 $h = 35,0$  (cm)  
 $d_1 = 3,5$  (cm)  
 $d_2 = 3,5$  (cm)

**3. Moments appliqués :**

	$M_{max}$ (kN*m)	$M_{min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	15,08	0,00
Etat Limite de Service	10,96	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	34,65	0,00

**4. Résultats :**

**Sections d'Acier :**

Section théorique $A_{s1} = 3,3$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum théorique $A_{s \min} = 3,3$ (cm <sup>2</sup> )	Section maximum $A_{s \max} = 23,6$ (cm <sup>2</sup> )
$\square = 0,35$ (%)	maximum $\square_{\max} = 2,25$ (%)
minimum $\square_{\min} = 0,35$ (%)	

On adopte **3HA14 = 4.62 cm<sup>2</sup>**

**Analyse par Cas :**

**Cas ELU**  $M_{\max} = 15,08$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité : 2,30 Pivot : A

Position de l'axe neutre :  $y = 3,4$  (cm)

Bras de levier :  $Z = 30,1$  (cm)

Déformation du béton :  $\epsilon_b = 1,20$  (‰)

Déformation de l'acier :  $\epsilon_s = 10,00$  (‰)

Contrainte de l'acier :

tendue :  $\sigma_s = 347,8$ (MPa)

**Cas ELS**  $M_{\max} = 10,96$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité : 3,45

Position de l'axe neutre :  $y = 8,7$  (cm)

Bras de levier :  $Z = 28,6$  (cm)

Contrainte maxi du béton :  $\sigma_b = 1,7$  (MPa)

Contrainte limite :  $0,6 f_{cj} = 15,0$  (MPa)

Contrainte de l'acier :

tendue:  $\sigma_s = 18,8$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_s \text{ lim} = 400,0$  (MPa)

**Cas ELA**  $M_{\max} = 34,65$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité : 1,16 Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 3,0$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 30,3$  (cm)

Déformation du béton:  $\epsilon_b = 1,05$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 10,00$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 400,0$  (MPa)

### En appui :

#### Calcul de Section en Flexion Simple

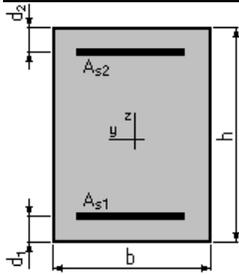
##### 1. Hypothèses:

**Béton :  $f_{c28} = 25,0$  (MPa)**

**Acier:  $f_e = 400,0$  (MPa)**

- \* Fissuration non préjudiciable
- \* Prise en compte des armatures comprimées
- \* Prise en compte des dispositions sismiques
- \* Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

##### 2. Section:



$b = 30,0$  (cm)  
 $h = 35,0$  (cm)  
 $d_1 = 3,5$  (cm)  
 $d_2 = 3,5$  (cm)

**3. Moments appliqués :**

	$M_{max}$ (kN*m)	$M_{min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-16,55	0,00
Etat Limite de Service	-12,04	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	-41,35	0,00

**4. Résultats :**

**Sections d'Acier :**

Section théorique $A_{s1} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique $A_{s2} = 3,4$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum théorique $A_{s \min} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section maximum $A_{s \max} = 23,6$ (cm <sup>2</sup> )
$\rho = 0,36$ (%)	
minimum $\rho_{\min} = 0,35$ (%)	maximum $\rho_{\max} = 2,25$ (%)
On adopte <b>3HA14 = 4.62 cm<sup>2</sup></b>	

**Analyse par Cas:**

**Cas ELU  $M_{max} = -16,55$  (kN\*m)  $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité : 2,16      Pivot : A  
 Position de l'axe neutre :  $y = 3,5$  (cm)  
 Bras de levier :  $Z = 30,1$  (cm)  
 Déformation du béton :  $\epsilon_b = 1,25$  (‰)  
 Déformation de l'acier :  $\epsilon_s = 10,00$  (‰)  
 Contrainte de l'acier :  
 tendue :  $\sigma_s = 347,8$  (MPa)

**Cas ELS  $M_{max} = -12,04$  (kN\*m)  $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité : 3,24  
 Position de l'axe neutre :  $y = 8,8$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 28,6$  (cm)  
 Contrainte maxi du béton :  $\sigma_b = 1,7$  (MPa)  
 Contrainte limite :  $0,6 f_{cj} = 15,0$  (MPa)  
 Contrainte de l'acier :

Comprimée :  $\sigma_s' = 20,6$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s \text{ lim}} = 400,0$  (MPa)

**Cas ELA**  $M_{\text{max}} = -41,35$  (kN\*m)  $M_{\text{min}} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité : 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre :  $y = 3,1$  (cm)

Bras de levier :  $Z = 30,3$  (cm)

Déformation du béton :  $\epsilon_b = 1,08$  (‰)

Déformation de l'acier :  $\epsilon_s = 10,00$  (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue :  $\sigma_s = 400,0$  (MPa)

**Espacement :**

Selon BAEL 99 :  $St \leq \min(0.9d ; 40\text{cm}) = \min(31.5 ; 40)$ .

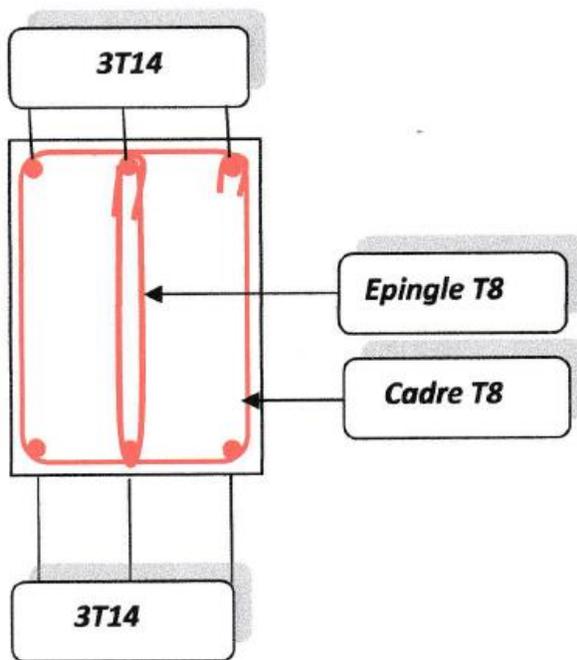
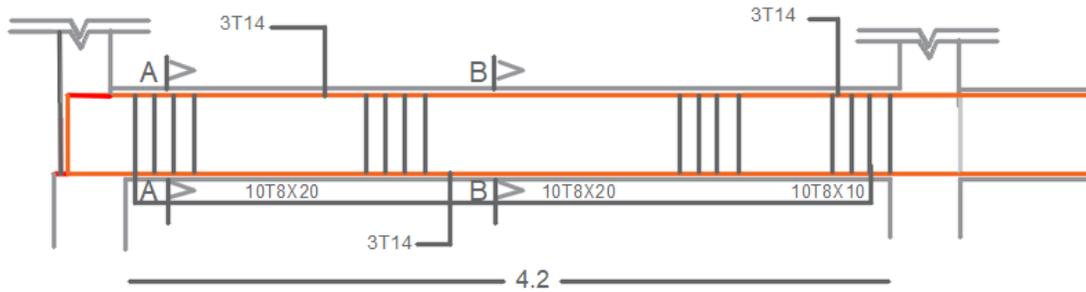
On adopte  $st = 31\text{cm}$

**Vérification selon le RPA :**

Zone nodale :  $St \leq \min(h/4 ; 30\text{cm})$   $St \leq 8.75 \dots \dots \dots St = 9\text{cm}$ .

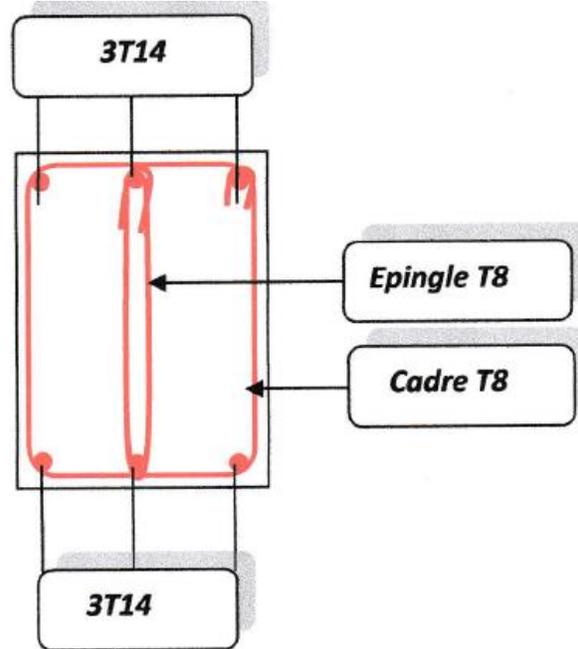
Zone courante :  $St \leq h/2 \dots \dots \dots St \leq 35/2 \dots \dots \dots St = 17\text{cm}$

Poutres secondaires (30x35) cm<sup>2</sup> :



*En appuis*

Coupe A-A

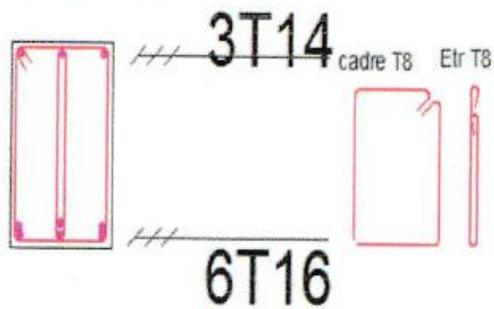


*En travée*

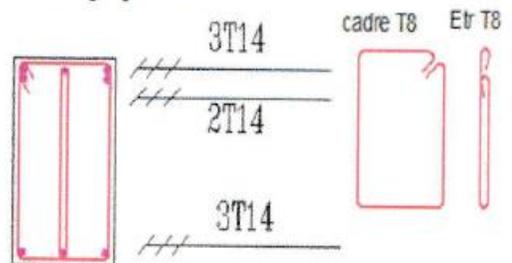
Coupe B-B

Schéma de ferrailage des poutres  
Poutres Principales (30x45) cm<sup>2</sup>

en travée



En appuis



**VIII.2 Les poteaux :**

Les poteaux sont des éléments rigides verticaux qui transmettent à l'infrastructure les charges de la superstructure.

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des moments fléchissant et des efforts tranchants. Ils seront donc calculés en flexion composés puis ferrailés conformément aux règles en vigueur pour les permettre de résister aux effets de l'action des charges qui leur sont appliquées :

$N_{max} \longrightarrow M$  correspondant

$M_{max} \longrightarrow N$  correspondant

➤ **Les données du calcul:**

Poteau (50\*50) cm :  $c = 3\text{cm}$  ;  $d = 47\text{ cm}$

✓ **Les données grâce au logiciel robot :**

A l'ELU :  $M_u = 1.267\text{T.m}$  et  $N_u = 278.17\text{T}$

A l'ELS :  $M_s = 0.917\text{T.m}$  et  $N_s = 202.10\text{T}$

✓ **Calcul de l'excentricité  $e_0$ :**

$e_0 = M_u/N_u = 1.267/278.17 \dots\dots\dots e_0 = 4.5\text{cm}$

$e_0 < (h/2) - c = (50/2) - 3 = 22\text{cm} \dots\dots e_0 = 4.5 < (h/2) - c = 22 \dots\dots$  vérifiée

✓ **Calcul du moment d'inertie:**

Pour le poteau :  $I_{pot} = (b.h^3/12) = (50*50^3/12) = 520833.33\text{cm}^4$

Pour la poutre :  $I_{pout} = (b.h^3/12) = (30*45^3/12) = 227812.5\text{cm}^4$

On constate que  $I_{pot} > I_{pout}$  ; d'où  $L_f = L_o = 300 - 50 = 250\text{cm}$

✓ **Excentricité accidentelle:**

$e_a = \text{Max}(2\text{cm}; L_f/250) \longrightarrow e_a = 2\text{cm}$

Soit  $e_1 = e_0 + e_a = 6.5\text{m}$

✓ **Condition d'application de la méthode simplifiée :**

$L_f/h \leq \text{Max}(20*e_1/h; 15\text{cm})$

$250/50 \leq \text{Max}(20*6.5/50 ; 15) \longrightarrow 5\text{cm} < \text{Max}(2.6; 15\text{cm}) \dots\dots$  vérifiée

Donc la méthode simplifiée est applicable.

✓ **Effet de la nature des charges :**

L'excentricité due aux effets de second ordre  $2e$

$\lambda = 10(1 - M_u/15M_s) = 10(1 - 1.267/15*0.917) = 9.07 \dots\dots \lambda = 9.07$

$\emptyset = \epsilon f / e_i$  pour ce rapport, généralement en cm.  $\emptyset = 2\text{cm}$

Donc  $e_2$  devient :  $e_2 = 3L^2 (2 + \lambda \cdot \emptyset) / (10^4 \cdot h)$   $e_2 = 7.55\text{cm}$

On peut finalement calculer l'excentricité totale  $e$  :

$$e = e_1 + e_2 = 6.5 + 7.55 = 14.05\text{cm}$$

✓ **La flexion composée:**

$$M_u = N_u \cdot e = 278.17 \cdot 0.1405 = 39.08\text{T.m}$$

$$M_1 = M_u + N_u(d-h/2) = 39.08 + 278.17(0.47 - 0.50/2) = 100.27\text{Tf.m.}$$

Comparons l'équation suivante pour connaître si la section est partiellement comprimée ou non :

$$N_u(d-c) - M_1 < (0.337 - 0.81 \cdot c/h) \cdot b d^2 \cdot f_{bc}$$

$$278.17(0.47 - 0.03) - 100.27 < 4(0.337 - 0.81 \cdot 0.03/0.50) \cdot 0.50 \cdot 0.47^2 \cdot 1420$$

$$22.12\text{Tf.m} < 45.23\text{Tf.m.}$$

D'où la section est partiellement comprimée et le calcul se fera comme celui de section rectangulaire en flexion simple sous le moment  $M_1$  ( $M_1 = 100.27\text{Tf.m}$ ).

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{100.27 \cdot 10^5}{142 \cdot 50 \cdot 47^2} = 0.63$$

$$\mu > \mu_R = 0.392 \text{ et } > 0.186 \longrightarrow A_s \neq 0$$

$$\epsilon'_s = 3.19\% \text{ et } \sigma_s = 384\text{Mpa}$$

$$A_s \left[ \frac{M_1 + 0.8 \lambda \cdot b \cdot d \cdot f_{c28}(0.4 \lambda \cdot d - c)}{f_e \cdot b \cdot c} \right]$$

$$N_u / f_e = \left[ \frac{100.27 \cdot 10^5 + 0.8 \cdot 9.07 \cdot 50 \cdot 47 \cdot 250(0.4 \cdot 9.07 \cdot 47 - 3)}{400 \cdot 50 \cdot 3} \right] - 278.17 \cdot 10^5 / 400$$

$A_s < 0$  donc le ferrailage est avec min.

D'après RPA,  $A_{min} \geq 0.8\%$  de la section ( $b \cdot x$ ).  $\longrightarrow A_{min} \geq 0.8\% \cdot 50 \cdot 50 = 20\text{cm}^2$ .

On adopte : **8T20 = 25.13cm<sup>2</sup>**  $A_s = 25.13\text{cm}^2$ .

**VIII.2.1 Vérification à L'ELS :**

$$M_s = 0.917\text{T.m} \text{ et } N_s = 202.10\text{T}$$

✓ **La section homogène :**

$$B = b \cdot h + \eta (A_1 + A_2) = 50 \cdot 50 + 15 \cdot 25.13 = 2876.95\text{cm}^2$$

✓ **Moment statique :**

$$M_{st} = (bh^2/2) + 15A_1 \cdot 2 \cdot c' + 15A_2 \cdot d = (50 \cdot 50^2/2) + 15(25.13 \cdot 47) \quad M_{st} = 80216.65\text{cm}^3$$

$$V' = V = M_{st}/B = 80216.65/50 \cdot 50 \quad V = 32\text{cm}$$

✓ **Le moment d'inertie :**  $I = b/3 \cdot (V^3 + V'^3) + 15A_1 (V - c)^2 + 15A_2 (V' - c')^2$

$$\text{Avec } A_1 = A_2 = A_s/2$$

$$I = 50/3 \cdot (32^3 + 32'^3) + 15 \cdot 12.32 (32 - 3)^2 + 15 \cdot 12.32 (32 - 3)^2 =$$

$$I = 310833.6\text{cm}^4$$

$$e_o = M_s / N_s = 0.917 / 202.10 = 4.5\text{cm} \longrightarrow 4.5 < h/6 = 50/6 = 8.3 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

✓ **Les contraintes minimales :**

$$\sigma_{\min} = (N_s/B) - M_s \cdot V'/I = (202.10 \cdot 10^3 / 50 \cdot 50) - 0.917 \cdot 10^3 \cdot 32 / 310833.6$$

$$\sigma_{\min} = 80.84 \text{ kgf/cm}^2$$

✓ **Les contraintes maximales :**

$$\sigma_{\max} = (N_s/B) + M_s \cdot V'/I = (202.10 \cdot 10^3 / 50 \cdot 50) + 0.917 \cdot 10^3 \cdot 32 / 310833.6$$

$$\sigma_{\max} = 80.93 \text{ kgf/cm}^2 < 150 \text{ kgf/cm}^2. \text{ Vérifier}$$

Donc la section est entièrement comprimée d'après la vérification de ces deux contraintes

✓ **Vérification à l'effort tranchant:**

$$\tau = T_u / b \cdot d$$

$$T_u = 8.34 \text{ Tf} \quad \tau = 8.34 \cdot 10^3 / 50 \cdot 47$$

D'où  $\tau = 3.54 \text{ kgf/cm}^2 < \tau = 21 \text{ kgf/cm}^2$  La condition est vérifiée.

✓ **Calcul des armatures :**

Selon le RPA99-2003, le choix des armatures longitudinales et transversales en zone II se fait de la manière suivante :

• **Les armatures longitudinales :**

1-le pourcentage minimal des armatures :

$A_{\min} 0.8\% (b \cdot h)$ .

$$A_{\min} \geq 0.8\% \cdot 50 \cdot 50 = 20 \text{ cm}^2$$

2-le pourcentage maximal des armatures:

En zone courante :  $A_{\max} = 4\% B$

$$A_{\max} = 0.04 \cdot 50 \cdot 50 \quad A_{\max} = 100 \text{ cm}^2$$

En zone de recouvrement :  $A_{\max} = 6\% B$   $A_{\max} = 0.06 \cdot 50 \cdot 50$   $A_{\max} = 150 \text{ cm}^2$ .

3-longueur de recouvrement :

$$L = 40\tau = 40 \cdot 1.4 = 56 \text{ cm}.$$

• **Les armatures transversales:**

$t \geq \text{Min} (h/35 ; \tau l ; b/10)$  avec  $h = 50 \text{ cm}$  ;  $l = 1.4$  et  $b = 50 \text{ cm}$  on aura alors:

$$\phi t \geq \text{Min}(1.43 ; 1.4 ; 5) \quad \phi t \geq 1.4 \text{ cm soit } 2\phi 12 = 2.26 \text{ cm} > 1.4 \text{ cm}.$$

En zone nodale :  $St \leq \text{min} (10\phi l ; 15) \text{ cm} = \text{min} (10 \cdot 1.4 ; 15 \text{ cm})$ .

On adopte  $St = 10 \text{ cm}$ .

Zone courante :  $St 15\phi 1 = 15 \cdot 1.4 = 21 \text{ cm}$  donc on adopte  $St = 20 \text{ cm}$ .

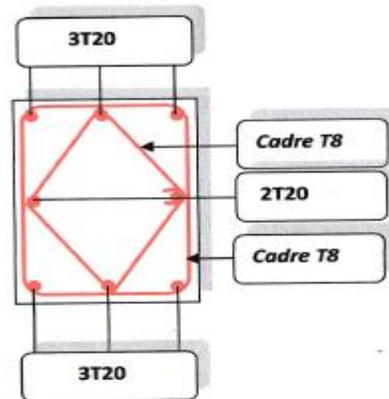


Tableau 22 : Schéma ferrailage de poteau

**VIII.3 Voile en béton armé :****❖ Définition du voile :**

Les voiles ou murs de contreventement sont définis comme des éléments verticaux à deux dimensions dont la raideur hors plan est négligeable. Dans leur plan, ils présentent généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales.

Par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques.

**• Classification des types de voiles :**

- Voile pleine ou voile sans raidisseur;
- Voile avec raidisseur;
- Voile avec une seule file d'ouverture;
- Voile avec plusieurs files d'ouverture;

L'utilisation des voiles en béton armé pour la construction des structures dans les zones sismiques est exigée obligatoirement par le code parasismique Algérien RPA99/version2003. La raison est que les voiles outre que leur rôle porteur vis-à-vis des charges verticales, sont très efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales. Reprenant la plus grande partie de l'effort sismique, ils conditionnent le comportement des structures et jouent un rôle primordial pour la sécurité. Par rapport à d'autre éléments de structures, les voiles jouent d'autres rôles à savoir :

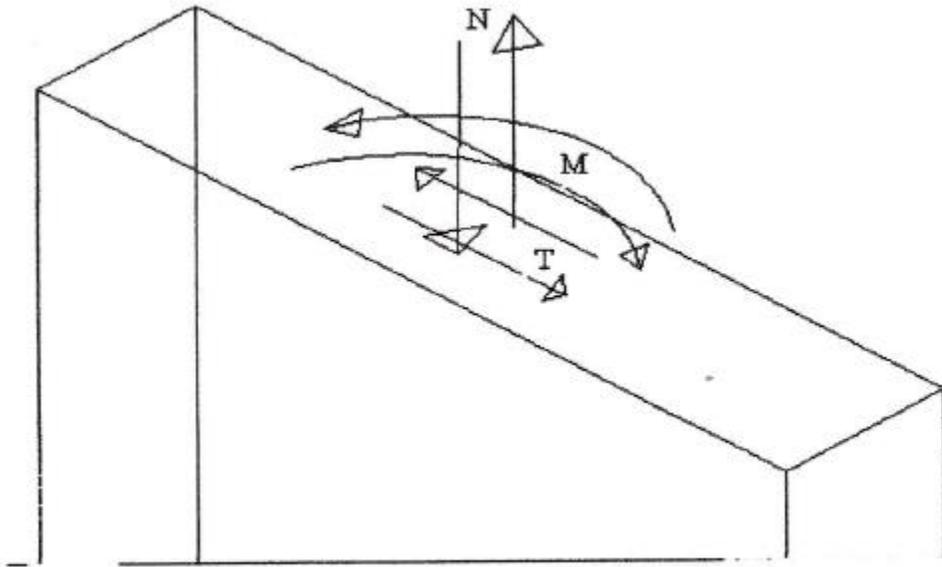
- 1-Augmenter la rigidité de l'ouvrage;
- 2-Diminue l'influence des phénomènes du second ordre et éloigne la possibilité d'instabilité;
- 3-Diminue les dégâts des éléments non porteurs dont le cout de réparation est souvent plus grand que celui des éléments porteurs;
- 4-Apaise les conséquences psychologiques sur les habitants de haut bâtiment dont les déplacements horizontaux sont importants lors des séismes
- 5-Rend le comportement de la structure plus faible que celui d'une structure ne comportant que des portiques.

**➤ Caractéristiques géométriques et mécaniques des voiles :****• Caractéristiques géométriques :**

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à sa base (voir la figure ci-dessous).

**➤ Voile plein :**

Le rôle porteur vis-à-vis des charges verticales est assuré par les poteaux et les poutres, tandis que les voiles assurent la résistance aux forces horizontales. Les principaux paramètres influençant le comportement des voiles en béton armé sont l'élancement (rapport hauteur H sur la largeur du voile L), les armatures (pourcentages et dispositions) et la contrainte normale moyenne. Il ya lieu de distinguer les voiles élancés (élancement H/L supérieur à 2 environ) et les voiles courts (élancement H/L inférieur à 2).



- **Caractéristiques mécaniques :**

La figure montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale  $N$  et une charge horizontale  $V$  en tête le voile est sollicité par un effort normal  $N$  et un effort tranchant  $V$  constant sur toute la hauteur et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement. Le ferrailage classique du voile est composé d'armatures verticales (pourcentage  $p_v$ ), d'armature horizontale (pourcentage  $p_h$ ). Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction/compression créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. A la base du voile, sur une hauteur critique, des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones. Et enfin les armatures de l'âme horizontale et verticales ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort les différents pourcentages réglementaires seront exposés comme ceci :

- **Ferrailage vertical:**

La disposition du ferrailage vertical se fera de sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/2003 décrites ci-dessous :

- 1- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20%.
- 2- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- 3- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

4-A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

- **Ferraillage horizontal:**

1-Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.

2-Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 90° ayant une longueur de 10 Ø.

3-Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

- **Règles communes:**

1-L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :

$$S \leq 1,5a \quad a : \text{épaisseur du voile}$$

$$S \leq 30\text{cm}$$

2-Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

$$-\varnothing_t = 6\text{mm} \text{ lorsque } \varnothing_v \leq 20\text{mm}$$

$$-\varnothing_t = 8\text{mm} \text{ lorsque } \varnothing_v > 20\text{mm}$$

3-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

4-Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40Ø pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;
- 20Ø pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ **Etude de la section soumise à la flexion composée :**

On détermine les contraintes par la formule de **NAVIER-BERNOULLI** :

$$\sigma_{a,b} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} y$$

Avec :

N : effort normal agissant sur le refond considéré.

M : moment de flexion agissant sur le refond considéré.

I : moment d'inertie du refond considéré.

Y : centre de gravité de la section du voile dans le sens du plan moyen.

Remarque :

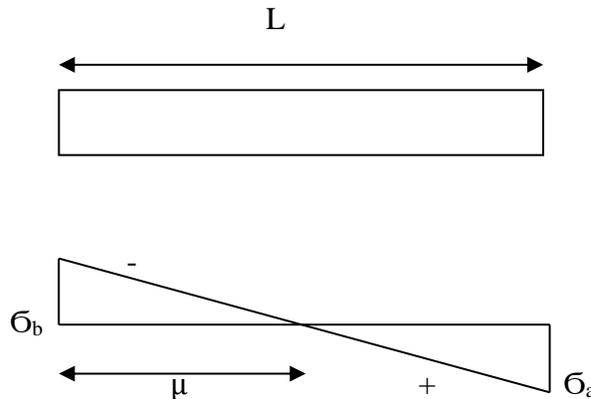
Si  $\sigma_a$  et  $\sigma_b$  sont de signe **négatif** on aura une section entièrement tendue (SET).

Si  $\sigma_a$  et  $\sigma_b$  sont de signe **positif** on aura une section entièrement comprimée (SEC).

Si  $\sigma_a$  et  $\sigma_b$  sont de signe **contraire** on aura une section partiellement comprimée (SPC).

➤ **Section partiellement comprimée (tendue):**

Pour connaître la zone tendue et la zone comprimée, il faut calculer la longueur de la zone tendue :  $[\mu]$  en utilisant les triangles semblables :



$$\text{Tang}\alpha = \frac{\sigma_a}{L-\mu} = \frac{\sigma_b}{\mu} \Rightarrow \mu = \frac{L}{\left[\frac{\sigma_a}{\sigma_b} + 1\right]}$$

L'effort de traction dans la zone tendue est donné par :

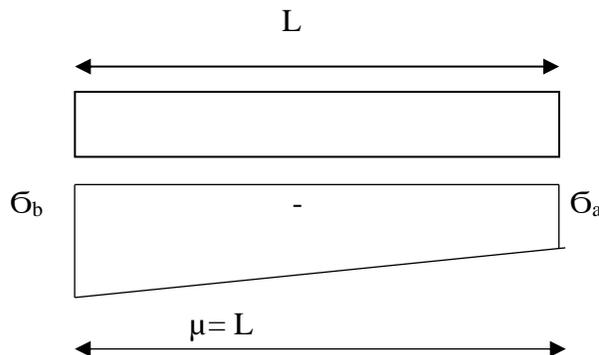
$$T = (\sigma_b \times \mu \times b) / 2$$

La section d'acier nécessaire est donnée par :  $As = \frac{T}{\left[\frac{fe}{Ys}\right]}$

➤ **Section entièrement tendue :**

Dans le cas on a deux contraintes de traction longueur tendue  $[\mu]$  est égale à  $(L)$  l'effort de traction est égal à :  $T = 0.5 \times (\mu_a \times \mu_b) \times \mu \times b$

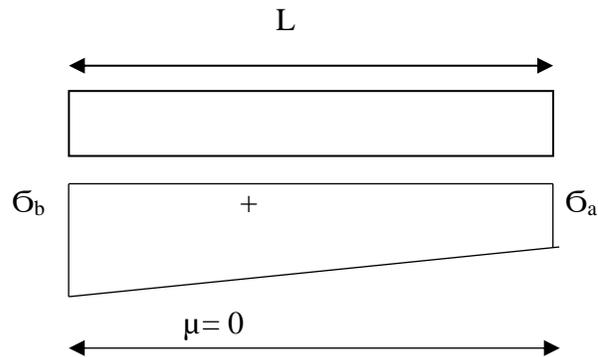
La section d'armature est :  $As = T / [(fe / Ys)]$



➤ **Section entièrement comprimée:**

Dans ce cas on a deux contraintes de compression, la section du voile est soumise à la

compression et comme le béton résiste bien à la compression, la section d'acier sera celle exigée par l'RPA (le ferrailage minimum).



➤ **Combinaisons de calcul :**

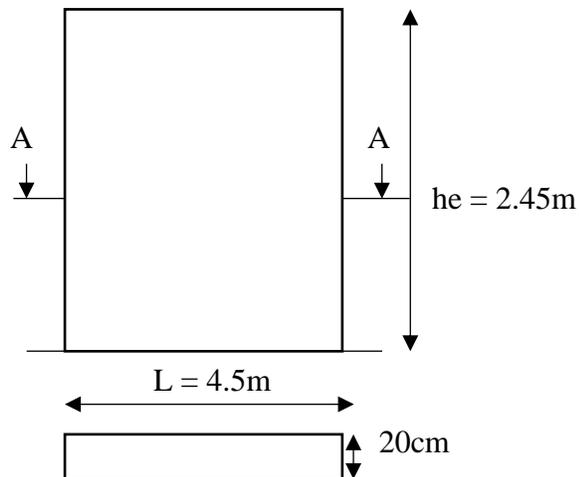
Selon le RPA 99 les combinaisons des actions à considérer pour la détermination des sollicitations et de déformations de calcul sont:

$$G+Q+1.2 E$$

$$G+Q+E$$

$$0.8G+E$$

➤ **Ferrailage de voile sans ouverture :**



**Remarque :**

Le calcul se fera sur une bande verticale de largeur  $d$   
 $d \leq \min (h_e/2 ; 2L_c/3)$ . Avec:

$L_c$ : étant la longueur de la zone comprimée

et  $h_e$ : hauteur libre de niveau.

**Exemple de calcul d'un voile disposé dans le sens Y au niveau S-S:**

Projet de fin d'étude Master-2  
 Structure 2019/20

SOW Ousmane & DIALLO Cheikh

L=b =4.5m;  
 he=2.45m  
 et e= 0.2m.

**Tableau 23 :** Le tableau des valeurs des efforts soumis du voile données par le logiciel :

	NRx [T]	MRz [T.m]	TRy [T]	sRo [T/m <sup>2</sup> ]	sRe [T/m <sup>2</sup> ]	tR [T/m <sup>2</sup> ]	TRz [T]	MRy [T.m]
MAX	1,3656	524,331	100,124	1,14	1,16	1,4	25,2	40,6
Panneau	1736	1736	1736	1736	1736	1736	1736	1736
Coupe	3423-3971	7449-7450	34-26	7449-7450	4011-4012	104-105	247~180-249~181	180-181
Cas	11 (C)	17 (C) (CQC)	20 (C) (CQC)	18 (C) (CQC)	20 (C) (CQC)	17 (C) (CQC)	11 (C)	11 (C)
MIN	-	-533,522	-90,083	-1,564	-1,764	-0,255	-1,119	-1,173
Panneau	1736	1736	1736	1736	1736	1736	1736	1736
Coupe	7449-7450	7449-7450	34-26	7449-7450	7449-7450	4011-126	3401~3400-3424~3419	247-249
Cas	11 (C)	18 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)	17 (C) (CQC)	18 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)	11 (C)	11 (C)

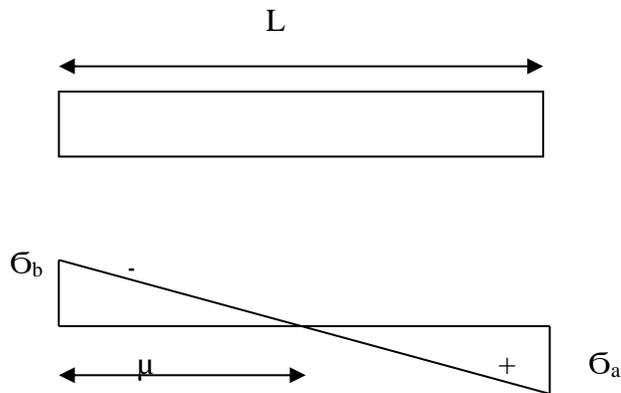
$\sigma_a = N/A + M*Y/I$  et  $\sigma_b = N/A - M*Y/I$  avec  $I = b^3h/12 = 1.8m^4$ .

$A = b*h = 0.96m^2$  et  $Y = L/2 = 2.4m$

$\sigma_a = 697.69t/m^2$ .

$\sigma_b = -700.53t/m^2$ .

La section est **partiellement comprimée** d'après les résultats des contraintes.



**Tableau 24 :** section partiellement comprimée

$d \leq \min (h_e/2 ; 2/3L_c)$  avec  $L_c$ : longueur de la comprimée.

$$L_c = (\sigma_a * L) / (\sigma_a + \sigma_b)$$

$$L_c = (697.69 * 4.8) / (700.53 + 697.69) = 2.04$$

$d = \min (1.2; 1.3)$  on prend  $d = 1.2m$ .

La barre extrême est tendue. Le ferrailage se fera par symétrie pour la section tendue et pour le voile entier.

$$tg\emptyset = \sigma_b / L_t = 700.53 / (4.8 - 2.04) = 253.81 T/m$$

$$\sigma_3 = tg\emptyset (L_t - d) = 253.81 (2.76 - 1.2) = 395.94 Tm^2.$$

$$\sigma_{moy} = (\sigma_1 + \sigma_3) / 2 = 548.235 Tm^2.$$

$$F_t (\text{traction}) = \sigma_{moy} * (d * e) = 548.235 (1.2 * 0.2) = 181.576 t = 181576 kg$$

$$A_s \geq F_t / f_e = 181576 / 4000 = 45.39 cm^2.$$

D'après RPA, le pourcentage minimal des armatures verticales sur la zone tendue est 0.2% de la section horizontale du béton tendu:

$$A_{min} = 0.2\% B = 0.002 * 120 * 120 = 4.8 cm^2. A_s > A_{min} \dots \text{Vérifier.}$$

On adopte : **2files 8HA14 et 3files 8HA16** == 56.8cm<sup>2</sup>.

$$\sigma_4 = tg\emptyset (L_t - 2d) = 253.81 (2.76 - 2 * 1.2) = 91.37 T/m^2.$$

$$\sigma_{moy} = (\sigma_3 + \sigma_4) / 2 = 441.625 t/m^2.$$

$$F_t = 441.625 (1.2 * 0.2) = 105.99 t = 105990 kg$$

$$A_s \geq F_t / f_e = 105990 / 4000 = 26.49 cm^2.$$

On adopte **2files 6T16=27.72cm<sup>2</sup>**.

➤ **Espacement :**

En zone courante  $St < \min (1.5e ; 20) cm = (30cm ; 20cm)$ .

$$St = 20cm.$$

En zone d'atout :  $St_a = St/2 = 10cm$ .

➤ **Armatures horizontales :**

D'après BAEL91,  $A_h = A_v/4 = 22.288 cm^2$ . On adopte **2 files 14T10 = 22cm<sup>2</sup>**.

➤ **Armatures transversales :**

Soit des **cadres T8**.

• **Vérification des contraintes:**

D'après le RPA :  $T_b = 1.4 * V_u / b * d \leq T_{adm}$

$$T_b = (1.4 * 100.124 / 4.8 * 0.2 * 0.9) = 162.238 T/m^2 = 1.622 Mpa.$$

$$T_b = 1.622 Mpa < T_{adm} = 5 Mpa \dots \text{Vérifier.}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

$$N_{ser} = 166.518 T (\text{logiciel}).$$

$$\sigma_b = N_{ser} / (B + 15A) \leq \sigma_{b,adm}. \text{ Avec } \sigma_{b,adm} = 0.6 f_{c28} = 15 Mpa.$$

$$\sigma_b = 166.518 / 10^3 / (18740 + 15 * 48.06) = 8.56 kg/cm^2.$$

$$\sigma_b = 8.56 kg/cm^2 < \sigma_{adm} = 150 kg/cm^2. \dots \dots \text{vérifier.}$$

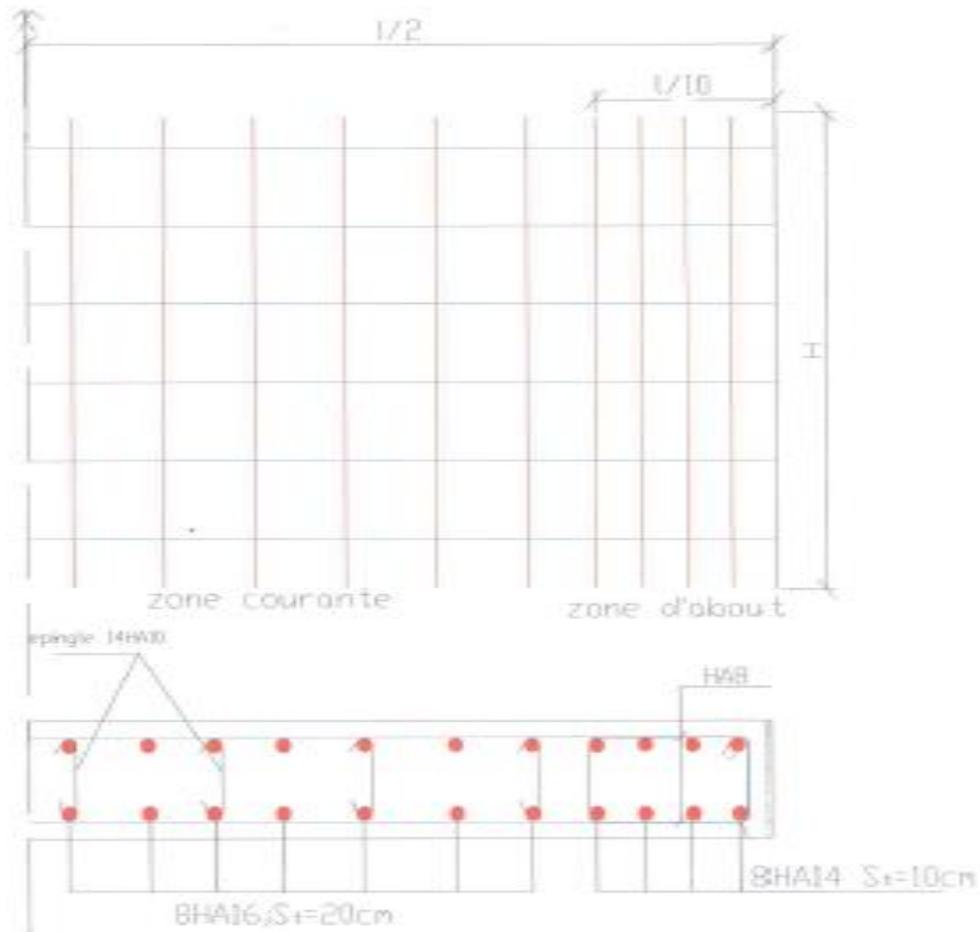


Figure 32 : Ferrailage voile

**Chapitre 9**

***ETUDE  
DE L'INFRASTRUCTURE***

**IX. Etude de l'infrastructure****IX.1.1 Introduction :**

Une fondation est destinée à transmettre au sol les conditions les plus favorables, les charges provenant de la superstructure.

En cas de séisme, les fondations exécutent un même mouvement de translation que le sol supporte.

Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît :

- La charge totale qui doit être transmise aux fondations (donnée au sol);
- Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

**IX.2 Choix du type de fondation :**

Le choix de type de fondation dépend de plusieurs critères à savoir :

- Nature du terrain ;
- Nature du sol ;
- Nature de l'ouvrage (groupe 2 notre cas) ;
- La nature et le poids de la superstructure ;
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction ;

-La qualité du sol de fondation;

Notre ouvrage étant réalisé en voiles porteurs, avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à **deux bars**, il y'a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Des semelles filantes (semelles sous murs).
- Un radier général.

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres.

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible = 2 bars) Sur le quel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface, nous a conduit dans un premier temps à considérer les semelles filantes comme solution.

**IX.2.1 Semelles filantes :**

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition :

$$\frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \bar{\sigma} \quad \text{Avec } \sigma_{sol} = 2 \text{ bars} = 20 \text{ t/m}^2$$

$$\Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$N_s = 2280.10T; \quad \sigma_{sol} = 20T/m^2 \quad S = 114.005m^2.$$

On a la surface du bâtiment est :  $S_{bat} = 25.00 \times 18.8 = 470m^2$

Le rapport  $S_s/S_{bat} = 0.242 = 24.2\% < 50\%$

**✓ Condition de non chevauchement avec les poteaux de la file parallèle :**

$$B \geq N_{se} / \sigma_{sol} \times L \quad \longrightarrow \quad 2280.10 / 25 \times 20 = 4.560m$$

Cette valeur est très grande par rapport aux dimensions entre les deux files parallèles de Certains poteaux. Donc il y aura chevauchement; on envisage comme solution pour la

fondation de notre projet : **le radier général.**

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la forte pression apportée par la structure;
- La réduction des tassements différentiels;
- Néglige les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol ;
- La facilité d'exécution.

### **IX.2.2 Etude du radier:**

Un radier est une fondation qui couvre une aire entière sous une superstructure, sur laquelle prennent appui les murs et les poteaux

#### **➤ Pré-dimensionnement du radier :**

##### **✓ L'épaisseur du radier :**

Condition de résistance au cisaillement :

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier.

D'après le règlement CBA9.

$$\tau = \frac{V_u}{b \cdot d} = 0,07 f_{cj} / \gamma_b$$

Où :  $V_u$  : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU.

$$\text{Avec: } v_u = \frac{q_u \times L_{max}}{2}$$

$L_{max}$  : la plus grande portée de la dalle = 4.8 m.

$b$  : désigne la largeur.

$\gamma_b = 1.15$ ;  $d = 0.9h$ ; et  $b = 1m$ .  $f_{c28} = 25.10^2 t/m^2$

$$\Rightarrow \tau = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2} \times \frac{1}{b \times 0.9h} \leq \frac{0.07 f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\Rightarrow h \geq \frac{N_u \cdot L_{max} \cdot \gamma_b}{0.9 \cdot 2 S_{rad} \cdot b \cdot 0.07 f_{cj}}$$

Pour :  $N_u = 4826.482T$  du bâtiment  $S_{rad} = 470 m^2$  du bâtiment  $L_{max} = 4.5m \Rightarrow h \geq 17 cm$

##### **✓ Condition forfaitaire:**

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$L_{max}/8 \leq h_r \leq L_{max}/5$$

Avec  $L_{max}$  : distance maximale entre deux files parallèles successifs = **4.5m**.

D'où  $56.25 \leq h_r \leq 90$  on adopte la valeur moyenne  **$h_r = 70cm$** .

##### **✓ Condition de la longueur élastique :**

$$L_e \geq \frac{2L_{max}}{\pi}$$

$L_e = \sqrt[4]{4EI/K \cdot b}$  : longueur élastique

$L_{max}$ : distance maximale entre deux voiles successifs est égale 5.15m

E: module d'élasticité du béton  $E = 32164195 \text{KN/m}^2$ .

I : inertie d'une bande d'un mètre de radier.  $I = bh^3/12 = 0.028 \text{m}^4$

$Le = 3.09 \text{m}$

K: coefficient de raideur du sol.

Pour un sol moyen ;  $K = 50000 \text{KN/m}^3$

b: largeur du radier

Avec:  $I = bh^3/12$

$$D'où : h_n \geq \sqrt[3]{\frac{3K \cdot 2L \cdot \max^4}{E \pi^4}} = 0.81 \text{m}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :  $h_n = 80 \text{ cm}$  pour nervure et  $h = 40 \text{ cm}$  pour la dalle d'après toutes ces conditions

### ✓ Vérification au poinçonnement :

Sous l'action des forces localisées, il y a lieu de vérifier la résistance du radier au poinçonnement par l'effort tranchant.

Cette vérification s'effectue comme suite ;  $N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$  , (Article A.5.2.4.2) C.B.A.

$N_u$  : la charge de calcul du poteau le plus sollicité =  $200.60 \text{T}$ .

$\mu_c$ : périmètre du contour cisailé =  $2(L + b + 2 \cdot h_r) = 2(3.75 + 0.2 + 2 \cdot 0.80) = 11.1 \text{m}$

$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b = 760.108 \text{T}$

$N_u = 200.60 \text{T} < 760.108 \text{T}$  on peut conclure qu'il n'y a pas de risque de rupture du radier par poinçonnement.

### ➤ Calcul de la surface minimal du radier:

La surface du radier doit être telle qu'elle puisse vérifier la condition suivante:

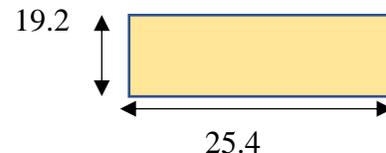
$$\sigma_{adm} > \frac{N_{ser}}{S} \text{ avec } \sigma_{adm} = 2 \text{bars} = 20 \text{t/m}^2.$$

$$N_s = (Q + G + \text{Gradier}) = (2280.15 \text{t}) + (0.8 \cdot 470 \cdot 2.5 \text{T/m}^3) = 3220.15 \text{t}$$

$$N_s = 3220.15 \text{T}.$$

$S \geq N_s / \sigma = 161.007 \text{m}^2$  C'est la surface minimale qu'occupe le radier.

Puisque la surface du bâtiment est supérieure par rapport à la surface nécessaire du radier, on va



**Figure 33 :** Dalle du radier

prévoir le débord selon la condition ci-dessous :

-L'emprise totale de l'immeuble est de :  $S_{bat} = 470 \text{m}^2 > S_{min} = 161.007 \text{m}^2$

-L'emprise totale avec un débordement de:

$$D(\text{débord}) \geq \max(h/2; 30 \text{cm})$$

$D = 40\text{cm}$

Donc  $S = 19.2 \times 25.4 = 487.68\text{m}^2$

$N_s/S = (G_{bat} + Q_{bat} + 2.5 \times 0.8 \times 487.68)/S$

$N_s/S = 6.647\text{T/m}^2 < \sigma_{adm} = 20\text{t/m}^2$ . La condition est vérifiée

➤ **Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :**

La vérification de radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$W \geq F_s \times \delta \times S_r \times Z$$

Avec :  $W = W_{bat} + W_{rad} = 3263.78\text{t}$

$F_s = 1.5$  Coefficient de sécurité

$\delta = 1\text{t/m}^3$ : Poids volumique de l'eau

$Z = 2\text{m}$ : Hauteur d'ancrage du radier

$S =$  surface du radier.

$$F_s \times \delta \times S_r \times Z = 1475.44\text{t} < W \geq F_s \times \delta \times S_r \times Z \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la stabilité (ou la contrainte du sol)**

Sous l'effet de charge horizontales (forces sismiques), il y'a développement d'un moment renversant.

A cet effet, les extrémités du radier doivent être vérifiées :

-Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison **(0.8G±E)**

-Aux contraintes de compression maximale avec la combinaison **(G+Q+E)**

➤ **Vérification au soulèvement : (0.8G±E)**

Pour faire la vérification en question, il faut définir ce qui suit :

$$\sigma_1 = N_s/S + M.V/I \quad \sigma_2 = N_s/S - M.V/I \quad \sigma_{moy} = 3\sigma_1 + \sigma_2/4 \leq \sigma_{adm} \text{ avec :}$$

$$I_y = (25.45^3 \times 19.25)/12 = 26443.13\text{m}^4; \quad V_y = 9.625\text{m}$$

$$I_x = (25.45 \times 19.25^3) = 15128.60\text{m}^4; \quad V_x = 12.725\text{m}$$

$$S = 25.45 \times 19.25 = 489.91\text{m}^2$$

Centre de gravité des masses du bâtiment (superstructure) donné par le logiciel ROBOT :

$$X_g = 12.50\text{m} \quad Y_g = 9.423\text{m}$$

➤ **Détermination de l'excentricité:**

$$e_x = V_x - X_g = 0.225\text{m} \quad \text{et} \quad e_y = V_y - Y_g = 0.187\text{m}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

	0,8G+E		0,8G-E	
	Longitudinale	Transversale	Longitudinale	Transversale
N(t)	2579,41	2316,3	1419,57	1405,59
M (t.m) =N*e	580,367	433,148	319,403	262,845
e(m)	0,225	0,187	0,225	0,187
I(m4)	15128,6	26443,13	15128,6	26443,13
σ1	5,753	4,886	3,166	2,965
σ2	4,777	4,57	2,629	2,773
σmoy	5,509	4,807	3,03175	2,917
σadm	20	20	20	20
<b>La condition</b>	<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>

Tableau 25 : vérification de soulèvement :

➤ **Vérification de stabilité au renversement :**

Elle est assurée si :  $e = M/N \leq L/4$  (RPA art.101.5)

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

	0,8G+E		0,8G-E	
	Longitudinale	Transversale	Longitudinale	Transversale
N(t)	2579,41	2316,3	1419,57	1405,59
M(t.m)	580,36725	433,1481	319,40325	262,84533
e=M/N	0,225	0,187	0,225	0,187
L/4	6,3625	4,8125	6,3625	4,8125
<b>Condition</b>	<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>

Tableau 26 : vérification de renversement

➤ **Vérification de compression : G + Q + E**

	G + Q + E	
	Longitudinale	Transversale
N(t)	3000,07	2711,85
M (t.m) =N*e	675,01575	507,11595
e(m)	0,225	0,187
I(m4)	15128,6	26443,13
σ1	9,399	8,882
σ2	7,8	8,309
σmoy0	8,99925	8,73875
σadm	20	20
<b>La condition</b>	<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>

Tableau 27 : Vérification de compression

Alors toutes les conditions de stabilités sont vérifiées pour les deux combinaisons.

**IX.2.3 Ferrailage radier:**

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges, donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL91.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé et émergé en eau douce.

**IX.2.3.1 Méthode de calcul :**

Notre radier comporte des panneaux de dalles appuyées sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie.

Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unité et ont pour valeurs :

-Dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x q L_x^2$

-Dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y q L_y^2$

Les valeurs de  $\mu$  ont pour fonction  $\rho = l_x/l_y$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés au niveau des appuis, d'où on déduit les moments en travée et ceux sur appuis.

-Si le panneau considéré est continu au-delà des appuis (panneaux intermédiaire)

- Moment en travée :  $M_{tx} = 0.75M_x$ ;  $M_{ty} = 0.75M_y$
- Moment en appui :  $M_{max} = 0.5M_x$ ;  $M_{ay} = 0.5M_y$

-Si le panneau considéré est un panneau de rive :

- Moment en travée :  $M_{tx} = 0.85M_x$ ;  $M_{ty} = 0.85M_y$
- Moment en appui :  $M_{max} = 0.3M_x$ ;  $M_{ay} = 0.3M_y$

-Le calcul se fera pour le panneau le plus sollicité uniquement. Ce dernier a les dimensions comme suit :  $L_x = 3.55m$  et  $L_y = 4.50m$

Le rapport entre la plus petite dimension du panneau et la plus grande est supérieure à « **0.40** »

**IX.2.3.2 Evaluation des charges et surcharges :**➤ **Les valeurs des charges ultimes :**❖ **L'ELU:**

$$q_u = (N_u + 1.35G_{rad}) / S_{rad} = 9.38T/m$$

❖ **L'ELS:**

$$q_{ser} = 8.85T/m$$

✓ **Calcul des efforts à l'ELU :**

$$\rho = l_x/l_y = 3.55/4.5 = 0.79 > 0.4$$

$$\mu_x = 0.0573 = 0.084$$

$$\mu_y = \rho^3(1.9 - 0.9\rho) = 0.59$$

$$M_x = \mu_x q L_x^2 = 9.93t.m$$

$$M_y = \mu_y M_x = 5.86 \text{ t.m}$$

**a-Sens x-x:**

$$M_{tx} = 0.75 M_x = 7.45 \text{ t.m}$$

$$M_{max} = 0.5 M_x = 4.96 \text{ t.m}$$

**b-Sens y-y:**

$$M_{ty} = 0.75 M_y = 4.39 \text{ t.m}$$

$$M_{may} = 0.5 M_y = 2.93 \text{ t.m}$$

✓ **Calcul des efforts à l'ELS :**

$$\mu_x = 0.0650$$

$$\mu_y = 0.6841$$

$$M_x = \mu_x q L^2 = 7.68 \text{ t.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 5.255 \text{ t.m}$$

**a-Sens x-x:**

$$M_{tx} = 0.75 M_x = 5.76 \text{ t.m}$$

$$M_{max} = 0.5 M_x = 3.84 \text{ t.m}$$

**b-Sens y-y:**

$$M_{ty} = 0.75 M_y = 3.94 \text{ t.m}$$

$$M_{may} = 0.5 M_y = 2.21 \text{ t.m}$$

➤ **Calcul ferrailage:**✓ **A l'ELU:****En travée:**

	M(travée)	D(cm)	$\mu$	$\alpha$	Z	As'(cm <sup>2</sup> )	As	Aadoptée	Amin
Sens X	7.45	35	0.042	0.053	34.26	0	6.24	12.32	4.23
Sens Y	4.39	35	0.025	0.032	34.55	0	3.65	9.05	4.23

On adopte **8HA14 = 12.32cm<sup>2</sup>** sens X et **8HA12 = 9.05cm<sup>2</sup>** sens Y

**A-En appui:**

	M(travée)	D(cm)	$\mu$	$\alpha$	Z	As'(cm <sup>2</sup> )	As	Aadoptée	Amin
Sens X	4.96	35	0.028	0.035	34.51	0	4.13	9.05	4.23
Sens Y	2.93	35	0.016	0.02	34.70	0	2.43	9.05	4.23

On adopte **8HA12 = 9.05cm<sup>2</sup>** sens X et **8HA12 = 9.05cm<sup>2</sup>** sens Y

**A l'ELS:**

**En travée:**

	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma'_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma'_s$ (kg/cm <sup>2</sup> )
Sens X	105462.56	150	74.48	1590.77	2020
Sens Y	105462.56	150	50.95	1088.46	2020

**En appui:**

	Mser	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma'_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma'_s$ (kg/cm <sup>2</sup> )
Sens X	3.84	100556.05	150	32.38	858.72	2020
Sens Y	2.21	100556.05	150	18.47	494.26	2020

➤ **Verification de l'effort tranchant:**

$$\bar{\tau}_u \leq \min (0.2f_c/1.5 ; 5 \text{ Mpa})$$

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

$$T_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2 + \rho} = \frac{9.38(3.55)^2}{2 + 0.79} = 42.37 \text{ T}$$

$$\tau_u = \frac{42.37 \cdot 10^4}{1000 \cdot 350} = 1.21 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{lim} = \min (3.33 \text{ Mpa}; 5 \text{ Mpa})$$

$$\tau_u = 1.21 \text{ Mpa} < \tau_{lim} = 3.3 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ V\u00e9rifi\u00e9e}$$

**IX.2.4 Le ferrailage de d\u00e9bord:**

On l'\u00e9tudie comme une console encast\u00e9e dans la nervure et libre dans l'autre cot\u00e9 qui charge avec la contrainte du sol.

b = 1m; h = 40cm; d = 35cm; L = 0.4 = m; fbc = 14.2Mpa.

**A l'ELU :**

On a :

$$q_u = 17.60 \text{ t/m}^2 \times 1 \text{ ml} \dots \dots \dots \text{pour } 1 \text{ m}$$

**Calcul des moments :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2}$$

$$M_u = \frac{17.60 \times 0.4^2}{2} = 1.41 \text{ t.m}$$

**Calcul de ferrailage :**

$$f_{bc} = 14.2 \text{ Mpa} \quad \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu = M_u / b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = 0.008 \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.01$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 34.86 \text{ cm}$$

$$A_s = M_u / Z \sigma_s = 0.845 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = (0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_e = 4.23 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4T14** par ml ( $A_s = 6.16 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de  $St = 20 \text{ cm}$

✓ **ELS:**

$$q_s = 12.83 \text{ t/m}^2 \times \text{ml}$$

$$M_s = q_s \cdot l^2 / 2 = 1.026 \text{ t.m}$$

$$\mu = M_u / b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = 0.005 \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.007$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 34.89 \text{ cm}$$

$$A_s = M_u / Z \sigma_s =$$

$$A_{min} = (0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_e = 4.23 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4T14** par ml ( $A_s = 6.16 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de  $St = 20 \text{ cm}$

**IX.2.5 Ferrailage de la nervure:**

➤ **Charges et surcharges:**

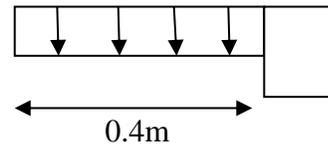
On suppose que la fondation est suffisamment rigide pour assurer que les contraintes varient linéairement le long de la fondation.

Dans ce cas on considère que les nervures sont appuyées au niveau des éléments porteurs de la superstructure et chargés en dessous par les réactions du sol.

✓ **Evaluation des charges:**

• **ELU**

Figure 34 : Débord



$$Q_u = \frac{qu l^2}{2+\rho} = 42.37T/m$$

- **ELS**

$$Q_s = 30.6t/m$$

- ✓ **Calcul des moments et des efforts tranchants :**

- **ELU:**

$$M_o = qu l^2/8 = 107.25t.m$$

$$M_t = 0.8M_o = 85.8t.m$$

$$M_a = 0.5M_o = 53.62t.m$$

$$T_u = qu * l/2 = 95.33.m$$

- **ELS**

$$M_o = qsl^2/8 = 77.46t.m$$

$$M_t = 0.8M_o = 61.97 t.m$$

$$M_a = 0.5M_o = 38.73t.m$$

$$T_u = qs * l/2 = 68.851t.m$$

- ✓ **Calcul ferrailage:**

- **ELU:**

	M (t.m)	$\mu$	$\alpha$	Z	As'(cm <sup>2</sup> )	As(cm <sup>2</sup> )	Aadoptée(cm <sup>2</sup> )	Amin(cm <sup>2</sup> )
travée	85.8	0.26	0.38	40.70	0	60.58	64.34	3.62
appui	53.62	0.16	0.22	43.77	0	35.20	39.27	3.62

On adopte **8HA32 = 64.34cm<sup>2</sup>** en travée et **8HA25 = 39.27cm<sup>2</sup>** sur appui

- **ELS:**

	Mser (t.m)	$\sigma'_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma'_s$ (kg/cm <sup>2</sup> )
travée	61.97	150	148.6	2200	2020
appui	38.73	150	92.90	2300	2020

$\sigma_s > \sigma'_s$  D'où il faut augmenter la section d'acier

On adopte **10HA32 = 80.32cm<sup>2</sup>** en travée et **10HA25 = 49.09cm<sup>2</sup>** en appui

- ✓ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = Vu/b \cdot d \leq \bar{\tau} = \min \{0.15f_c/28/\gamma_b ; 5\text{Mpa}\} = 2.5$$

$$\tau_u = 68.85 \cdot 3 / 7500 = 15.18 \text{kg/cm}^2 = 1.52 \text{Mpa} < 2.5 \text{Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

✓ **Armature de peau:**

$$H > 2(h - (f_e/10)) \dots\dots\dots H \geq 2(100 - (400/10)) = 120 \text{cm} > H = 105 \text{cm}$$

✓ **Escapement des armatures:**

• **Les armatures transversales:**

D'après le RPA99/2003, les armatures transversales ne doivent pas dépasser un espacement  $s_t$  de :

$$s_t \leq \min (h/2 ; 12\varnothing_L) = (105/2 ; 12 \cdot 2.5) \text{ On prend } s_t = 20 \text{cm en zone nodale.}$$

D'après le CBA93, l'espacement des armatures transversales ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes :

$$s_t \leq \min (15\varnothing_L ; 40 \text{cm} ; a+10) \text{ avec :}$$

$\varnothing_L$  = le plus petit diamètre d'armature longitudinale ;

a = le plus petit côté des dimensions transversales du poteau.

$$s_t \leq a \leq h/2 \text{ avec } (h = h_{\text{dalle}} + h_{\text{nervure}). \text{ On prend } s_t = 25 \text{cm}$$

Conclusion : d'après ces deux prescriptions, on adopte un espacement des armatures transversales dans les deux sens :

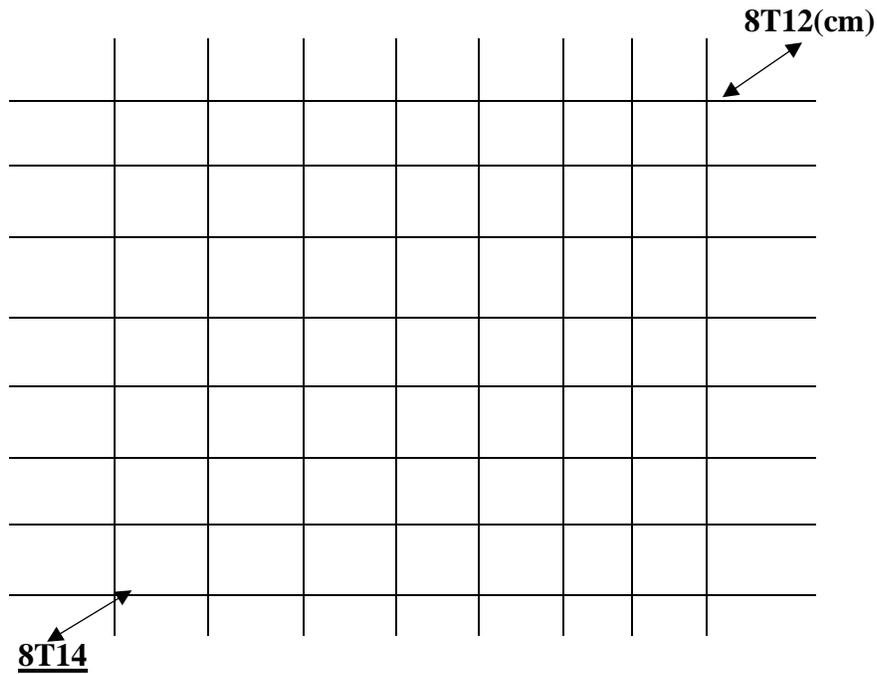
1-zone nodale :  $s_t = 20 \text{cm}$

2-zone courante =  $s_t = 25 \text{cm}$ .

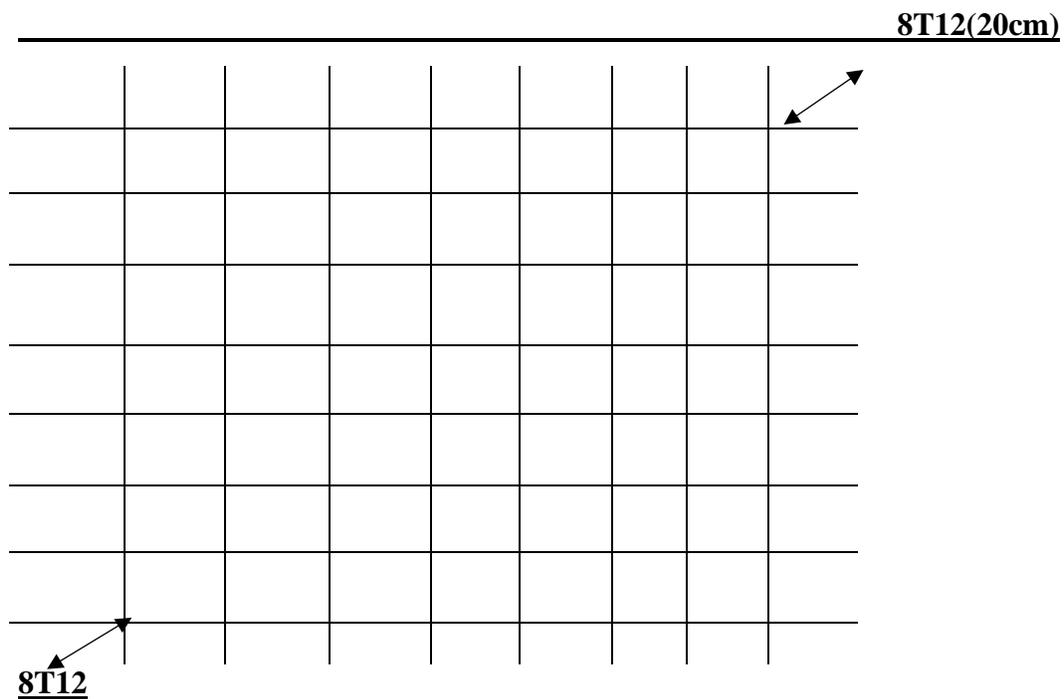
Armatures de répartitions :  $\varnothing_L \leq \min (\varnothing_L \cdot h/35 ; h/10)$ .

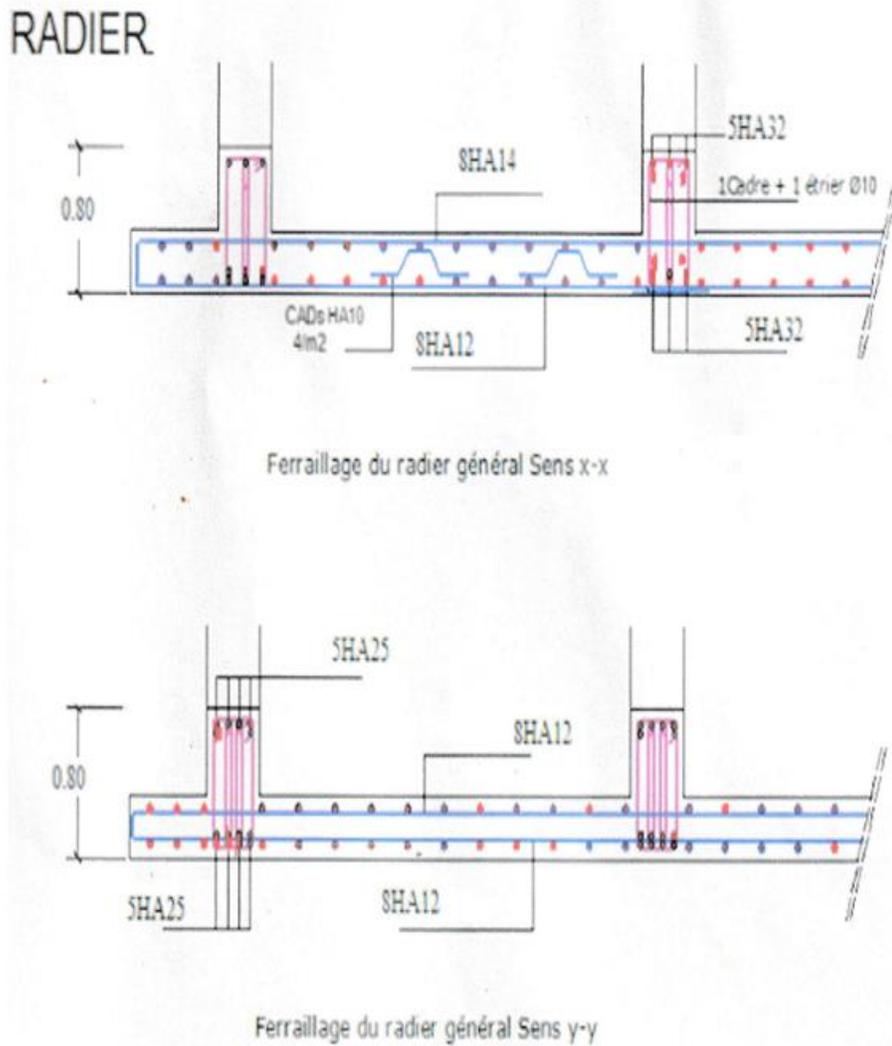
On prend  $\varnothing_L = 10$

**1-Nappe en travée**



**2-Nappe en appuis**





**Figure 35** : Schéma de ferrailage du radier

**IX.2.6 Voile périphérique:**

**IX.2.6.1 Dimensionnement :**

D'après le RPA99/2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

Epaisseur  $\geq 15\text{cm}$

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10% dans les deux sens.
- Un recouvrement de 40 pour les renforcements des angles.
- On adopte une épaisseur :  $e = 30\text{cm}$ .
- La hauteur de voile périphérique de :  $h = 4.68\text{m}$ .
- La longueur du panneau hauteur max :  $l = 4.2\text{m}$ .

**IX.2.6.2 Caractéristique du sol**

Poids spécifique :  $\gamma h = 18\text{kN/m}^2$

Angle de frottement :  $\theta = 9^\circ$

La cohésion :  $C = 0.4\text{bar}$

**IX.2.6.3 Evaluation des charges et surcharges :**

La voile périphérique est soumise à :

✓ **La poussée des terres:**

$$G = h * (\gamma * \text{tg}^2(\Pi/4 - \theta/2)) - 2 * c * \text{tg}(\Pi/4 - \theta/2)$$

$$G = 4.68 * (18.8 * \text{tg}^2(\Pi/4 - 9/2)) - 2 * 0.4 * \text{tg}(\Pi/4 - 9/2) = 46.67\text{kN/m}^2$$

✓ **Surcharge accidentelle:**

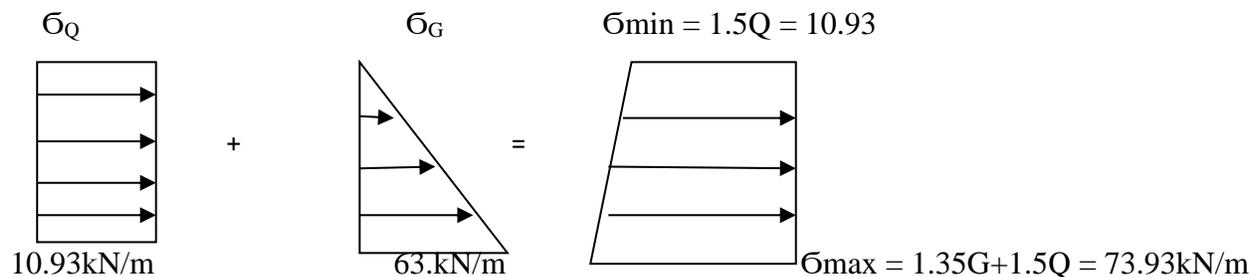
$$Q = q * \text{tg}^2(\Pi/4 - \theta/2) = 10 * \text{tg}^2(\Pi/4 - 9/2) = 7.29\text{kN/m}^2$$

**Ferraillage du voile :**

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

**ELU :**

Calcul à l'ELU :  $P_u = 1.35 * G + 1.5 * Q = 73.94\text{kN/m}$ .



**Figure 36 :** Diagramme des contraintes

$$\sigma_{moy} = (3\sigma_{max} + \sigma_{min})/4 = 58.18 \text{ kN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} * 1 \text{ ml} = 58.18 \text{ kN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont les suivantes

$$L_x = 3.55 \text{ m} ; L_y = 4.5 \text{ m.}$$

$$\rho = l_x / l_y = 3.55 / 4.5 = 0.78 > 0.4 \text{ Donc Le panneau travail dans les deux sens}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0584 \\ \mu_y = 0.854 \end{array} \right. \quad \text{annexe 3}$$

$$M_x = \mu_x * q_u * L^2 = 42.82 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y * M_x = 36.57 \text{ kN.m}$$

- Moment en travée :  $M_{tx} = 0.85 M_x = 36.40 \text{ kN.m}$
- Moment en appui :  $M_{max} = 0.5 M_x = 21.41 \text{ kN.m}$
- Moment en travée :  $M_{ty} = 0.85 M_{ty} = 31.08 \text{ kN/m}$
- Moment en appui :  $M_{max} = 0.5 M_x ; = 18.29 \text{ kN/m}$

Avec  $A_{min} = 0.1\% * b * h \dots \dots \dots$  condition exigée par le RPA.

Le ferrailage se fait pour une section  $(b * e) = (1.0 * 0.3) \text{ m}^2$

sens		Moment(kN.m)	Acal(cm <sup>2</sup> )	Amin(cm <sup>2</sup> )	Aadopté(cm <sup>2</sup> /ml)	Choix
x-x	travée	36.40	9.25	3.00	11.31	10T12
y-y		31.08	8.25	3.00	11.31	10T12
x-x	appui	21.41	4.98	3.00	5.65	5T12
y-y		18.29	4.85	3.00	5.65	5T12

**Tableau 28 :** section des armatures du voile périphérique

❖ **Espacement :**

$$\text{Armatures // } L_x : St \leq \min (3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} ; \text{ Soit : } St = 10\text{cm}$$

$$\text{Armatures // } L_y : St \leq \min (4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} ; \text{ Soit : } St = 10\text{cm}$$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 * b * d * f_c / f_e = 0.23 * 1 * 0.28 * 2.1 / 400 = 3.38 \text{ cm}^2$$

$$A_t > A_{min} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée.}$$

$$A_a > A_{min} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée.}$$

✓ **Calcul à l'ELS**

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0650 \\ \mu_y = 0.9841 \end{array} \right. \quad \text{annexe 3}$$

$$\sigma_{max} = 1 * G = 1 * 46.67 = 46.67 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = 1 * Q = 1 * 7.29 = 7.29 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = (3 \sigma_{max} + \sigma_{min}) / 4 = 36.82 \text{ kN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{moy} * l_{ml} = 36.82 \text{ kN/m}^2$$

$$M_x = \mu_x * q_s * L^2 = 30.16 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y * M_x = 29.59 \text{ kN.m}$$

- Moment en travée :  $M_{tx} = 0.85 M_x = 25.64 \text{ kN.m}$
- Moment en appui :  $M_{max} = 0.5 M_x = 15.08 \text{ kN.m}$
- Moment en travée :  $M_{ty} = 0.85 M_{ty} = 25.15 \text{ kN/m}$
- Moment en appui :  $M_{max} = 0.5 M_x ; = 14.79 \text{ kN/m}$

• **Vérification des contraintes:**

On doit vérifier :

Dans le béton :  $\sigma_{bc} = M_{ser} / I_x \times y < \sigma_{adm} = .6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Dans l'acier :  $\sigma_s = 15 M_{ser} / I (d-y) \leq \sigma_{adm} = \min \{ 2 * f_e / 3 ; 202 \}$

sens		Mser(kN.m)	$\sigma_b$ (Mpa)	$\sigma_b'$ (Mpa)	$\sigma_s$ (Mpa)	$\sigma_s$ (Mpa)	Observation
x-x	travée	25.64	5.12	15	11.31	142.56	Vérifiée
y-y		25.15	5.02	15	11.31	139.83	
appui		15.08	3.001	15	5.65	83.84	

**Tableau 29 :** résumé des résultats

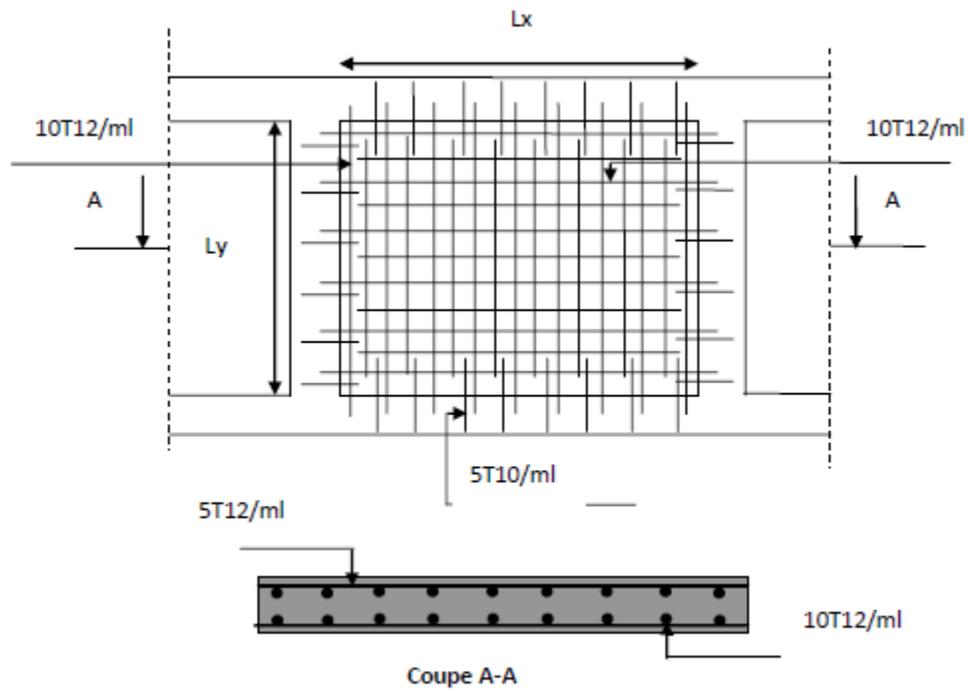


Figure 37 : Schéma de ferrailage du voile périphérique

## CONCLUSION

Dans le cadre de ce modeste travail, on a pu prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction. Il nous a aussi permis de comprendre plusieurs facettes du métier d'un master et d'utiliser le Logiciel ROBOT Version 19 pour dresser un modèle spatial de l'ouvrage.

Cette étude nous a permis d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus, et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure, ceci permet d'avoir un comportement proche de la réalité.
- La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques"
- L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux, ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
- La vérification des moments résistants au niveau des nœuds tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.
- Pour l'infrastructure, le radier est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.

Il est important aussi de souligner la nécessité de garantir une **meilleure qualité des matériaux** laquelle à son tour garantira la résistance de la structure, avec la mise en place des procédures de contrôle adéquates.

**ANNEXES :**

**Tableau des Armatures**  
(en Cm<sup>2</sup>)

<b>Ø</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>32</b>	<b>40</b>
<b>1</b>	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
<b>2</b>	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
<b>3</b>	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
<b>4</b>	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
<b>5</b>	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
<b>6</b>	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
<b>7</b>	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
<b>8</b>	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
<b>9</b>	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
<b>10</b>	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
<b>11</b>	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
<b>12</b>	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
<b>13</b>	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
<b>14</b>	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
<b>15</b>	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
<b>16</b>	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
<b>17</b>	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
<b>18</b>	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
<b>19</b>	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
<b>20</b>	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Annexe 3

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

***REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES***

- **BAEL91 :** (Béton armé aux états limites édition Eyrolles troisième tirage 1997)
- **DTR BC-2.48 :** Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/VERSION 2003)

Calcul des ouvrages en béton armé

- **DTR BC-2 .4:** Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).
- **DTR BC 2.2:** (Charges permanentes et surcharges d'exploitation ; édition 1989).
- **DTR BC 2.33.1** « Règles de calcul des fondations superficielles », édition 1992.
- Mémoires de PFE "Etude d'un bâtiment R+8+s-s". A. BISHARA, UBMA 2019.
- Cahiers de cours du module béton du cursus

○ **Autres documents consultés:**

- Cahier de cours des modules du cursus.
- MÉMOIRES des PFE MASTER 2 STRUCTURES.

○ **Logiciels utilisés:**

- Robot Millenium 2019
- Robot expert 2010
- Excel 2016
- Autocad 2018