

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITE BADJI MOKHTAR - ANNABA  
BADJI MOKHTAR – ANNABA UNIVERSITY



جامعة باجي مختار – عنابة

Faculté : SCIENCES DE L'INGENIORAT  
Département : GENIE CIVILE  
Domaine : SCIENCES ET TECHNOLOGIE  
Filière : MASTER II

## Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master

### Thème:

**ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE D'HABITATION (R+5) + s-sol »**

Présenté par : *MERABET HOURIA*  
*BOUARGOUB NADIA*

Encadrant :

*Dr A. HAMMOUDA*

Grade

MC A

Université

Badji mokhtar Annaba

### Jury de Soutenance :

<b>GOUASMIA A/HACINE</b>	PR	Badji mokhtar Annaba	Président
<b>HAMMOUDA A/ AZIZ</b>	MC A	Badji mokhtar Annaba	Encadrant
<b>SELOUGHA MOKHTAR</b>	MAA	Badji mokhtar Annaba	Examineur

Année Universitaire : 2019/2020

# REMERCIEMENTS

*Nous remercions, en premier lieu, notre dieu qui a bien voulu nous donner la force pour effectuer le présent travail.*

*Nous tenons à remercier notre promoteur **HAMMOUDA A/ AZIZ** pour ses orientations et ses conseils durant l'évolution de ce travail*

*Comme nous tenons à remercier tout ceux qui de loin et près ont contribué à finaliser ce modeste travail.*

*Enfin remercions nos enseignements, nos camarades ainsi que tous ceux qui ont participé à notre formation*

# SOMMAIRE

N	Désignations	Page
<b>CHAPITRE I : présentation du projet et hypothèses</b>		
I.1	Introduction (conception architecturale du bâtiment) : • Vues en plan, façades et Coupe (en élévation)	01
I.2	Présentation du bâtiment à étudier : • Caractéristiques géométriques • Conditions d'environnement : site & sol	04
I.3	Règlements techniques règlementaires	04
I.4	Eléments de construction	04
I.5	Charges permanentes et charges d'exploitation	04
I.6	Combinaisons de charges	07
I.7	Matériaux : caractéristiques mécaniques	07
I.8	Conception de la structure porteuse : portiques + voiles	10
I.9	Logiciel de calcul de la structure utilisé	10
<b>CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments de structure</b>		
II.1	<b>Introduction</b>	12
II.2	<b>Pré-dimensionnement des éléments porteurs (superstructure):</b> II.2.1 Planchers II.2.2 Poutres II.2.3 Poteaux II.2.4 Voiles II.2.5 Volées d'escalier	12
II.3	<b>Evaluation des charges et tableaux : G &amp; Q</b> II.3.1 Charges permanentes G II.3.2 Charges d'exploitation Q II.3.3 Synthèses	19
II.4	<b>Descente des charges</b>	22
<b>Chapitre III : Etude des planchers</b>		
III.1	Introduction	29
III.2	Classification des planchers	29
III.3	Méthode de calcul	29
III.4	Dimensionnement des poutrelles	31
III.5	Les différents types des poutrelles	31
III.6	Evaluation des charges	32
III.7	Plancher terrasse	32
III.8	Plancher étage courant	38
III.9	<b>Ferraillage des poutrelles</b>	43
III.10	<b>Ferraillage de la dalle de compression</b>	46
<b>Chapitre IV : Etude des éléments secondaires</b>		
IV.1	Acrotère	49
IV.2	Escaliers	53
IV.3	Poutre palière	58
IV.4	Balcon	62
<b>Chapitre V : Etude Sismique</b>		
V.1	Introduction	68
V.2	Choix de la méthode de calcul 1. <b>Méthode statique équivalente</b> 2. <b>Méthode d'analyse modale spectrale</b> 3. <b>Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :</b>	68
V.3	Classification de l'ouvrage selon le RPA 99 version 2003	69
V.4	Condition d'application de la méthode statique équivalente	69
V.5	Condition d'application de la méthode d'analyse modale spectrale	69
V.6	Évaluation de la force sismique	70
V.7	Poids total de la structure	75

<b>V.8</b>	Vérification des modes	76
<b>V.9</b>	Calcul de l'effort sismique à la base	78
<b>V.10</b>	Stabilité General	79
<b>V.11</b>	<b>Vérification Vis A Vis Les Déformations</b>	80
<b>V.12</b>	Vérification de l'effet P- $\Delta$	81
<b>V.13</b>	Vérification spécifiques	81
<b>V.14</b>	justification des poteaux vis-à-vis des sollicitations tangentés	82
<b>V.15</b>	Conclusion	82
<b>Chapitre VI : Etudes des éléments structuraux</b>		
<b>VI.1</b>	Introduction	83
<b>VI.2</b>	Ferraillage des poteaux	83
<b>VI.3</b>	Ferraillage des poutres	90
<b>VI.4</b>	Ferraillage des voiles	98
<b>Chapitre VII : Etudes des fondations</b>		
<b>VII.1</b>	Introduction	109
<b>VII.2</b>	Calcul du radier	109
<b>VII.3</b>	Ferraillage du radier	116
<b>VII.4</b>	Ferraillage du voile périphérique	117
	Conclusion...	129
	Annexe	130
	Bibliographie	132

# LISTE DES TABLEAUX

N	Désignations	Page
Tableau I.7.1	Résistances mécaniques du béton	07
Tableau I.7.2	Barres lisses	09
Tableau I.7.3	barres à haute adhérence (HA)	09
Tableau I.7.4	Treillis soudés	15
Tableau II .1	Dimensionnement des poutres	16
Tableau II .2	vérification au flambement	19
Tableau II.3 .1	Charge permanente due aux planchers terrasse	19
Tableau II.3.2	Charge permanente due aux planchers courants	20
Tableau II.3.3	Charge permanente du mur en double cloison (15-5-10).	20
Tableau II.3.4	Charge permanente du mur en simple paroi	20
Tableau II.3.5	Charge permanente due à la dalle pleine	21
Tableau II.3.6	Evaluation des charges et surcharges pour le palier	21
Tableau II.3.7	Evaluation des charges et surcharges pour la volée	22
Tableau II.4.1	Surfaces revenant à chaque poteau central	23
Tableau II.4.2	Charges et surcharges revenant au poteau	24
Tableau II.4.3	Règle de dégression adopté	24
Tableau II.4.4	Dégression pour les différents poteaux	26
Tableau II.4.5	Résultats des sections pour les poteaux centraux	26
Tableau II.4.6	Résultats des sections pour les poteaux de rive	26
Tableau II.4.7	Résultats des sections pour les poteaux d'angle	32
Tableau III.1	Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.	32
Tableau III.2	les moments sur appuis	32
Tableau III.3	les moments en travée	32
Tableau III.4	Efforts tranchants	52
Tableau IV.1	Dimensionnement des volées	53
Tableau IV.2	charge équivalente, moment isostatique et effort tranchant	54
Tableau IV.3	charge équivalente ferrailage longitudinal des volées	56
Tableau IV.4	L'espacement entre les armatures des volées	56
Tableau IV.3	charge équivalente ferrailage longitudinal des volées	57
Tableau IV.4	Vérification de la contrainte de cisaillement	57
Tableau IV.5	Vérification de la contrainte de cisaillement	57
Tableau IV.6	Les armatures de répartition	57
Tableau IV.7	L'espacement entre les armatures des volées	57
Tableau IV.8	Combinaisons des charges de la poutre palière	58
Tableau IV.9	Condition de non-fragilité de la poutre palière	58
Tableau V.1	Valeurs de T1 et T2	71
Tableau V.2	Valeurs de $\xi$ (%)	71
Tableau V.3	Valeurs du coefficient $C_T$	72
Tableau V.4	Vérification De La Période Fondamentale (Art 4.2.4.4)	72
Tableau V.5	Valeurs du coefficient de comportement R	73
Tableau V.6	Valeurs des pénalités $P_q$	74
Tableau V.7	Les modes propres	75
Tableau V.8	Valeurs du coefficient de pondération " $\beta$ " RPA99 Version 2003	76
Tableau V.9	Effort Sismique A La Base	78
Tableau V.10	Vérification des déplacements latéraux inter- étages	79
Tableau V.11	Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$	81
Tableau V.12	vérification de la contrainte	81
Tableau VI- 1	Contraintes caractéristiques du béton et de l'acier.	83
Tableau VI.2	les moments maximums (en travée et en appui)	84
Tableau VI.3	Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales	85
Tableau VI.4	Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales	85
Tableau VI.5	Tableau de ferrailage en travée et appui des poutres principales	86

<b>Tableau VI.6</b>	<b>Tableau de ferrailage en travée et appui des poutres secondaires</b>	<b>86</b>
<b>Tableau VI. 7</b>	<b>Vérification au cisaillement</b>	<b>86</b>
<b>Tableau VI.8</b>	<b>Résultats de calcul des armatures transversales</b>	<b>89</b>
<b>Tableau VI.9</b>	<b>Résultats de calcul des armatures transversales</b>	<b>89</b>
<b>Tableau VI.10</b>	<b>Sections d'armatures calculées</b>	<b>90</b>
<b>Tableau VI.11</b>	<b>Sections ferrailage adoptées</b>	<b>90</b>
<b>Tableau VI.12</b>	<b>résultats détaillées du ferrailage vertical des voiles</b>	<b>91</b>
<b>Tableau VI.13</b>	<b>résultats adaptation constructive</b>	<b>92</b>
<b>Tableau VI.14</b>	<b>résultats détaillées du ferrailage horizontal des voiles</b>	<b>93</b>
<b>Tableau VI.15</b>	<b>vérification des contraintes</b>	<b>94</b>
<b>Tableau VII.1</b>	<b>ferrailage du débordement du radier</b>	<b>115</b>
<b>Tableau VII.2</b>	<b>moment en appui et en travée du radier</b>	<b>116</b>

# LISTE DES FIGURES

N	Désignations	Page
Figure I.1	façade principale	01
Figure I.2	façade postérieure	01
Figure I.3	coupe de détail du complexe d'étanchéité	01
Figure I.4	vue en plan de la terrasse inaccessible	02
Figure I.5	position coupe a – a	03
Figure I.6	vue en plan de l'étage courant	03
Figure I.7 .1	Diagramme Contrainte déformations du béton	03
Figure I.7.2	Diagramme contrainte déformation d'acier	03
Figure I.8	Système porteur : portiques / voiles	10
Figure II.1	plancher à Corps creux	12
Figure II.2	Coupe transversale de la poutrelle	13
Figure II.3	Sens porteur des poutrelles X-X.	13
Figure II .4	coupe d'une poutrelle	14
Figure II.5	Coupe sur voile	16
Figure II .6	Schéma statique des volées	17
Figure II.7	Vu en plan des escaliers	18
Figure II.8	surface d'influence revenant à chaque poteau	22
Figure III.1	section en T de la poutrelle	31
Figure III.3	Diagramme des moments (plancher type 1)	33
Figure III.4	Diagramme effort tranchant ( plancher type 1)	33
Figure III.5	Diagramme des moments (plancher type 2)	35
Figure III.6	Diagramme effort tranchant ( plancher type 2)	35
Figure III.7	Diagramme des moments (plancher type 3)	37
Figure III.8	Diagramme effort tranchant (plancher type 3)	38
Figure III.15	Ferraillages des poutrelles	46
Figure III.16	Ferraillages de la dalle de compression	47
Figure IV.1	Coupe de l'acrotère	49
Fig. IV.2	Schéma ferraillage de l'acrotère	52
Figure IV- 5	diagramme M et T (volée 01)	55
Figure IV- 6	diagramme M et T (volée 02)	55
Figure IV- 7	diagramme M et T (volée 03)	56
Figure IV.8	ferraillage d'escalier	57
Figure IV.8	Schéma statique de la poutre palière.	58
Figure IV.9	ferraillage de la poutre palière	58
Figure IV.10	Balcon	62
Figure V.1	Disposition des voiles	74
Figure V-2	Vue de la structure 3D	76
Figure V-3	Vue en élévation (X.Z)/(X.Y)	77
Figure VI	Représente la zone nodale	78
Figure VII. 1	Schéma du Radier	114
Figure VII.2	ferroalliage adopté	114
Figure VII 2 .1	Schéma de la poussé appliqué sur les voiles	117

# LISTE DES SYMBOLES

<b>CPJ</b>	Ciment Portland à constituant secondaire	$\epsilon_i$	Allongement ou raccourcissement limite
$f_{cj}$	Résistance caractéristique du béton à la compression.	$\epsilon_s$	Allongement ou raccourcissement de l'acier.
$f_{c28}$	Résistance caractéristique du béton à la compression a 28 j	$\eta$	Coefficient de fissuration
$f_{tj}$	Résistance caractéristique du béton à la traction.	$f_{max}$	La flèche maximum à calculer pour une poutre
$\nu$	Coefficient de poisson.	$f$	La flèche admissible
$f_{bu}$	Contrainte ultime du béton	$G$	Poids propre
$\epsilon_{bc}$	déformation ultime du béton	$Q$	Surcharge d'exploitation
$\gamma_b$	Coefficient de sécurité pour le béton	$E$	action sismique
$\tau$	Contrainte ultime de cisaillement	$I$	Moment d'inertie
$\bar{\tau}_u$	Contrainte admissible de cisaillement	$b$	Largeur de la base de la poutre.
$E_b$	Contrainte admissible de cisaillement	$h$	Hauteur totale de la poutre.
$E_s$	module de déformation du béton	$Br$	Section réduite du poteau
$n$	module de déformation de l'acier.	$\alpha$	Coefficient réducteur
$E_{ij}$	Module de déformation instantanée	$\lambda$	Elancement
$E_{vj}$	Module de déformation longitudinale différée	$L_f$	Longueur du flambement
$f_e$	Limite d'élasticité garantie de l'acier	$L_0$	Hauteur d'étage.
$\gamma_s$	Coefficient de sécurité pour l'acier	$A_{min}$	Section d'armature minimale
$E_{ij}$	Module de déformation instantanée	$S_t$	Espacement entre barre transversale
$i_{min}$	Rayon de giration	$A_r$	Armature de répartition
$L$	Longueur de voile.	$\sigma_b$	Contrainte de calcul du béton
$e$	Épaisseur de voile.	$\sigma_s$	Contrainte de calcul de l'acier
$h_e$	Hauteur libre d'étage.	$q_e$	charge équivalente
$N_u$	Effort normal maximal a ELU	$M_{max}$	Moment fléchissant Isostatique maximum
$M_u$	Moment fléchissant a ELU	$M_t$	Moment fléchissant max sur travée
$T_u$	Effort tranchant a ELU	$M_a$	Moment fléchissant max sur appuis
$N_s$	Effort normal a ELS	$h_t$	Hauteur totale de la poutrelle
$M_s$	Moment fléchissant a ELS	$b_0$	Largeur de la poutrelle
$T_s$	Effort tranchant a ELS	$l_n$	Distance entre axe des poutrelles
$A_{sup}$	Section d'armature supérieure	$\phi_t$	Diamètre des armatures transversales
$A_{inf}$	Section d'armature inférieure	$V$	Force sismique total a la base
$T_1, T_2$	Période caractéristique associée à la catégorie du site	$\xi$	Le pourcentage d'amortissement critique
$A$	Coefficient d'accélération	$Q$	Facteur de qualité
$R$	Coefficient de comportement	$W$	Poids total de la structure
$D$	Facteur d'amplification dynamique moyen	$\beta$	Coefficient de pondération
$C_T$	Coefficient, fonction du système de contreventement	$\Delta k(x)$	Déplacement inter-étage dans le sens X
$h_n$	Hauteur en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.	$\Delta k(y)$	Déplacement inter-étage dans le sens Y
$\Delta$	Déplacement admissible inter-étage	$\gamma$	Poids volumique de la couche considérée.
$\delta_{ek}$	Déplacement dû à la force sismique $F_k$	$D$	Encastrement de la semelle.
$\rho$	coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.	$C$	Cohésion de la couche considérée.
$A_{vj}$	Armature de couture	$S_s$	La surface totale des semelles.
$\Omega$	Section transversale du voile.	$S_b$	La surface du bâtiment.
$L_t$	Longueur de la partie tendue du voile	$q_s$	Contrainte exercée par la semelle.
$A_{RPA}$	Armature minimale exigée par le RPA	$P_{ps}$	Poids propre de la semelle.
$d$	Hauteur utile	$P_{pa}$	Poids propre de l'amorce poteau.
$Z$	Bras de leviers	$P_{sol}$	Poids des terres au-dessus de la semelle.
$d'$	Distance d'enrobage.	$\sigma_{ref}$	Contrainte de référence
$A_d$	Armature diagonale du linteau	$l_s$	Longueur de scellement
$A_c$	Armature de peau	$\psi_s$	Coefficient de scellement
$q_a$	Contrainte admissible su sol	$C_v$	Coefficient
$S$	Tassement de fondation	$K_0$	Facteur d'influence
$S_{abs}$	Tassement absolue admissible	$h$	Épaisseur de la couche

# **CHAPITRE I**

## **Présentation du projet et hypothèses**

## I.1 Introduction (conception architecturale du bâtiment) R+5 avec sous sol

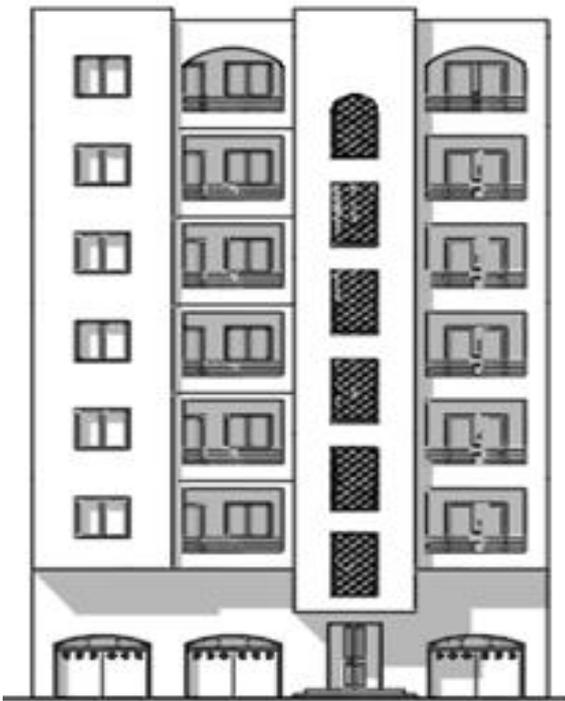


Figure I.1 : FACADE PRINCIPALE



Figure I.2 : FACADE POSTERIEURE

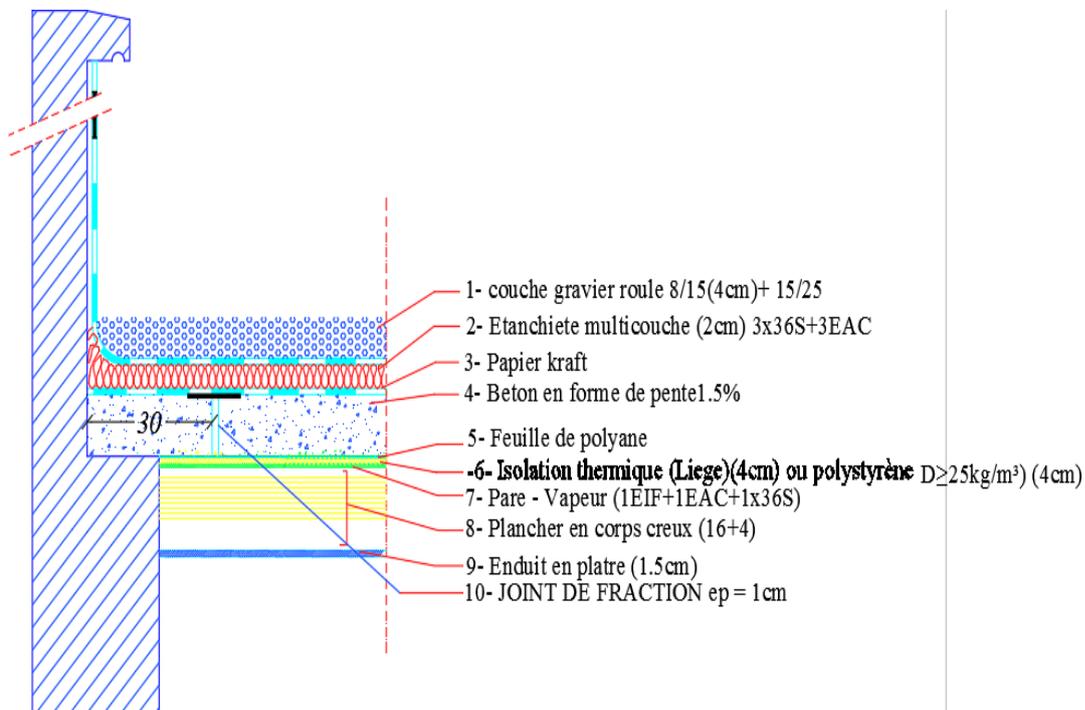
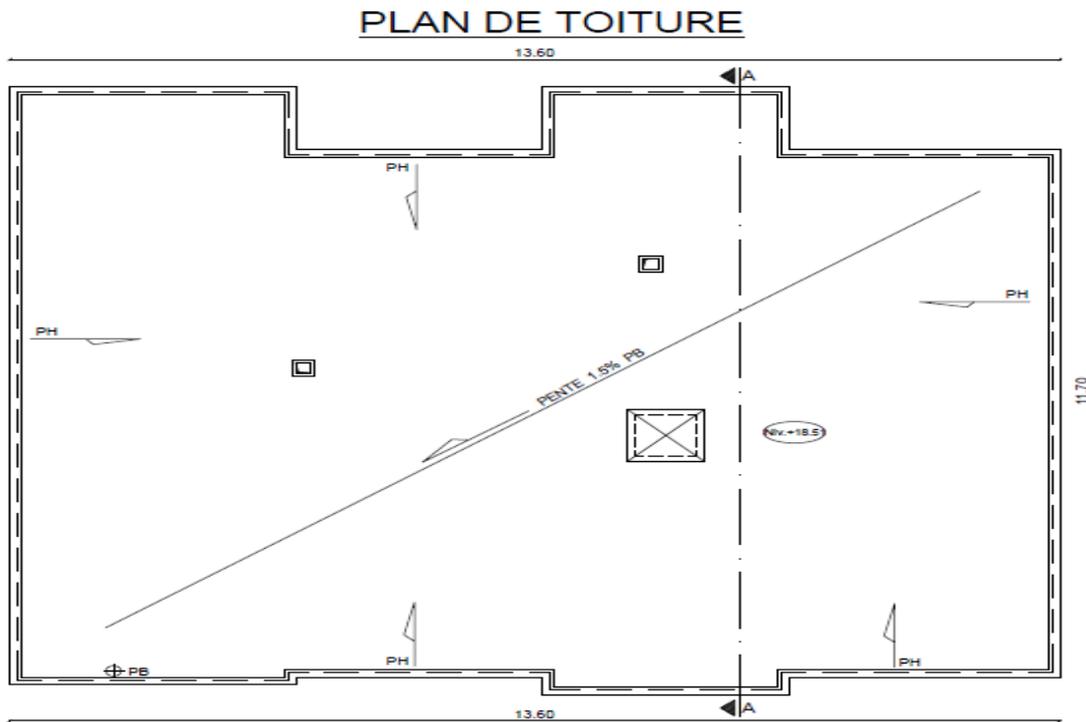
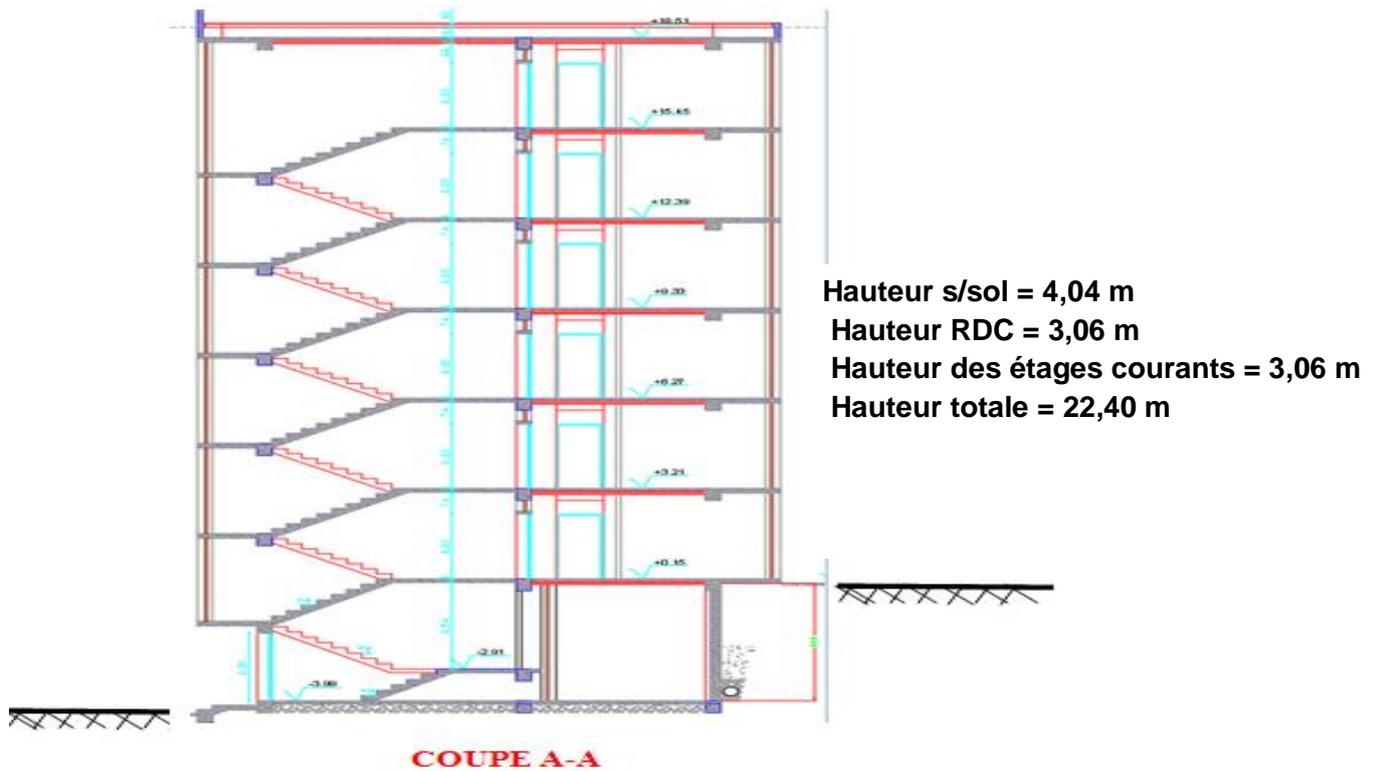


Figure I.3 : COUPE DE DETAIL DU COMPLEXE D'ETANCHEIT



**Figure I.4: VUE EN PLAN DE LA TERRASSE INACCESSIBLE**



**Figure I.5: POSITION COUPE A – A**

PLAN DU RDC au 5ème étage

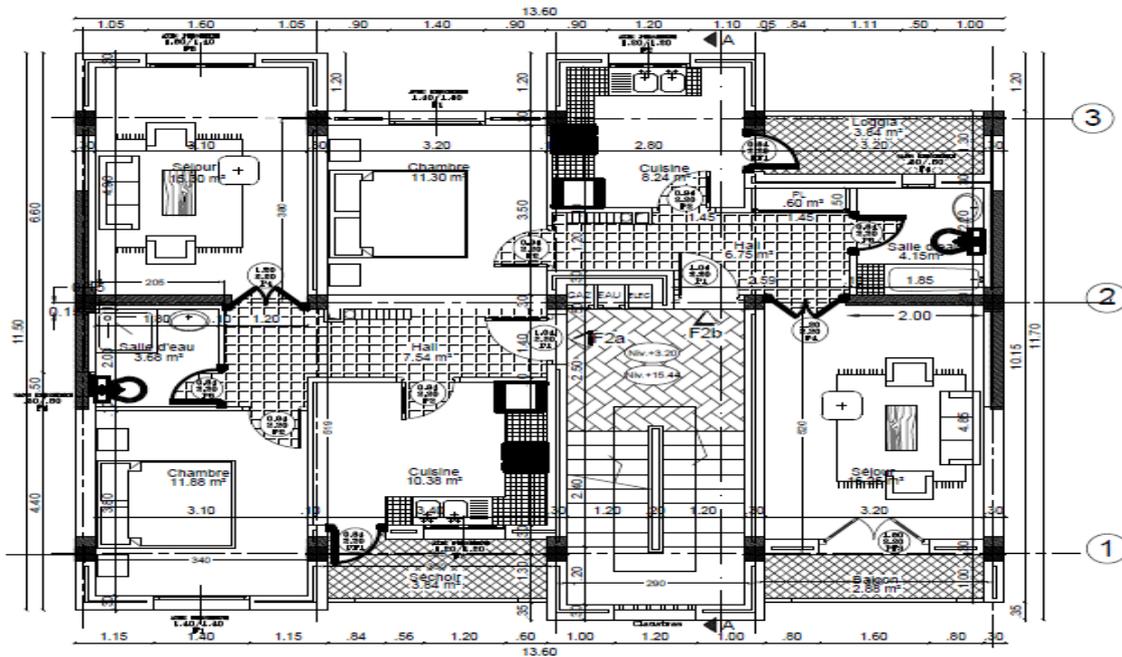


Figure I.6 : VUE EN PLAN DE L'ETAGE COURANT

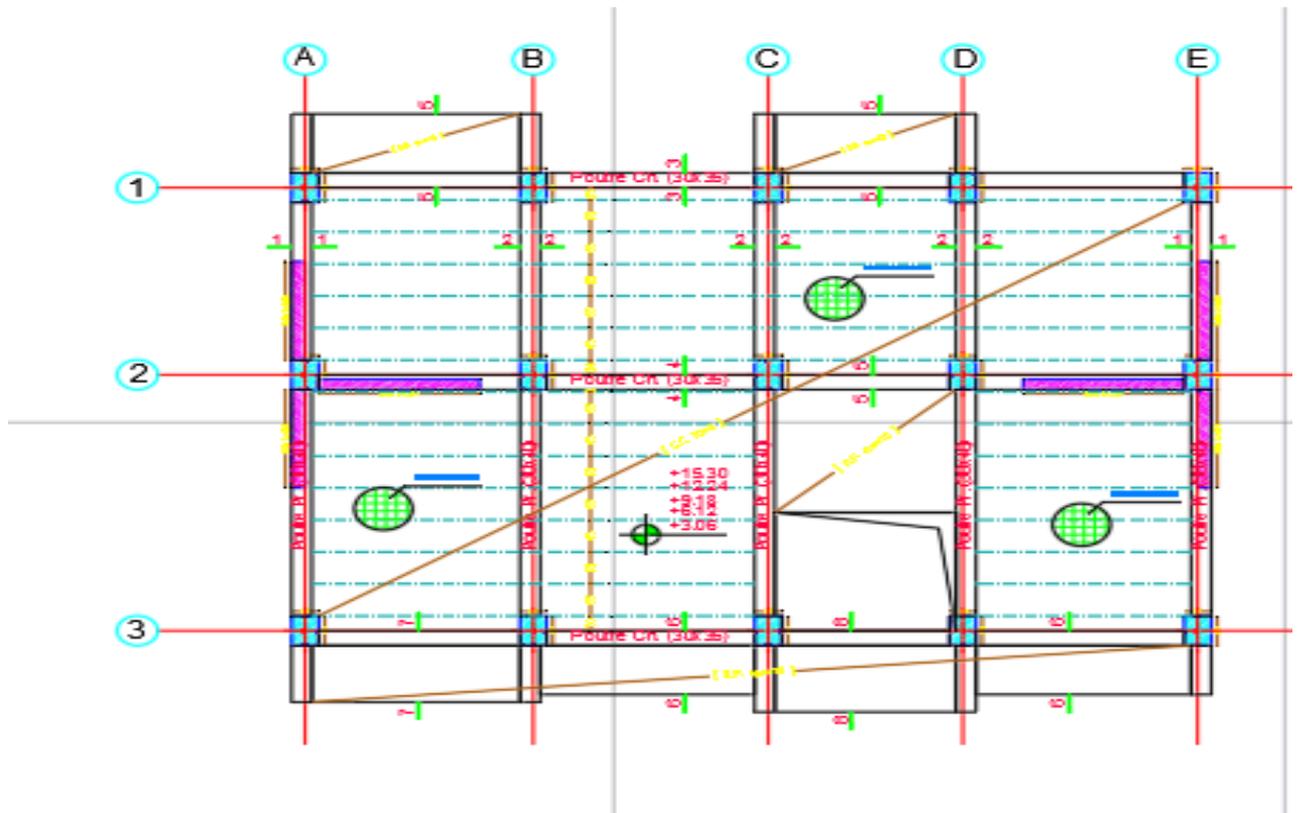


Figure I.7 : PLAN DE COFFRAGE L'ETAGE COURANT

## I.2 Présentation du bâtiment à étudier

Notre projet de fin d'étude consiste à calculer un bâtiment R+5 avec sous sol dont la structure porteuse sera en béton armé pour, d'une part, bénéficier des avantages qu'offre ce matériau et, d'autre part, tenir compte du fait que les entreprises de réalisation possèdent une réelle maîtrise de sa mise en œuvre.

Le béton armé est parmi les matériaux de construction le plus utilisé dans la plupart des constructions et s'avère économique. Il est le plus répandu dans notre pays du fait qu'on le trouve dans la majorité des structures d'ouvrages de génie civil. Le contreventement du bâtiment étudié est prévu en voiles et portiques.

Le site d'implantation est la ville d'Annaba, zone de sismicité moyenne **IIa**.

- **Groupe d'usage 2** : Habitation

Dimensions en plan : largeur = **11,50 m** ; longueur = **13,60 m**

Catégorie de site : **S3** (voir l'interprétation du rapport de sol) Spécificité du projet :

- Présence de décrochements en plan,
- Hauteur du sous sol > hauteur d'étage,
- Terrain en pente : angle talus =  $19^\circ$  (soit une pente = 35 %)

## I.3 Règles techniques réglementaires

Les règlements utilisés sont :

- DTR B.C.2.2: Charges permanentes et charges d'exploitation
- BAEL91 modifié 99
- CBA 93. : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé
- RPA99 -version 2003 : Règles parasismiques algériennes RPA 99 révisées 2003
- DTR B.C.2.33.1 Règles de calcul des fondations superficielles

## I.4 Eléments de construction

### 1. Les principaux éléments d'étude du projet :

- **Les fondations** (infrastructure), qui permettent la transmission au sol de fondation de toutes charges susceptibles de s'exercer sur la superstructure. Elles assurent la stabilité et la résistance du bâtiment sans poinçonner le sol ni provoquer des tassements inadmissibles.
- **La superstructure** : qui assure la stabilité aérienne de l'ouvrage, supporte toutes les charges appliquées et transmet aux fondations les sollicitations dues aux charges permanentes, charges d'exploitation, aux actions du vent et de la neige et aux actions.
- **Les murs porteurs** : qui peuvent être intégrés à la structure, ainsi que les poteaux, les poutres et les planchers qui définissent l'ossature.
- **Les cloisons** intérieures ou murs de refends, qui peuvent être parfois intégrés à la structure.
- Le système de circulation verticale : **escaliers**.

# CHAPITRE I : présentation du projet et hypothèses

---

- l'enveloppe, constituée de la façade, des pignons et de la toiture, qui sépare l'intérieur de l'extérieur de la construction et qui la protège des sollicitations diverses : pluie, vent, chaleur, froid, bruit, lumière solaire, ... etc. Elle joue un rôle fondamental dans les économies d'énergie.

## **2. Eléments de conception du bâtiment**

### **1. les planchers**

Nous avons utilisé un seul type de plancher : plancher à corps creux.

Les planchers à corps creux sont résistants, et assurent une bonne isolation thermique et phonique s'ils sont bien dimensionnés et bien réalisés avec des matériaux de qualité satisfaisant aux normes de construction.

Le plancher terrasse reçoit une forme de pente qui supportera un complexe d'étanchéité composé de différents corps afin d'assurer l'écoulement des eaux pluviales vers les descentes, une isolation thermique, un pare-vapeur, une étanchéité à l'eau et finalement une protection aux U.V en gravillons.

### **2. les contreventements**

Le contreventement est assuré par des voiles et des portiques en béton armé.

L'emplacement et le nombre des voiles seront fixés de manière à minimiser l'effet de la torsion sur le bâtiment en cas de séisme et à conférer au bâtiment une période propre acceptable pour éviter l'effet de résonance. Bien entendu, en prenant en compte le fonctionnement des espaces et la présence des ouvertures telles que projetées par l'architecte. Un schéma précisera la disposition qui sera arrêtée pour le projet.

### **3. les escaliers**

La conception retenue est proposée par l'architecte : dalles palières associées aux paillasses en béton armé.

### **4. la maçonnerie**

L'enveloppe extérieure isolant en double cloison en briques creuses: ép.=15+5+10 cm  
Les cloisons intérieures de séparation en briques creuses : ép. = 10 cm

### **5. les revêtements**

- Murs et plafonds : enduit au mortier de ciment,
- Sols : carreaux de granito,
- Escaliers : carreaux de marbre.

### **6. Les fondations :**

L'infrastructure est un système qui doit former un ensemble résistant et rigide. Cet ensemble devra être capable de transmettre les charges sismiques horizontales en plus des charges verticales, et de limiter les tassements différentiels éventuels. Le choix du système de fondation se fait en tenant compte de l'importance des charges ramenées par le bâtiment à travers les fondations et des caractéristiques géotechniques du sol (capacités de portance et de déformation). L'analyse du rapport de sol (voir copie du rapport en annexe) nous

permettra de choisir le type de fondation qui convient au mieux pour assurer la stabilité du bâtiment sans poinçonner le sol et sans négliger l'aspect économique.

### **Remarque sur les coffrages**

Les éléments structuraux « Poteaux, Poutres et les Voiles » sont réalisés par un coffrage métallique ou un coffrage en bois soigné. Pour les planchers corps creux et les escaliers, on utilise les coffrages en bois.

## **I.5 Les Charges**

Elles sont classées:

- En charges « statiques » : Les charges statiques comprennent le poids propre du bâtiment ainsi que celui des éléments principaux. Les charges statiques sont dans ce cas représentées essentiellement par les **charges permanentes G et les charges d'exploitation Q.**
- En charges dynamiques: Ce sont principalement les forces sismiques **E** et les charges de vent **V**.

Nous nous limitons à étudier les actions du séisme sur le bâtiment et faisons abstraction de l'étude des actions du vent.

- G, Q et E seront combinées suivant les indications réglementaires imposées par le CBA 93 fondé sur le calcul aux états limites.
- **Remarque** : dans notre cas l'action de la neige et de la température sont négligées (Annaba est une ville côtière qui lui correspond une charge de neige faible ; les dimensions du bâtiment ne générant pas d'effet de dilatation dû à la température). Généralement pour les ouvrages similaires à notre projet (ouvrage lourd) l'effet des actions sismiques sont déterminantes par rapport à celui du vent.

## I.6 Combinaisons de charges

Les sollicitations sont calculées en appliquant à la structure les combinaisons d'actions définies ci-après :

- Les combinaisons de calcul à l'état limite ultime de résistance « **E.L.U.R** » sont :

**1. Pour les situations durables :**

$$P1 = 1,35 G + 1,5 Q.$$

**2. Pour les situations accidentelles « séisme, choc... »**

$$P2 = G + Q \pm E.$$

$$P3 = G + Q \pm 1,2 E.$$

$$P4 = 0,8 G \pm E.$$

- **Les combinaisons de calcul à l'état limite service de résistance**

$$P5 = G + Q.$$

Avec

- **G** : Sollicitations dues aux charges permanentes.
- **Q** : Sollicitations dues aux charges d'exploitations.
- **E** : Sollicitations dues à l'action du séisme

## I.7 Matériaux : caractéristiques mécaniques / béton et acier à béton

### I.7.1. Le Béton

C'est un matériau composite, obtenu par un mélange étudié de granulats, sable, liant, eau et éventuellement d'adjuvants pour obtenir les propriétés désirées. C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics Il présente une très bonne résistance à la compression. Par contre, sa résistance à la traction est très faible.

- **Résistances mécaniques du béton :**

1. **La résistance à la compression  $f_{cj}$**  : caractéristique la plus importante, souvent utilisée pour caractériser un béton à 28 jours d'âge :  $f_{c28}$

Mesurée sur éprouvette normalisée, de forme cylindrique à base circulaire de diamètre  $\emptyset$  et de section droite 200 cm<sup>2</sup> La hauteur  $h = 2 \emptyset$  (élancement = 2).

A titre indicatif nous avons généralement

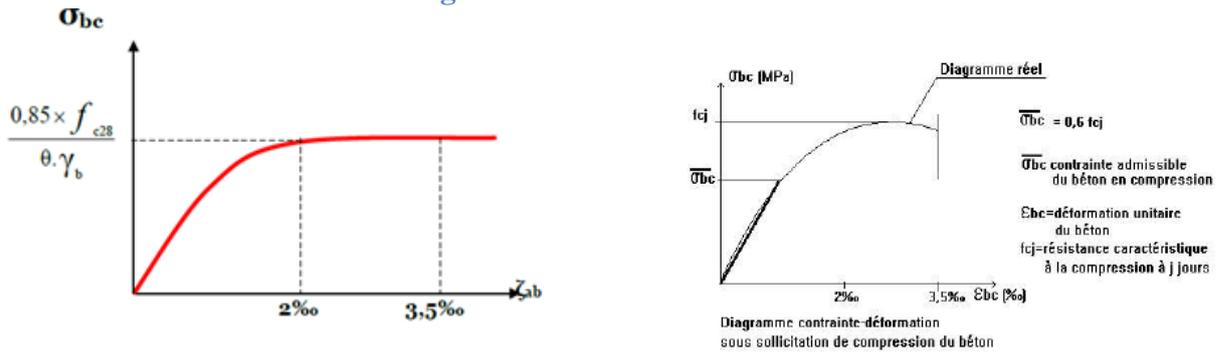
2. **La résistance à la traction  $f_{tj}$**  : se mesure généralement par essai de flexion sur une éprouvette de section carrée.

$f_{tj}$  s'exprime en fonction de  $f_{cj}$  par la formule suivante :  $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$

Age béton (j)	3	7	28	90
Ciment Protland normal	0,40	0,65	1,00	1,20
Ciment Portland HRI	0,55	0,75	1,00	1,15

Tableau I.7.1 : Résistances mécaniques du béton

- **Module de déformation longitudinale du béton :**



**Figure I.7.1 Diagramme Contrainte déformations du béton**

- Module élastique instantané varie avec l'âge du béton , le dosage et les caractéristiques mécaniques des agrégats . CBA93 propose :  $Ei = 11000^3 \sqrt{f_{c28}}$

Et pour le module différé :  $E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}}$

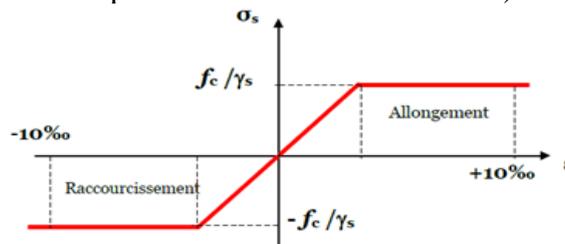
## I.7.2. Les Armatures

Les armatures résistent aux efforts de traction et sont donc disposées dans les zones tendues de la structure. Elles sont aussi prévues dans les parties comprimées. La quantité des armatures est calculée de façon à assurer la résistance aux charges déterminées tout en respectant la quantité minimale imposée par les règlements. Les armatures d'acier utilisées dans le béton armé sont fabriquées en barres laminées à chaud et en fils étirés à froids. On distingue généralement :

- Les barres droites lisses : diamètre 5 à 50 mm,
- Les barres droites à haute adhérence : diamètre 6 à 50 mm,
- fils à haute adhérence en couronne : diamètre 5 à 25 mm.

L'acier pour béton armé est défini par ses caractéristiques de forme, géométriques, mécaniques et technologiques. Les spécifications concernant les aciers sont détaillées dans les normes NF A 35-015 (aciers soudables lisses), NF A 35-080-1 (Aciers pour béton armé en barres et couronnes à verrous et empreintes), NF A 35-080-2 (treillis soudés)

Les aciers sont désignés par leur limite d'élasticité garantie  $R_e$  en MPa, leur nuance et leur forme (lisse, haute adhérence). La norme de référence des aciers pour l'armature du béton est la norme NF EN 10080 (Aciers pour l'armature du béton. Acier soudable pour béton armé. Généralités). La norme de référence pour les armatures du béton est la norme NF A 35-027 (Produits en acier pour le béton armé. Armatures).



**Figure I.7.2 Diagramme contrainte déformation d'acier**

## CHAPITRE I : présentation du projet et hypothèses

---

- Type d'acier utilisé pour notre projet:

Caractéristiques mécaniques	Barres lisses	Ø	
Nuance FeE	215		235
Limite d'élasticité (MPa)	215		235
Résistance à la traction (MPa)	330/410		410/490
Allongement à la rupture (%)	22		25

Tableau I.7.2 : Barres lisses

Caractéristiques mécaniques	Barres HA	Ø	
Nuance FeE	400		500
Limite d'élasticité (MPa)	400		500
Résistance à la traction (MPa)	480		550
Allongement à la rupture (%)	14		12

Tableau I.7.3 : barres à haute adhérence (HA)

Caractéristiques mécaniques	T.S
Nuance FeE	500
Limite d'élasticité (MPa)	500
Résistance à la traction (MPa)	550
Allongement à la rupture (%)	8

Tableau I.7.4 : Treillis soudés

### I.8 Conception de la structure porteuse : portiques + voiles

Le système porteur des charges permanentes et des charges d'exploitation est composé de portiques suivant les deux directions transversale et longitudinale. Les charges sismiques sont supportées par ces mêmes portiques et un ensemble de voiles transversaux et longitudinaux comme représentés sur le dessin ci-après. Cette conception de départ sera retenue à ce stade de l'étude. Elle sera affinée par la suite pour assurer une réponse du stade suivant tels que proposés par la conception architecturale

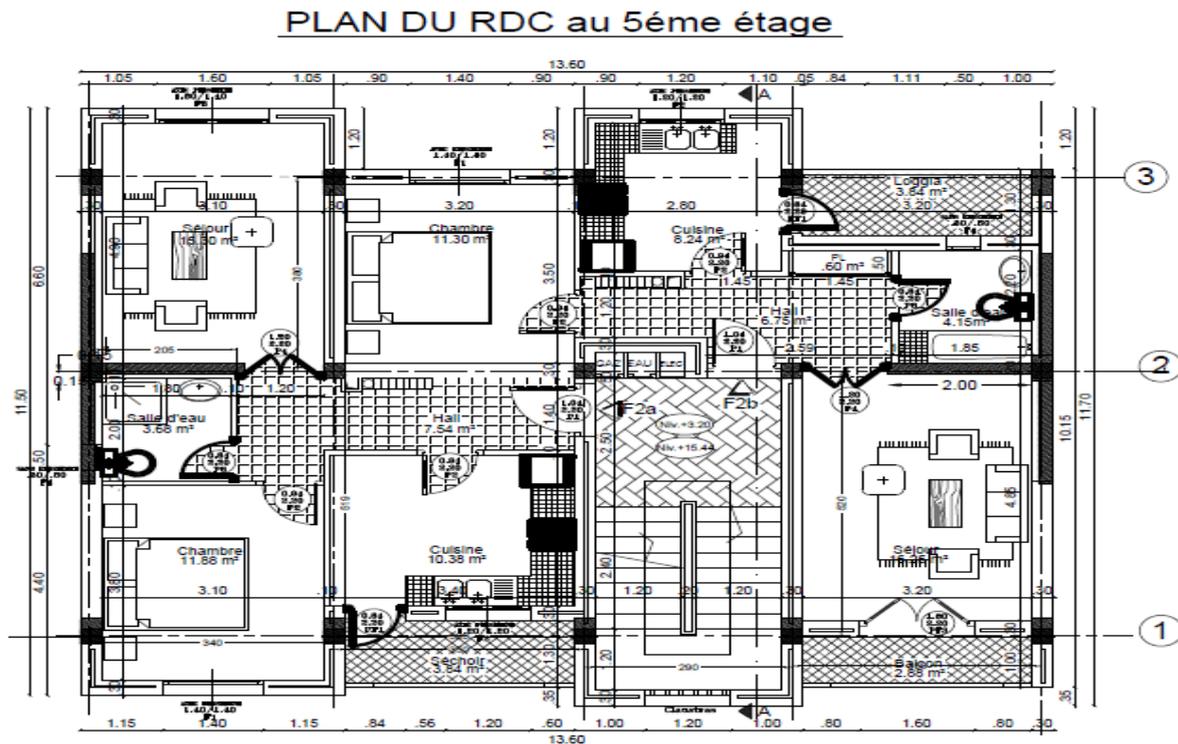


Figure I.8 Système porteur : portiques / voiles

### I.9 Logiciels utilisés

Les logiciels utilisés dans le cadre de ce projet sont :

- ROBOT 2018 : Pour la modélisation et l'analyse de la structure.
- EXPERT 2010: Pour le calcul du ferrailage.
- AUTOCAD 2018 : Pour le dessin des plans d'exécution.

# **CHAPITRE II**

**Pré dimensionnement des éléments de structure**

## II.1 Introduction

Le chapitre II est réservé au pré dimensionnement des éléments de structure. Le pré dimensionnement s'effectue en utilisant généralement des formules empiriques permettant d'avoir une idée sur les coffrages des organes de structure. Les dimensions ainsi trouvées seront ajustées pour obtenir des sections qui satisfassent les conditions réglementaires de résistance tout en respectant l'aspect économique. Le pré dimensionnement des éléments de structures est nécessaire pour la saisie de la structure dans le programme de calcul.

## II.2 Pré dimensionnement des éléments porteurs (superstructure)

### • II.2.1 Planchers

Les planchers sont des aires horizontales qui servent à limiter les étages, ils ont une épaisseur 'e' faible par rapport à leur dimension en plan, leur fonction principale est de résister aux charges et surcharges puis les transmettre aux éléments porteurs qui sont dans ce cas les portiques et voiles. Ce sont aussi des éléments de contreventement horizontal qui doivent être capables de distribuer, sans se déformer dans leur plan, les efforts sismiques aux voiles et portiques (éléments de contreventement verticaux).

Comme le bâtiment est à usage d'habitation on a opté pour des planchers à corps creux pour des raisons de résistance et d'isolation (thermique et phonique). Ils sont composés de :

- **Poutrelles** : éléments résistants du plancher supportant T.C et C.C
- **Eléments en corps creux (C.C)**: ayant un rôle de remplissage (éventuellement de résistance sous certaines conditions),
- **Table de compression (T.C)** : en béton armé généralement de treillis soudé, dont l'épaisseur  $h_0$  varie comme suit :  $4 \text{ cm} \leq h_0 \leq 6 \text{ cm}$ .

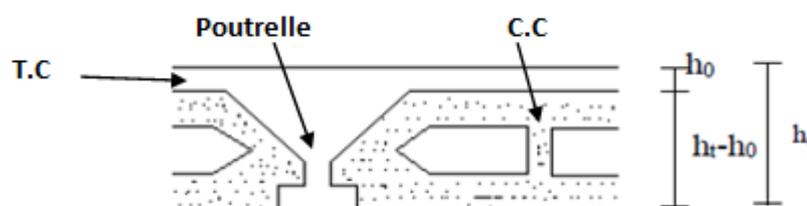


Figure II.1 : plancher à Corps creux

- **ht** : épaisseur totale du plancher.
- **L**: La plus grande portée entre nus d'appuis de la poutrelle.

## Pré dimensionnement des éléments de structure

- **Pré dimensionnement des poutrelles :** pour plancher (Corps Creux,) - L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de flèche :  
$$ht \geq \frac{L_{max}}{22.5} \dots \dots \dots \text{CBA93 (article B. 6. 8. 4. 2. 4) .}$$
- **$L_{max}$  :** la portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.
- **$ht$  :** Hauteur totale du plancher.
- $ht \geq \frac{L}{22.5}$  où  $L = 3.20\text{m}$   $\rightarrow ht > 14.22\text{ cm}$   $\rightarrow$  on retient un plancher **16+4**  
épaisseur de la table de compression = 4 cm et épaisseur du corps creux = 16 cm :

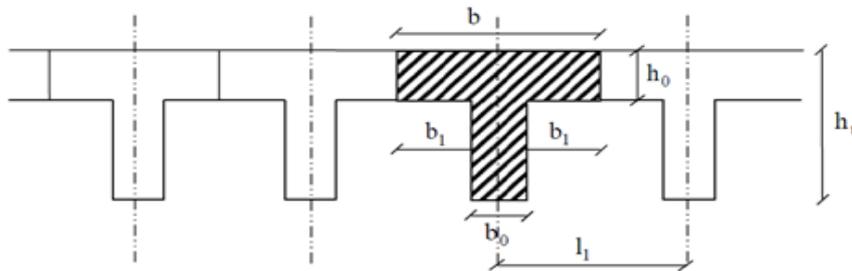


Figure II.2 : Coupe transversale de la poutrelle

- **Dimensionnement des poutrelles**

On définit les poutrelles comme des poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé ou précontraintes, formant l'ossature d'un plancher. Elles transmettent les charges et surcharges qui les sollicitent sur les traverses des portiques. On les calcule comme des poutres en T (voir Fig. II.2)

- **Disposition des poutrelles**

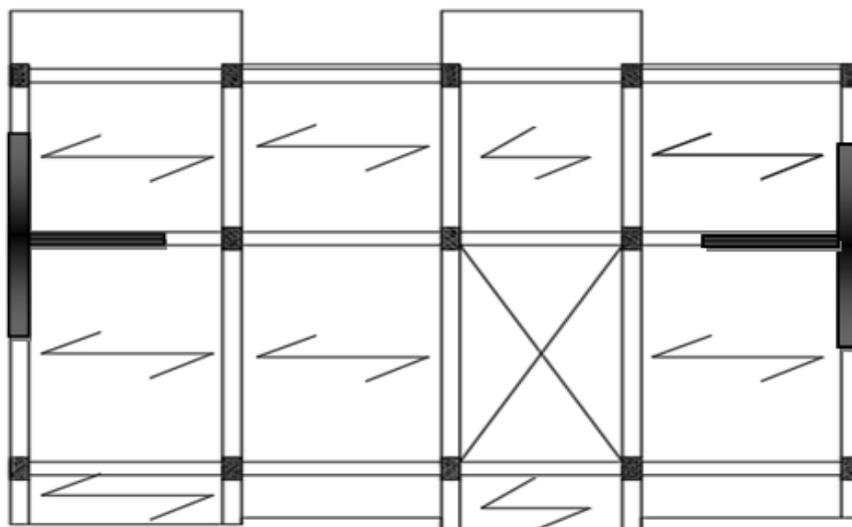


Figure II.3 : Sens porteur des poutrelles X-X.

## Pré dimensionnement des éléments de structure

---

- Détermination de la largeur de la table de compression :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{lx}{2}, \frac{ly}{10}\right)$$

**b** : largeur efficace.

**b<sub>0</sub>** : largeur de la poutrelle (généralement **b<sub>0</sub> = 10 cm**).

**lx** : distance entre nus d'appuis de poutrelles.

**ly** : longueur entre nus d'appuis de la travée minimale des poutrelles.

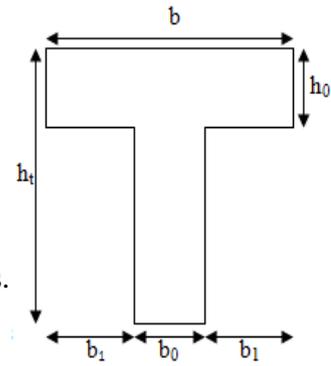


Figure II .4 coupe d'une poutrelle

### • II.2.2 Poutres

Les poutres ont des sections transversales soit rectangulaires ou carrées, satisfaisant les conditions suivantes.

- Critère de rigidité.
- Conditions du R.P.A 99 V2003

#### a. poutres principales [P.P]

**a.1 .Critère de rigidité** : d'après BAEL 91:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.4h \end{array} \right.$$

Avec:

**h** : Hauteur de la poutre principale.

**b** : largeur de la poutre.

**L<sub>max</sub>** : Portée maximale entre nus d'appui,  $L_{max} = 520 - 30 = 490 \text{ cm}$

Donc :  $\frac{490}{15} \leq h \leq \frac{490}{10} \Rightarrow 32.67 \text{ cm} \leq h_{pp} \leq 49 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit: } h_{pp} = 40 \text{ cm}$

Pour la largeur on prend **30 cm** qui correspond à l'épaisseur des murs périphériques en double paroi..

#### **Vérifications des conditions exigées par RPA99 V. 2003**

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{OK} \\ h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{OK} \\ \frac{b}{h} \leq 4 \Rightarrow \text{OK} \end{array} \right. \quad \text{les 3 conditions sont vérifiées}$$

Donc la section adoptée pour les poutres principales est **b x h = 30x40 cm<sup>2</sup>**

## b. Les poutres secondaires ou chaînages [P.S]

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, sens X. Leur hauteur  $h_{ps}$  est donnée par la vérification de la condition de flèche :

Si  $L_{max} = 350 - 30 = 320 \text{ cm}$ , alors :

$$\frac{320}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{320}{10} \Rightarrow 20.66\text{cm} \leq h_{ps} \leq 32\text{cm} \Rightarrow h_{ps} = 35 \text{ cm}$$

Pour la largeur de PS on prend  $b = 30 \text{ cm}$ .

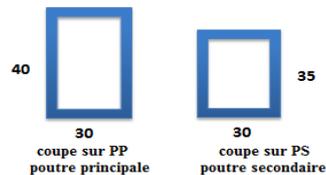
### Vérifications des conditions exigées par RPA99 V. 2003

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \Rightarrow \text{OK} \\ h \geq 30\text{cm} \Rightarrow \text{OK} \\ \frac{b}{h} \leq 4 \Rightarrow \text{Ok} \end{array} \right. \quad \text{les 3 conditions sont vérifiées}$$

Donc on adopte pour les poutres secondaires une section de  $30 \times 35 \text{ cm}^2$ .

Les sections des poutres sont résumées dans le tableau suivant :

Sens	Poutres	Section (cm <sup>2</sup> )
Parallèle à (YY)	Principales	<b>30 × 40</b>
Parallèle à (XX)	Secondaires	<b>30 35</b>



**Tableau II .1 Dimensionnement des poutres**

### • II.2.3. Poteaux:

Les poteaux sont des éléments porteurs, leur fonction principale est de reprendre les efforts dus aux charges du plancher ramenées par les poutres, et ensuite ils les transmettent aux fondations. Le pré-dimensionnement des poteaux est en fonction de la descente des charges, le dimensionnement retenu est celui du poteau le plus sollicité et doit satisfaire les conditions imposées par le RPA99/V2003, et le CBA 93.

D'après le RPA99/version 2003 pour la **Zone II** :

- $\min(b, h) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow \min(40, 40) \geq 25 \dots\dots\dots$  Vérifiée
- $\min(b, h) \geq h_e / 20 \Rightarrow \min(40, 40) \geq 15,30 \dots\dots\dots$  Vérifiée
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4b \Rightarrow \frac{45}{4} < h < 4 \times 45 \Rightarrow 0,25 < 1 \leq 4 \dots\dots\dots$  Vérifiée

Les plans d'architecture prévoient une section de poteaux constante sur toute la hauteur du bâtiment : **40 x 40 cm<sup>2</sup>**

# Pré dimensionnement des éléments de structure

## Dimensionnement selon BAEL 91

$\lambda \leq 50$  il n'y a pas un risque de flambement

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$$

$L_f$ =Longueur de flambement (cm)	$L_f = 0,7 H$	214,20
$I$ = Moment d'inertie (cm <sup>4</sup> )	$I = b \cdot h^3 / 12$	<b>213333,33</b>
$A$ =L'aire des poteaux (cm <sup>2</sup> )	$A = b \cdot h$	<b>1600,00</b>
$i$ =Rayon de giration ( cm)	$i = \sqrt{I/A}$	<b>11,55</b>
	$\lambda = L_f / i$	<b>18,55</b>
$\lambda < 50$ , il n' y a pas un risque de flambement		

**Tableau II .2 vérification au flambement**

### • II.2.4 Voiles de contreventement

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition suivante:

$$L \geq 4a \rightarrow a \leq L / 4 \text{ avec :}$$

$a$  : épaisseur du voile telle que  $a \geq h_e / 20$

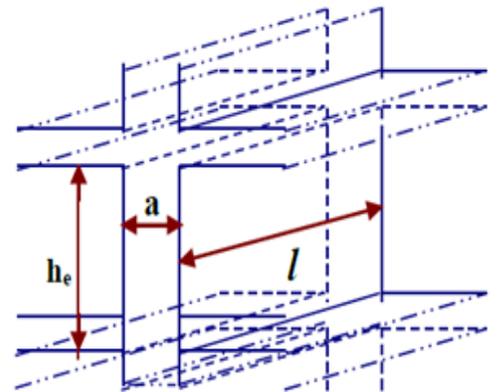
$L$  : largeur du voile

- Appliquée au niveau du sous sol on obtient :

$$a \geq \frac{414}{20} = 20.7 \text{ cm}$$

- Appliquée au niveau du rdc et des étages, on obtient

$$a \geq \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm soit } \Rightarrow = \mathbf{20cm}$$



**Figure II.5 : Coupe sur voile**

### • II.2.5 Escaliers

La conception des escaliers du bâtiment est prévue en volées droites et des dalles palières. Compte tenu de l'importance de la hauteur du sous sol le passage de ce dernier au RDC se fait par l'intermédiaire de trois volées et deux dalles palières. Pour les autres niveaux la relation verticale entre deux étages contigus se fait par deux volées et une dalle palière. Les marches ont une largeur de 30 cm et une hauteur de 18 cm. Ce qui correspond à un angle d'inclinaison de 31°.

## Pré dimensionnement des éléments de structure

- Schéma statique des volées

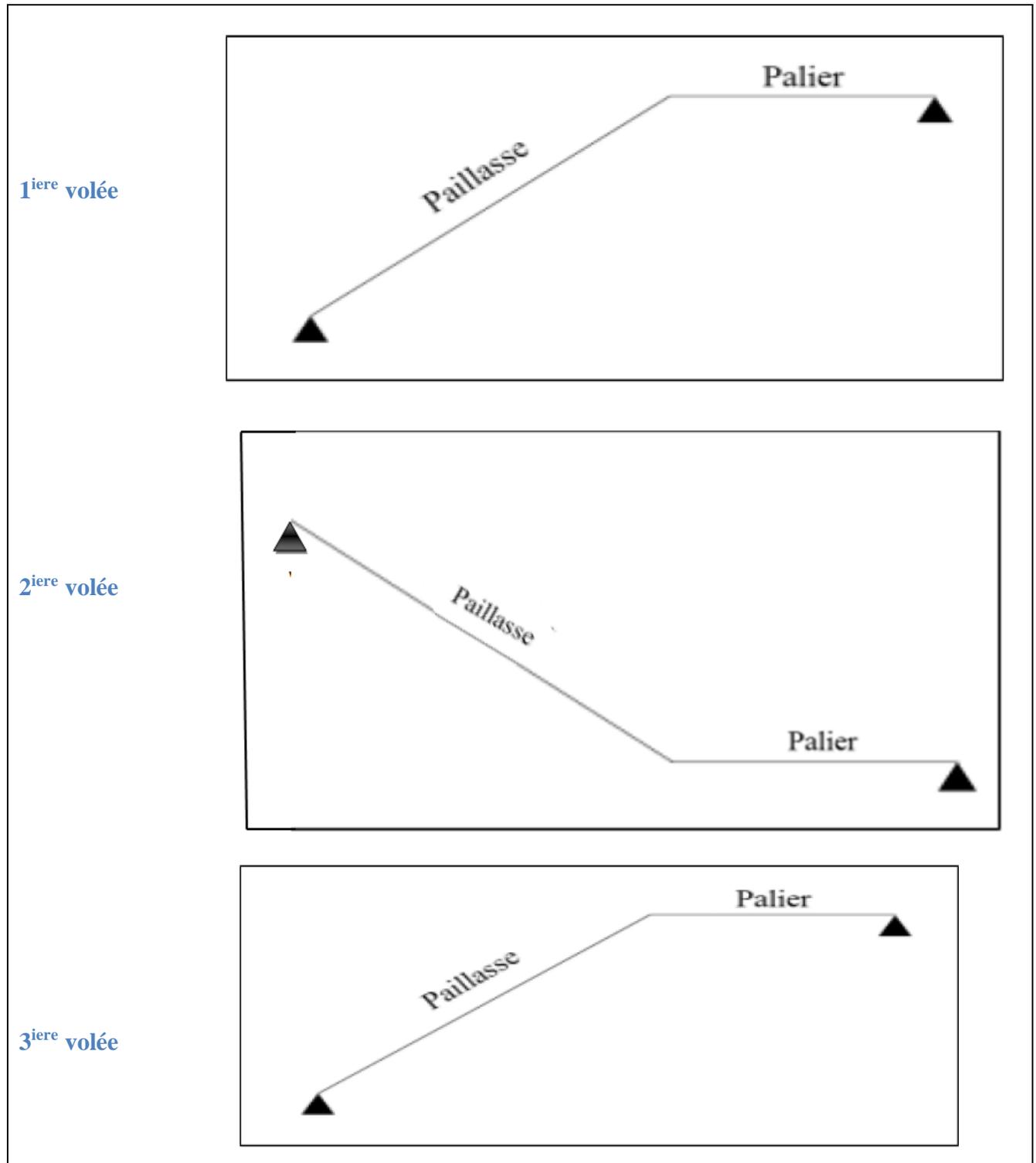


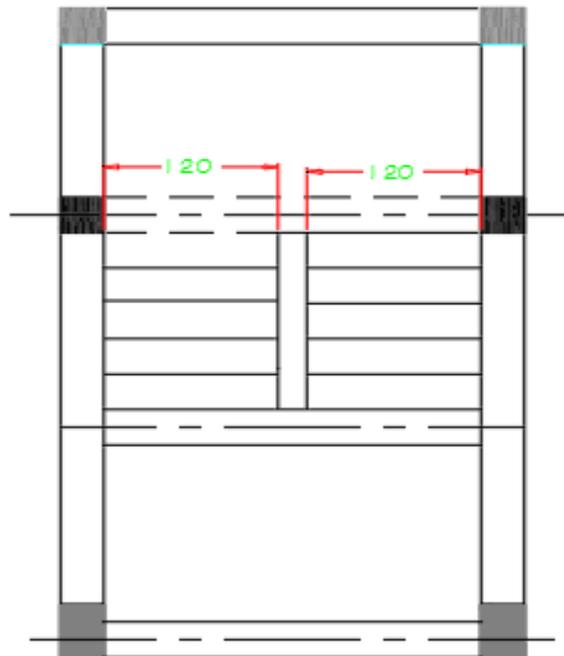
Figure II .6 : Schéma statique des volées

## Pré dimensionnement des éléments de structure

	$H$ (m)	$h$ (cm)	$g$ (cm)	$n$	$n'$	$e$ (cm)	$\alpha$	$L$ (m)
1 <sup>ière</sup> volée (Sous-sol)	1,08	18	30	6	5	15	31°	1,60
2 <sup>ième</sup> volée (R D C)	1,53	18	30	8	7	15	31°	2,73
3 <sup>ième</sup> volée (Etage Courant)	1,53	18	30	9	8	15	31°	2,73

- **Largeur des escaliers**

Pour des raisons de circulation des personnes le minimum est de 0,60 m. Dans cette étude la largeur est 1,20 m pour les deux volée > **0,60m**.



**Figure II.7: Vu en plan des escaliers**

- **L'épaisseur de la volée.**

La volée de l'escalier est assimilée à une dalle simplement appuyée des deux côtés.

L'épaisseur de la paillasse est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \max\left(\frac{\text{Portée}}{30}; 10 \text{ cm}\right) \dots\dots\dots \text{Condition de limitation de la flèche}$$

Pour  $L = 2,73 \text{ m}$  (cas plus défavorable RDC)

$$e \geq \max(9,10 ; 10 \text{ cm})$$

On adopte  $e = 15 \text{ cm}$

# Pré dimensionnement des éléments de structure

## II.3 Evaluations des charges et tableaux : G & Q

### II.3.1. Les planchers :

Cette étape consiste à évaluer et à déterminer les charges et les surcharges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

- **Plancher terrasse (G) ; (Q)**

Charges	Valeurs kN/m <sup>2</sup>
- protection étanchéité	0.85
- complexe étanchéité	0.12
- isolation thermique (en polystyrène)	0,16
- forme de pente	2,20
- plancher 16+4	2,85
- revêtement plafond (plâtre e=1.5 cm)	0,15
<b>Total G =</b>	<b>6,38</b>
<b>Q (terrasses inaccessibles)</b>	<b>1,00</b>

Tableau II.3 .1 Charge permanente due aux planchers terrasse

- **Plancher étage courant (G) ; (Q)**

Charges	Valeurs kN/m <sup>2</sup>
- revêtement sol en carreaux granito	1,00
- mortier de pose	0,4
- couche de sable	0.54
- cloison de distribution	1,00
- plancher 16+4	2,80
- revêtement plafond (plâtre e=1.5 cm)	0,15
<b>Total G =</b>	<b>5,89</b>
<b>Q</b>	<b>1.50</b>

Tableau II.3 .2: Charge permanente due aux planchers courants

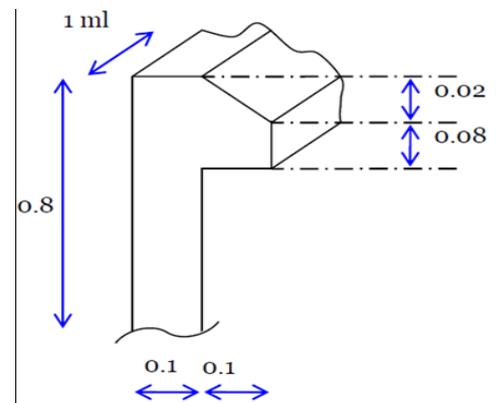
### II.3.2.L'acrotère:

$$S = (0,8 \times 0,1) + (0,08 \times 0,1) + (0,02 \times 0,1/2)$$
$$S = 0,089 \text{ m}^2$$

#### Charge permanente

$$G = 25 \times 0,089 = 2.22 \text{ KN / ml.}$$

La surcharge d'exploitation : **Q= 1 KN/m<sup>2</sup>**



## Pré dimensionnement des éléments de structure

### II.3.3.La Maçonnerie :

#### a. murs périphériques en double parois 15+5+10:

Charges	Epaisseur (cm)	Poids volumiques	G (KN/m <sup>2</sup> )
1. Enduit extérieures en ciment (2 cm).	2	18	0,36
2. brique creuses (10 cm).	10		0,90
3. brique creuses (15 cm).	15	/	1,30
4. Enduit intérieur (plâtre)	2	10	0,20
			<b>Gt = 2,76</b>

Tableau II.3 .3: Charge permanente du mur en double cloison (15-5-10).

Hauteur sous sol sous poutre de  $4.14 - 0,30 = 3.84$  m,

$$G = 2,76 \times 3.84 = 10.59 \text{ KN/mL}$$

Pour : les étages + RDC : hauteur =  $3.06 - 0.30 = 2.76$  m

$$\text{d'où } G = 2.76 \times 2,76 = 7,62 \text{ KN/m}$$

#### b- Cloison de séparation 10 cm

Charges	Epaisseur (cm)	Poids volumiques	G (KN/m <sup>2</sup> )
1. Enduit intérieures en plâtre (2 cm).	2	10	0.20
2. brique creuses (10 cm).	10		0,90
3. Enduit intérieures en plâtre (2 cm).	15	10	0.20
			<b>Gt = 1.30</b>

Tableau II.3 .4: Charge permanente du mur en simple paroi

Sous sol :  $G = 1.30 \times 4.14 = 5.38 \text{ KN/m}$

étages & RDC :  $G = 1.30 \times 2,76 = 3.59 \text{ KN/m}$

### II.3.4.Les balcons :

Charges	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement sol	2	20	0,40
Mortier de pose	3	20	0,60
Lit de sable	3	18	0,54
Dalle pleine	15	25	3,75
<b>Enduit de ciment</b>	2	18	0,36
<b>Charge permanent G</b>			<b>5,65</b>

Tableau II.3 . 5: Charge permanente due à la dalle pleine

## Pré dimensionnement des éléments de structure

---

### II.3.5. Les escaliers:

- Dalle palière

Charges	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement sol	2	20	0,44
Mortier de pose	2	20	0,40
Dalle	15	25	3,75
Enduit de plâtre	2	10	0,20
<b>Charge permanent G</b>			<b>4,79</b>
<b>Q palier</b>			<b>2,50</b>

Tableau II.3.6: Evaluation des charges et surcharges pour le palier

- Volées d'escalier

Charges	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	2	20	0,40
Mortier de pose	2	20	0,40
Marche	8,5	25	2,125
Paillasse	$e/\cos \alpha$	25	4,00
Enduit de plâtre	$e/\cos \alpha$	10	0,20
Garde-corps	/	/	0,60
<b>Charge permanent G</b>			<b>8,08</b>
<b>Q Volée</b>			<b>2,50</b>

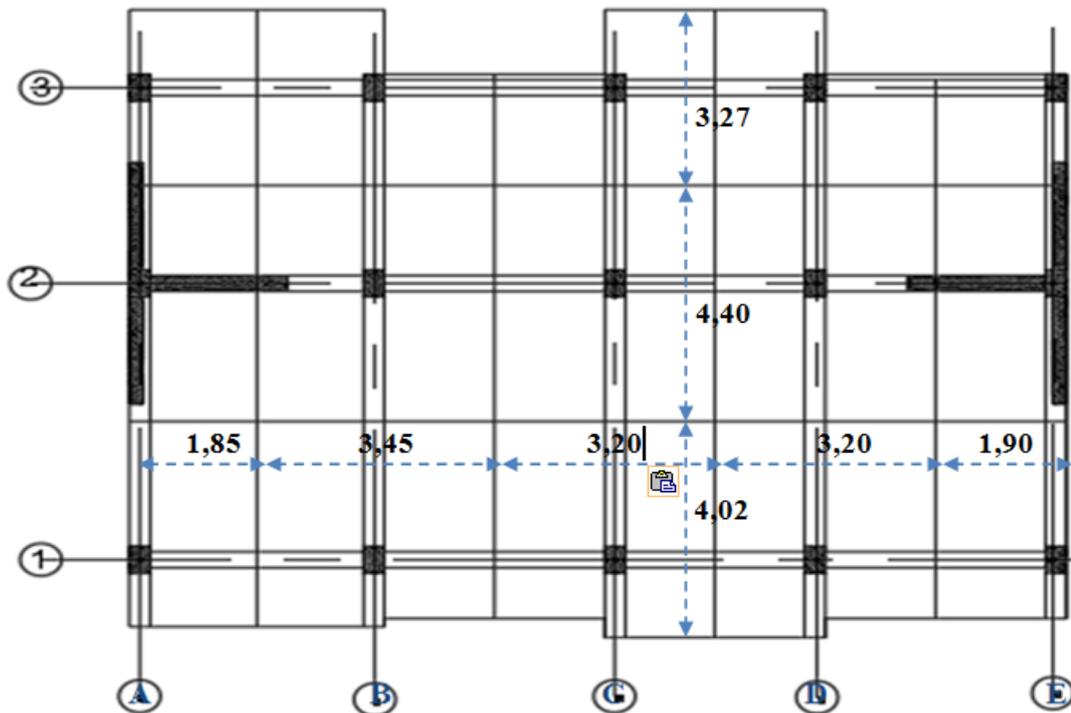
Tableau II.3.7: Evaluation des charges et surcharges pour la volée

## II.4 descente des charges

**Rôle de la descente des charges :**

- Evaluation des charges permanente **G** et surcharge d'exploitation **Q** revenant aux Poteaux, voiles,
- Vérification de la section des éléments porteurs.

### II.4.1. détermination des surfaces d'influence revenant à chaque poteau



**Figure II.8: surface d'influence revenant à chaque poteau**

Poteau central	Surface (m2)	Surface majorée	Poteau de rive	Surface (m2)	Poteau d'angle	Surface (m2)
<b>B-2</b>	14,96	<b>16,45</b>	<b>B-1</b>	12,92	<b>A-1</b>	<b>7,03</b>
<b>C-2</b>	13,64	15,00	<b>C-1</b>	12,46	<b>A-3</b>	3,51
<b>D-2</b>	14,08	15,48	<b>D-1</b>	12,86	<b>E-1</b>	6,84
			<b>B-3</b>	6,46	<b>E-3</b>	3,61
			<b>C-3</b>	5,89		
			<b>D-3</b>	6,08		
			<b>A-2</b>	8,14		
			<b>E-2</b>	8,36		

**Tableau II.4.1: Surfaces revenant à chaque poteau central**

**On majore 1,10 la surface revenant au poteau central**

## Pré dimensionnement des éléments de structure

### II.4.2. Calcul des Charges et surcharges revenant au poteau

#### a. Poteau centrale

- plancher terrasse

G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	Surface m <sup>2</sup>	G Plancher (KN)	Q Plancher (KN)	G <sub>pp</sub> (KN)	G <sub>ps</sub> (KN)	NG (KN)	NQ (KN)
6,33	1,00	16,45	104,12	16,45	12,60	8,26	124,98	16,45

- Plancher étage courant

G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	Surface m <sup>2</sup>	G Plancher (KN)	Q Plancher <sup>(KN)</sup>	G <sub>pp</sub> (KN)	G <sub>ps</sub> (KN)	NG (KN)	NQ (KN)
5,89	1,50	16,45	96,89	24,67	12,60	8,26	117,75	24,67

#### b. Poteau de rive

- plancher terrasse

G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	Surface m <sup>2</sup>	G Plancher (KN)	Q Plancher (KN)	G <sub>pp</sub> (KN)	G <sub>ps</sub> (KN)	G Acrotère (KN)	NG (KN)	NQ (KN)
6,33	1,00	12,92	81,78	12,92	12,60	8,26	10,01	112,65	12,92

- Plancher étage courant

G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	Surface m <sup>2</sup>	G Plancher (KN)	Q Plancher <sup>(KN)</sup>	G <sub>pp</sub> (KN)	G <sub>ps</sub> (KN)	NG (KN)	NQ (KN)
5,89	1,50	12,92	76,09	19,38	12,60	8,26	96,95	19,38

#### c. Poteau D'angle

- plancher terrasse

G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	Surface m <sup>2</sup>	G Plancher (KN)	Q Plancher (KN)	G <sub>pp</sub> (KN)	G <sub>ps</sub> (KN)	G Acrotère (KN)	NG (KN)	NQ (KN)
6,33	1,00	7,03	44,49	7,03	12,60	8,26	8,34	73,69	7,03

- Plancher étage courant

G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	Surface m <sup>2</sup>	G Plancher (KN)	Q Plancher <sup>(KN)</sup>	G <sub>pp</sub> (KN)	G <sub>ps</sub> (KN)	NG (KN)	NQ (KN)
5,89	1,50	7,03	41,40	10,54	12,60	8,26	62,26	10,54

Charges	Poteau central	Poteau de rive	Poteau d'angle
Surface (m <sup>2</sup> )	16,45	12,92	7,03
NG terrasse (KN)	124,98	112,65	73,69
NG Etage courant (KN)	117,75	96,95	62,26
NQ terrasse (KN)	16,45	12,92	7,03
NQ Etage + RDC (KN)	24,67	169,38	10,54

Tableau II.4.2 Charges et surcharges revenant au poteau

## Pré dimensionnement des éléments de structure

### II.4.3. Dégression des charges d'exploitation :

La règle de dégression donnée par les règlements « **DTR B.C.2.2** » qui recommandent d'appliquer une dégression de la charge d'exploitation lorsque le bâtiment étudié comporte plus de 5 niveaux et que l'occupation des différents niveaux peut être considérée comme indépendante.

Niveaux	Charge d'exploitation	La valeur des charges	$\Sigma$ Charges d'exploitations	$\Sigma$ Des charges d'exploitations
Terrasse	$Q_0$	1,0	$Q_0$	1,0
5	$Q_1$	1,5	$Q_0+Q_1$	2,5
4	$Q_2$	1,5	$Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3,85
3	$Q_3$	1,5	$Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	5,05
2	$Q_4$	1,5	$Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6,1
1	$Q_5$	1,5	$Q_0+0,80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7,00
RDC	$Q_6$	1,5	$Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	7,75

**Tableau II.4.3: Règle de dégression adopté.**

Niveaux	<b>Q cumulée (KN)</b>		
	<b>Poteau central</b> $S = 16,45 \text{ cm}^2$	<b>Poteau de rive</b> $S = 12,92 \text{ cm}^2$	<b>Poteau d'angle</b> $S = 7,03 \text{ cm}^2$
Terrasse	16,45	12,92	7,03
5	41,12	32,30	17,57
4	63,33	49,74	27,06
3	83,07	65,24	35,50
2	100,34	78,81	42,88
1	115,15	90,44	49,21
RDC	127,48	100,13	54,48

**Tableau II.4.4: Dégression pour les différents poteaux**

**S** : Surface revenant à chaque poteau.

## Pré dimensionnement des éléments de structure

### II.4.4. Pré-dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

- **Principe :** Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle. Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge.

- **Étapes de pré- dimensionnement :**

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposée par le « RPA99 version 2003 ».

- **Dimensionnement des poteaux :**

$$Br \geq \frac{K \beta Nu}{\frac{fbu}{0,9} + \frac{0,85}{100} fed}$$

Tel que :

k = 1.10 si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours.

k = 1.20 si plus de la majeure partie des charges est appliquée avant 28 jours

k = 1 pour les autres cas.

Br : section réduite du poteau (en cm<sup>2</sup>)

$$fbu = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta_{\gamma_b}} = 14,2 \text{ MPa.} \quad fed = \frac{fe}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

**fc28** : résistance à la compression de béton  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

**fe** : limite d'élasticité de l'acier utilisé **fe = 400 MPa**.

$$\gamma_b = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$\theta$  est en fonction de la durée d'application des combinaisons d'action :

Dans notre cas :  $\theta = 1$

□□ : Coefficient dépendant de l'élanement mécanique «  $\lambda$  » des poteaux qui est défini comme suit :

- Si  $\lambda < 50$  :  $\beta = 1 + 0,2 (\lambda / 35)^2$

- Si  $50 < \lambda < 70$  :  $\beta = 0,60 (50 / \lambda)^2$

Comme le calcul se fait en compression centrée, on fixe l'élanement mécanique

forfaitairement à  $\lambda = 35$  (pour que toutes les armatures participent à la résistance).

D'où :  $\beta = 1 + 0,2 \times 1 = 1,2$

## Pré dimensionnement des éléments de structure

$$Br \geq \frac{1 \times 1,2 Nu}{\frac{14,2}{0,9} + \frac{0,85}{100} \times 348} = 0,65 Nu \text{ (cm}^2\text{)}$$

Pour une section carrée  $Br = (a - 0,02)^2$  d'où :  $a = \sqrt{Br} + 0,02 \text{ (m)}$  Et pour tenir compte de l'effet sismique On prend une majoration dynamique de 1,2

### a. Poteau centrale

( $\beta = 1,15$ )

Niveaux	NG (KN)	Q (KN)	NQ (KN)	Nu (KN)	$\beta.Nu$ (KN)	Br (cm <sup>2</sup> )	a (cm)	1, 2a (cm)	B (cm <sup>2</sup> )
Terrasse	124,98	1,0	16,45	193,39	222,40	125,70	13,21	15,85	40 x40
5	117,75	2,5	36,50	213,71	245,76	138,91	13,78	16,54	40 x40
4	117,75	3,85	56,21	243,27	279,76	158,13	14,57	17,48	40 x40
3	117,75	5,05	73,73	269,55	309,99	175,21	15,23	18,28	40 x40
2	117,75	6,1	89,06	292,55	336,43	190,15	15,78	18,94	40 x40
1	117,75	7,00	102,2	312,26	359,10	202,97	16,24	19,49	40 x40
RDC	117,75	7,75	113,15	328,68	377,99	213,64	16,61	19,93	40 x40

Tableau II.4.5 : Résultats des sections pour les poteaux centraux

### b. Poteau de rive

( $\beta = 1$ )

Niveaux	NG (KN)	Q (KN)	NQ (KN)	Nu (KN)	$\beta.Nu$ (KN)	Br (cm <sup>2</sup> )	a (cm)	1, 2a (cm)	B (cm <sup>2</sup> )
Terrasse	112,65	1,0	12,92	171,45	171,45	111,44	12,55	15,06	40 x40
5	96,95	2,5	32,3	179,33	179,33	116,56	12,79	15,35	40 x40
4	96,95	3,85	49,74	205,49	205,49	133,57	13,55	16,26	40 x40
3	96,95	5,05	65,24	228,74	228,74	148,68	14,19	17,03	40 x40
2	96,95	6,1	78,81	249,09	249,09	161,91	14,72	17,66	40 x40
1	96,95	7,00	90,44	266,54	266,54	173,25	15,16	18,19	40 x40
RDC	96,95	7,75	100,13	281,07	281,07	182,70	15,51	18,62	40 x40

Tableau II.4.6 : Résultats des sections pour les poteaux de rive

## Pré dimensionnement des éléments de structure

### c. Poteau d'angle

$(\beta = 1)$

Niveaux	$NG$ (KN)	Q (KN)	$NQ$ (KN)	$Nu$ (KN)	$\beta.Nu$ (KN)	$Br$ (cm <sup>2</sup> )	$a$ (cm)	$1, 2a$ (cm)	$B$ (cm <sup>2</sup> )
Terrasse	73,69	1,0	7,03	110,02	110,02	71,51	10,45	12,54	40 x40
5	62,26	2,5	17,57	110,40	110,40	71,76	10,47	12,56	40 x40
4	62,26	3,85	27,06	124,64	124,64	81,01	11,00	13,20	40 x40
3	62,26	5,05	35,50	137,30	137,30	89,24	11,44	13,73	40 x40
2	62,26	6,1	42,88	148,37	148,37	96,44	11,82	14,18	40 x40
1	62,26	7,00	49,21	157,86	157,86	102,61	12,12	14,55	40 x40
RDC	62,26	7,75	85,40	212,15	212,15	137,89	13,74	16,49	40 x40

**Tableau II.4.7 : Résultats des sections pour les poteaux d'angle**

D'après l'article 7.4.1 du RPA99/version2003, il est recommandé de donner aux poteaux d'angles et de rives des sections comparables à celle de poteaux centraux ; pour leur conférer une meilleur résistance aux sollicitations sismiques. Donc on adoptera les sections suivantes :

Étage	RDC	1	2	3	4	5
Section	40 x40					

### II.4.5. Vérification des sections des poteaux : par rapport aux recommandations du

RPA99/version 2003 :

- $Min (b_1 ; h_1) \geq 25cm$  (zone IIa)
- $Min (b_1 ; h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Tel que :  $b_1, h_1$  : les dimensions de la section du poteau.

$h_e$  : Hauteur d'étage

- $Min (b_1 ; h_1) \geq 25cm$  .....vérifier
- $Min (b_1 ; h_1) \geq \frac{h_e}{20}$  .....vérifier
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \Rightarrow 0,25 < 1 < 4$  .....vérifier

# **CHAPITRE III**

## **Etude Des Planchers**

### III.1 Introduction

Le plancher est un élément horizontal qui limite sur la verticale l'espace d'un bâtiment, Les planchers élastiques sont constitués par une dalle générale d'épaisseur constante liée à des poutres secondaires et des poutres principales, elles même liées aux éléments support (Poteaux, refends).

Un plancher d'habitation est destiné à délimiter les étages et à supporter les revêtements des sols, dont les deux fonctions principales:

- **Une fonction de résistance mécanique**, elle doit supporter sous poids propre et les surcharges.
- **Une fonction d'isolation acoustique et thermique** qui peut être assuré complémentirement par un faux plafond au un revêtement de sol approprié.

### III.2 Classification des planchers

Les planchers rencontrés se classent en quatre grandes catégories :

- Plancher avec dalle, poutres secondaires (poutrelles) et poutres principales.
- Plancher à poutrelles parallèles rapprochées.
- Plancher à «hourdis creux» (corps creux).
- Plancher champignon et plancher dalles.

**La structure étudiée comporte plancher terrasse et étage courant à corps creux.**

#### **2.1 Justification du choix de type de plancher terrasse et étage courant « corps creux » :**

- Dans notre structure, on utilise un plancher en corps creux pour la terrasse et les étages les raisons de choix sont :
  - Il présente l'avantage d'être léger et très économique.
  - Absence de charges concentrées importantes.
  - Bonne isolation thermique et acoustique.
  - Exécution simple.
  - Ce type de plancher se compose de :
    - un hourdis, portant sur les poutrelles et éventuellement sur les poutres principales.
    - Des poutrelles transmettant aux poutres principales, les charges venant du hourdis.
    - Les poutrelles principales reçoivent les poutres et reposent sur des murs en maçonnerie ou sur des paliers.

### III.3 Méthodes de calcul

**On a deux méthodes de calcul :**

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot.

### On va utiliser la méthode forfaitaire.

La méthode forfaitaire est applicable au calcul des poutres, notamment aux nervures, des planchers à surcharges modérées à condition de vérifier ce qui suit :

- La fissuration est considérée comme peu nuisible.
  - L'absence de charge rapidement variable dans le temps et de position.
  - La surcharge d'exploitation est modérée c'est -à- dire:  $Q \leq \max \{2G ; 5 \text{ KN/m}^2\}$
  - Les éléments de poutre ont une section constante.
  - Les rapports d'une portée sur les portées voisines sont compris entre **0,8 et 1,25**.
- **Principe de la méthode :**

La méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et sur appuis en des fonctions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant  $M_0$  dans la travée dite de comparaison, c'est - à - dire dans la travée isostatique indépendante de même portée soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

$$\alpha = \frac{G}{Q + G}$$

-  $M_0$  : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

-  $M_w$  et  $M_e$  : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et droite dans la travée considérée.

$M_t$  : moment maximal en travée dans la travée considérée.

$M_t$ ,  $M_e$  et  $M_w$  doivent vérifier les conditions suivantes :

1)  $M_t \geq \max \left( 1,05M_0 - \frac{M_1+M_2}{2} ; (1,2+0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \right)$ .

2) Travée intermédiaire :  $M_t \geq (1 + 0,3 \alpha) \frac{M_0}{2}$

3) Travée de rive :  $M_t \geq (1,2 + 0,3 \alpha) \frac{M_0}{2}$

• **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :**

1- la fissuration est peu nuisible..... **Condition Vérifier**

2- la surcharge d'exploitation doit être inférieure ou égale :

-  $Q \leq \max (2G ; 500 \text{ kg/ m}^2)$ ..... **Condition Vérifier**

3- le moment d'inertie est le même dans les différentes sections :

- ( $I = \text{cst}$ ). ..... **Condition Vérifier**

4- le rapport entre portées successives doit être compris :  $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$

-  $0,8 \leq \frac{3,40}{3,50} \leq 1,25 \Rightarrow 0,8 \leq 0,97 \leq 1,25$  ..... **Condition Vérifier**

-**Toutes les conditions sont vérifiées donc on peut appliquer la méthode «FORFAITAIRE » pour le calcul des poutrelles.**

**III.4 Dimensionnement des poutrelles**

La hauteur des corps creux est de **16 cm**, leur longueur de **55cm**.

La dalle de compression a normalement une épaisseur de 4cm; elle est armée d'un simple quadrillage d'armature constitué en général par nappe de treillis soudé. L'entre-axe des nervures 65 cm.

$b_0 = 10\text{cm}$  (largeur de la nervure)

Longueur du corps creux  $l_c = 55\text{ cm}$ ,

$b = b_0 + l_c = 65\text{ cm}$  (entre axes des nervures)

$h_0 = 4\text{ cm}$  ;  $h_t = (16+4)\text{ cm}$ .

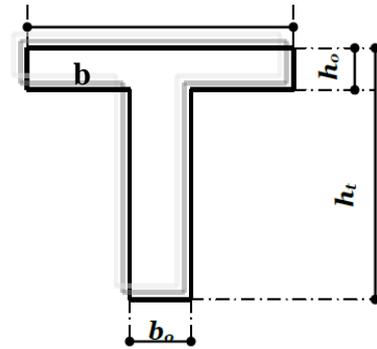


Figure III.1 : section en T de la poutrelle

**III.5 Les différents types des poutrelles**

Dans notre cas on 3 types de planchers

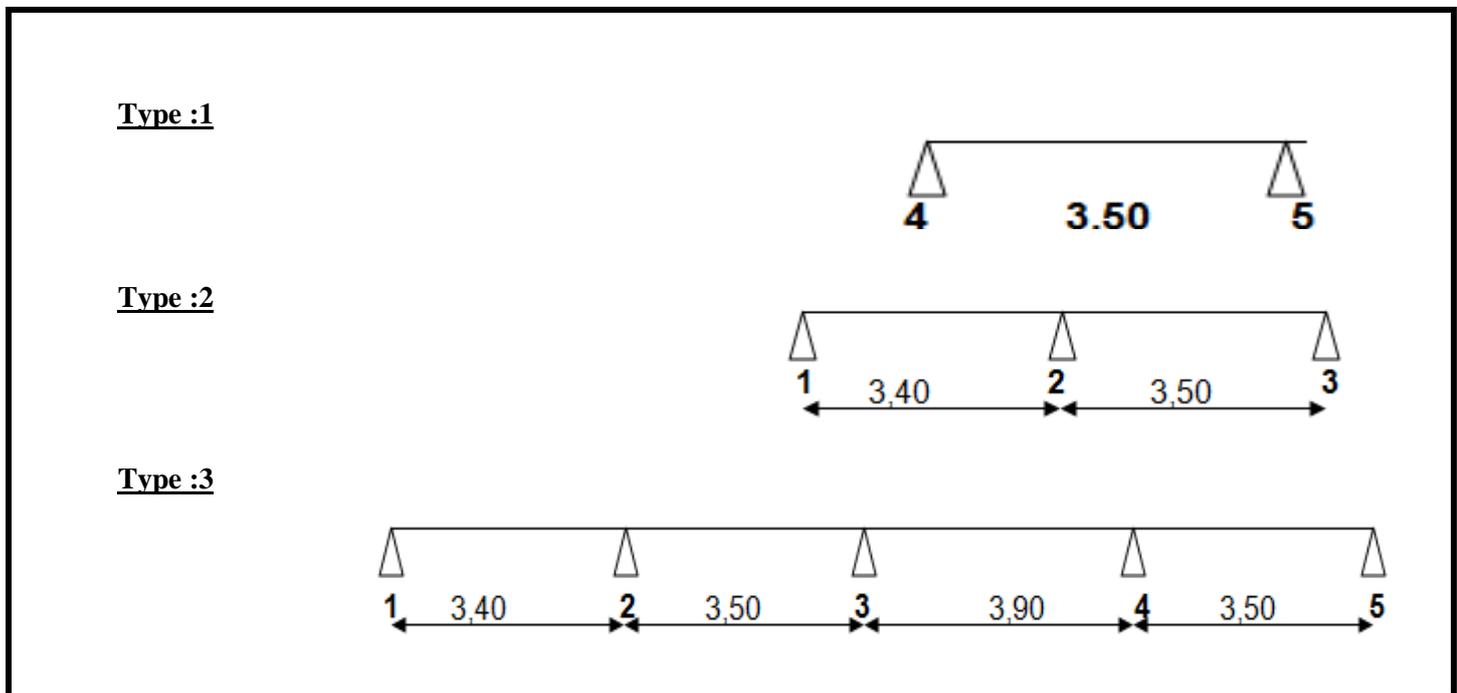


Figure. III.2 Schéma statique des différents types des poutrelles.

**III.6 Évaluation des charges**

Les charges sur les poutrelles sont évaluées comme suit :

À l'ELU :  $q_u = 1,35G + 1,5 Q$  et  $P_u = 0,65q_u$

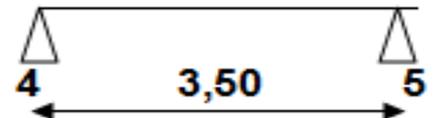
À l'ELS :  $q_s = G + Q$  et  $P_s = 0,65q_s$

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			q <sub>u</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>u</sub> (KN/ml)	q <sub>s</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>s</sub> (KN/ml)
plancher Terrasse	6,33	1,00	10,04	6,52	7,33	4,76
plancher Etages courant	5,89	1,50	10,20	6,63	7,39	4,80

Tableau III.1 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.

**III.7 plancher terrasse**

Type :1



- Calcul moment isostatique M<sub>0</sub>

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8}$$

$$M_0 = \frac{10,04 \times 3,50^2}{8} \Rightarrow M_0 = 14,37 \text{ KN.m}$$

- Calcul les moments sur appuis:
  - Appuis de rive
  - $M_1 = M_2 = 0,10 M_0 = 0,1 \times 14,37 = 1,45 \text{ KN.m}$

Appuis	E.L.U		E.L.S	
	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>app</sub> (KN.m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>app</sub> (KN.m)
1	14,37	1,45	10,59	1,06
2	14,37	1,45	10,59	1,06

Tableau III.2 : les moments sur appuis

- Le moment en travée :

$$M_T = 0,9M_0$$

Travées (m)	E.L.U		E.L.S	
	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
1-2	14,50	13,05	10,59	9,53

Tableau III.3 : les moments en travée

## CHAPITRE III : Etude Des Planchers

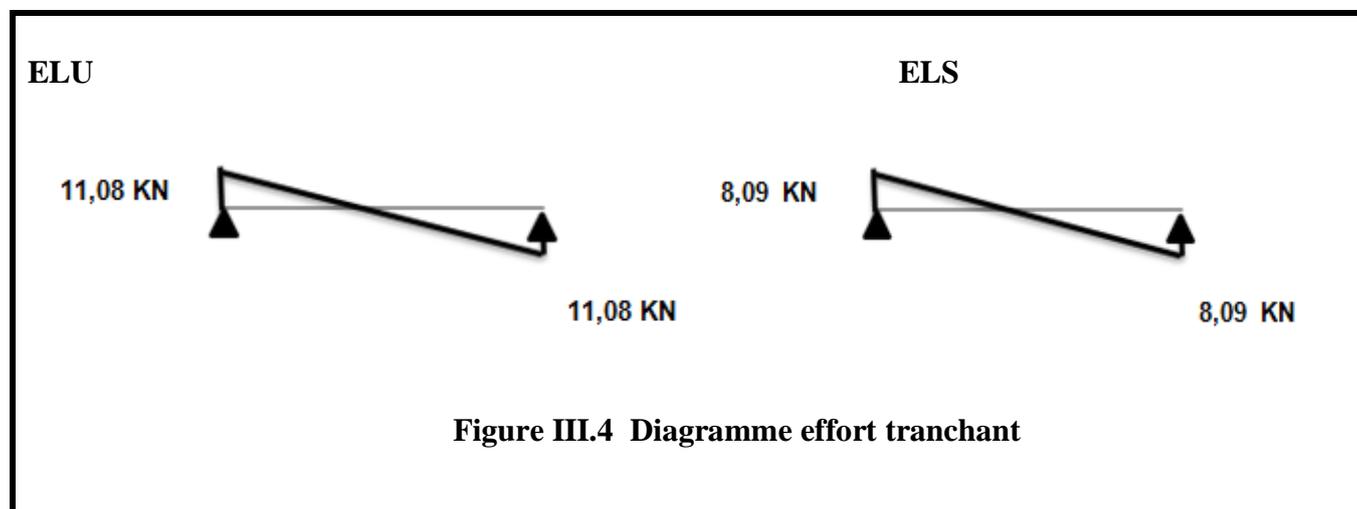
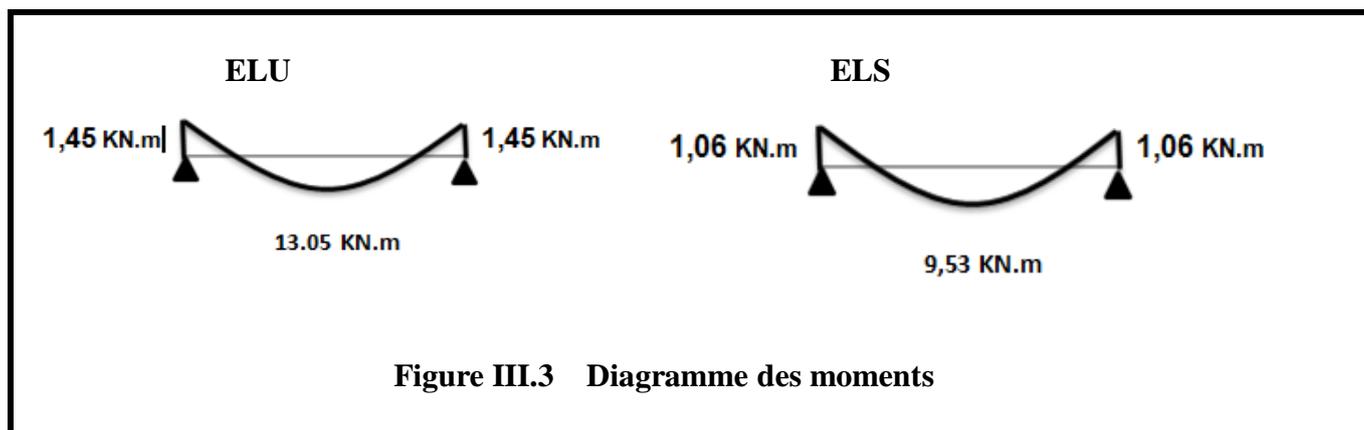
- Les efforts tranchants :

$$T_1 = \frac{PL}{2} + \frac{M_1 - M_2}{2}$$

$$T_2 = -\frac{PL}{2} + \frac{M_1 - M_2}{2}$$

travées	L(m)	E.L.U		E.L.S	
		T <sub>1</sub> (KN)	T <sub>2</sub> (KN)	T <sub>1</sub> (KN)	T <sub>2</sub> (KN)
1-2	3,40	11,08	-11,08	8,09	-8,09

Tableau III.4 : Efforts tranchants



## CHAPITRE III : Etude Des Planchers

### Type :2

- Calcul moment isostatique  $M_0$

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8}, \quad L \text{ max} = 3,50\text{m}$$

$$M_0 = \frac{10,04 \times 3,50^2}{8} \Rightarrow M_0 = 15,37 \text{ KN.m}$$

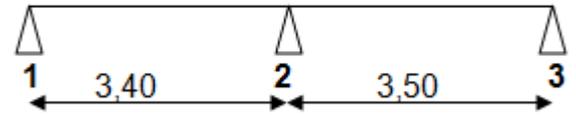
- Calcul les moments sur appuis:

- Appuis de rive

$$M_1 = M_3 = 0,2 M_0 = 0,2 \times 15,37 = 3,07 \text{ KN.m}$$

- Appui intermédiaire

$$M_2 = 0,6 M_0 = 0,6 \times 15,37 = 9,22 \text{ KN.m}$$



Appuis	E.L.U		E.L.S	
	$M_0$ (KN.m)	$M_{app}$ (KN.m)	$M_0$ (KN.m)	$M_{app}$ (KN.m)
1	15,37	3,07	11,22	2,24
2	15,37	9,22	11,22	6,73
3	15,37	3,07	11,22	2,24

- Les moments en travée :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} \Rightarrow \alpha = 0,136$$

- travée de rive :

$$M_T + \frac{M_1 + M_2}{2} \geq \max((1 + 0,3 \alpha) M_0 ; 1,05 M_0)$$

Travées (m)	E.L.U		E.L.S	
	$M_0$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$M_0$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
1-2	15,37	10,00	11,22	7,30
2-3	15,37	10,00	11,22	7,30

- Les efforts tranchants :

$$T_1 = \frac{PL}{2} + \frac{M_1 - M_2}{2}$$

$$T_2 = -\frac{PL}{2} + \frac{M_1 - M_2}{2}$$

travées	L(m)	E.L.U		E.L.S	
		$T_1$ (KN)	$T_2$ (KN)	$T_1$ (KN)	$T_2$ (KN)
1-2	3,40	8,01	-14,16	5,58	-10,32
2-3	3,50	14,48	-8,33	6,09	-6,09

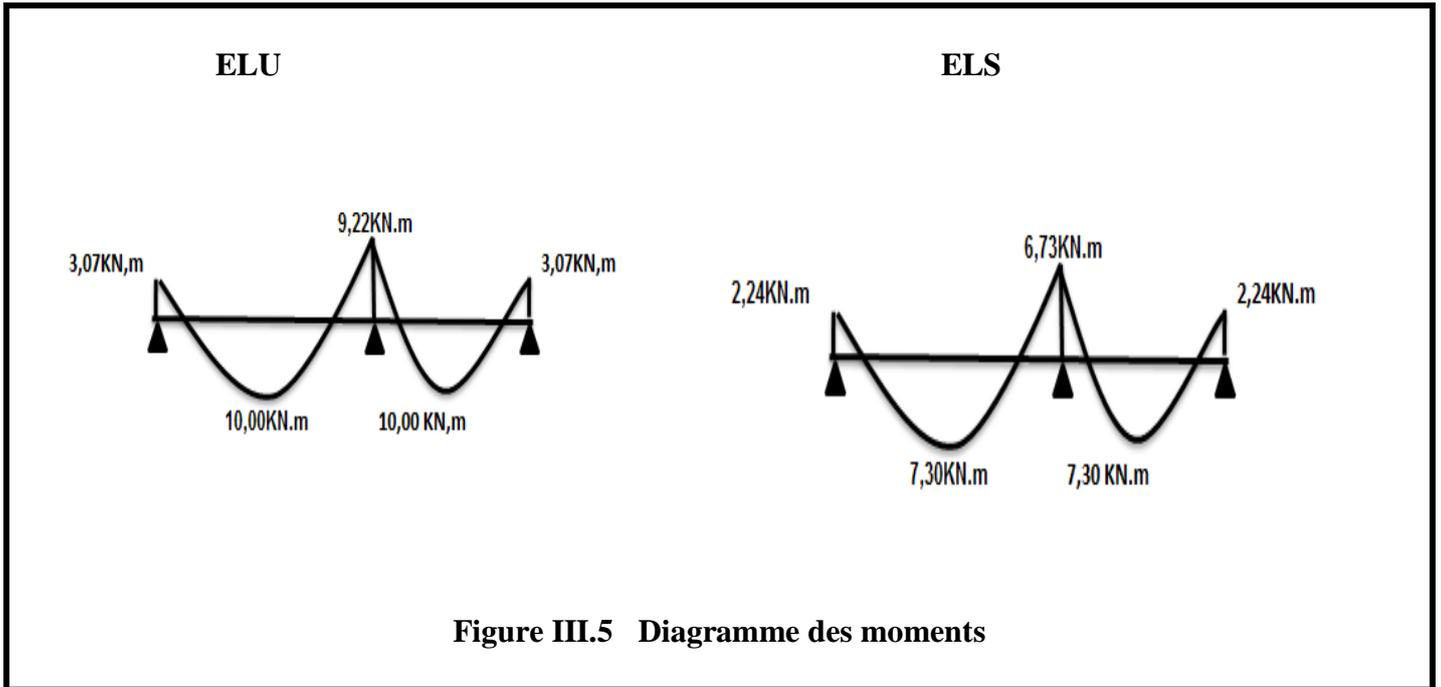


Figure III.5 Diagramme des moments

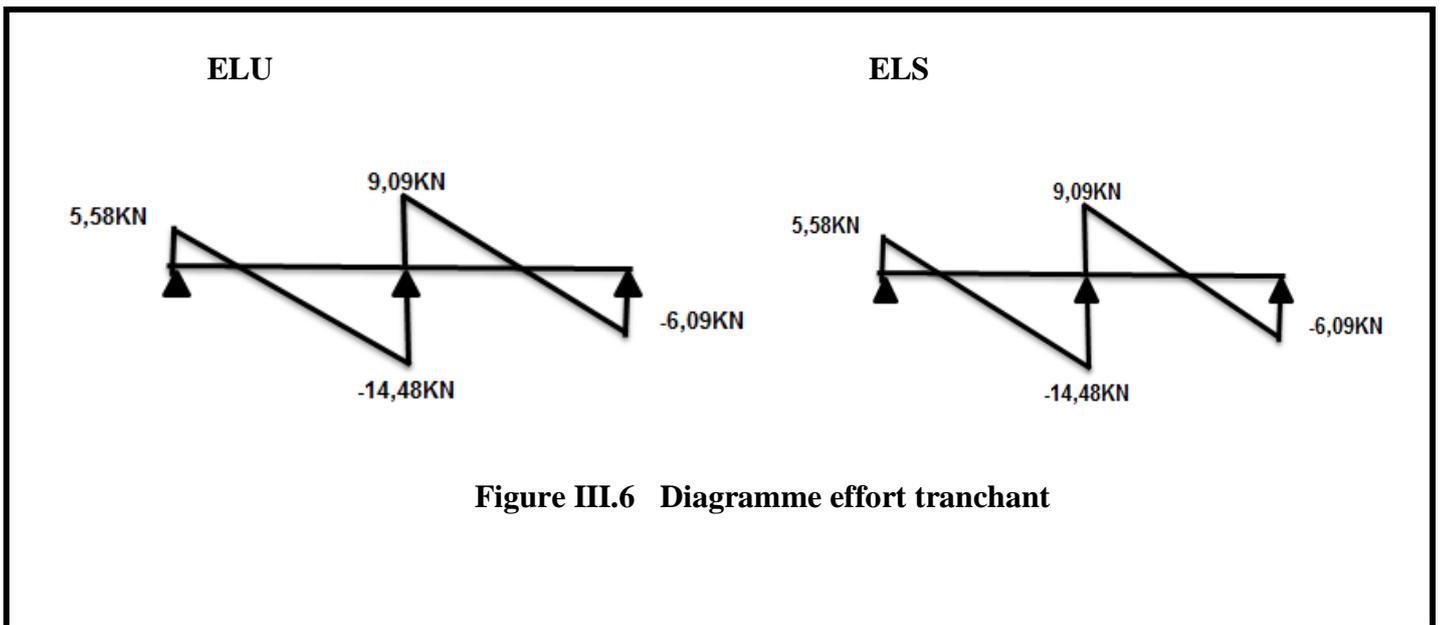


Figure III.6 Diagramme effort tranchant

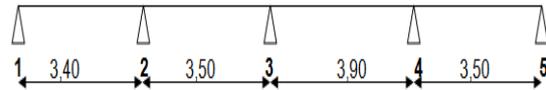
## CHAPITRE III : Etude Des Planchers

Type3 :

- Calcul moment isostatique  $M_0$

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} \quad L_{\max} = 3,90\text{m}$$

$$M_0 = \frac{10,04 \times 3,90^2}{8} \Rightarrow M_0 = 19,09 \text{ KN.m}$$



- Calcul les moments sur appuis:

- Appuis de rive

$$M_1 = M_5 = 0,2 M_0 = 0,2 \times 19,09 = 3,82 \text{ KN.m}$$

- appuis intermédiaires

$$M_2 = 0,5 M_0 = 0,5 \times 19,09 = 9,54 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0,4 M_0 = 0,4 \times 19,09 = 7,68 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0,5 M_0 = 0,5 \times 19,09 = 9,54 \text{ KN.m}$$

Appuis	E.L.U		E.L.S	
	$M_0$ (KN.m)	$M_{\text{app}}$ (KN.m)	$M_0$ (KN.m)	$M_{\text{app}}$ (KN.m)
1	19,09	3,82	13,93	2,79
2	19,09	9,54	13,93	6,96
3	19,09	7,68	13,93	5,57
4	19,09	9,54	13,93	6,96
5	19,09	3,82	13,93	2,79

- Les moments en travée :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} \Rightarrow \alpha = 0,136$$

- Cas de travée de rive :

$$M_T + \frac{M_1 + M_2}{2} \geq \max((1 + 0,3 \alpha)M_0 ; 1,05M_0)$$

- Cas de travée intermédiaires:

$$M_T + \frac{M_1 + M_2}{2} \geq 1,05M_0 \Rightarrow M_T \geq 1,05M_0 - \frac{M_1 + M_2}{2}$$

$$M_T \geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2}\right) M_0 \Rightarrow M_T \geq 0,52M_0$$

Travées (m)	E.L.U		E.L.S	
	$M_0$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$M_0$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
1-2	19,09	13,36	13,93	9,74
2-3	19,09	11,43	13,93	7,24
3-4	19,09	11,43	13,93	7,24
4-5	19,09	13,36	13,93	9,74

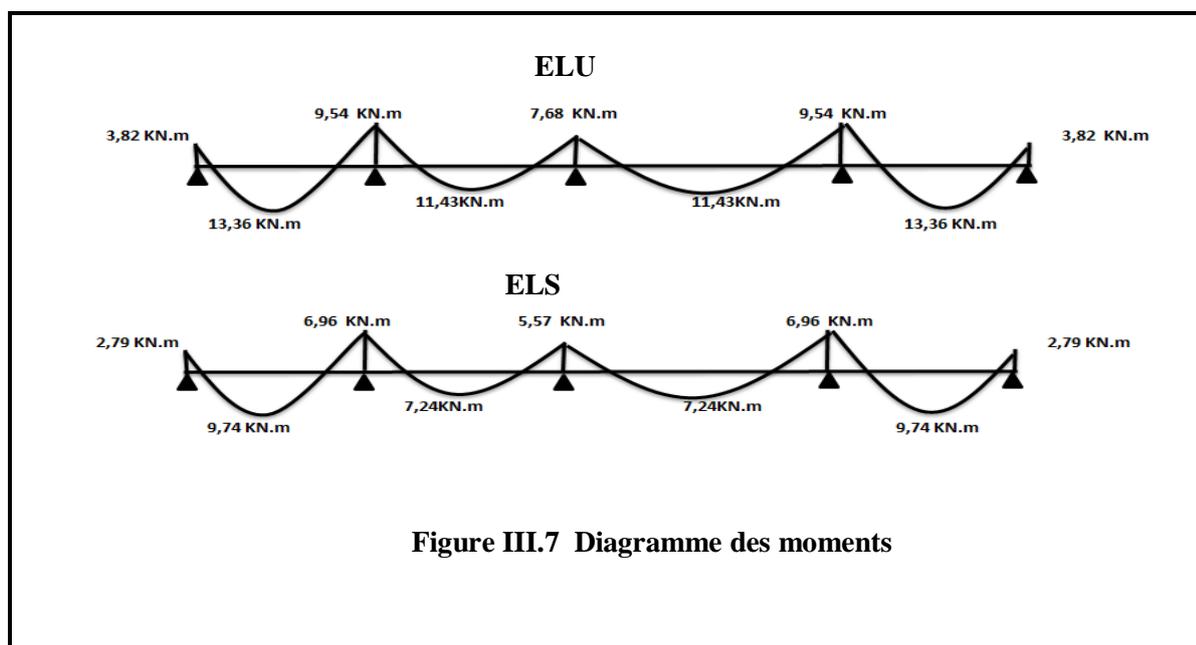
## CHAPITRE III : Etude Des Planchers

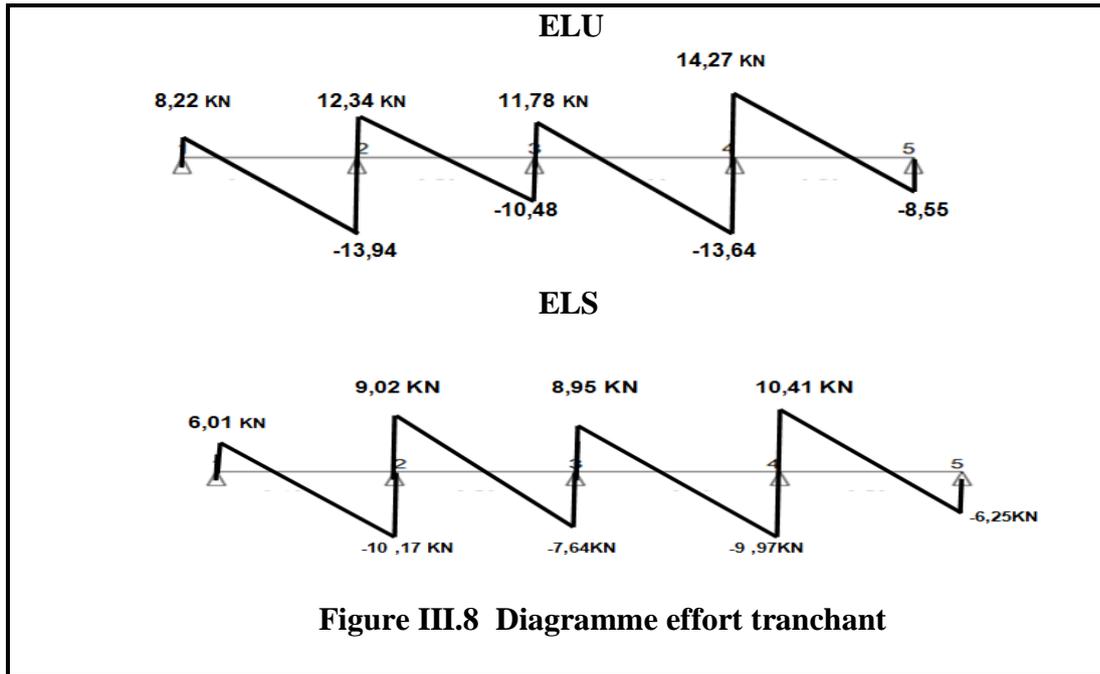
- Les efforts tranchants :

$$T_1 = \frac{PL}{2} + \frac{M_1 - M_2}{2}$$

$$T_2 = -\frac{PL}{2} + \frac{M_1 - M_2}{2}$$

travées	L(m)	E.L.U		E.L.S	
		T <sub>1</sub> (KN)	T <sub>2</sub> (KN)	T <sub>1</sub> (KN)	T <sub>2</sub> (KN)
1-2	3,40	8,22	-13,94	6,01	-10,17
2-3	3,50	12,34	-10,48	9,02	-7,64
3-4	3,90	11,78	-13,64	8,59	-9,97
4-5	3,50	14,27	-8,55	10,41	-6,25



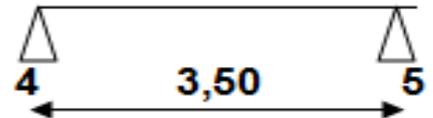


**III.8 Plancher étage – courant**

Type :1

- Calcul moment isostatique M<sub>0</sub>

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{10,20 \times 3,4^2}{8} = 14,73 \text{ KN.m}$$



Appuis	E.L.U		E.L.S	
	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>app</sub> (KN.m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>app</sub> (KN.m)
1	14,73	1,47	10,67	1,06
2	14,73	1,47	10,67	1,06

- Le moment en travée :

$$M_0 = 0.9 M_t$$

Travées (m)	E.L.U		E.L.S	
	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
1-2	14,73	13,25	10,67	9,60

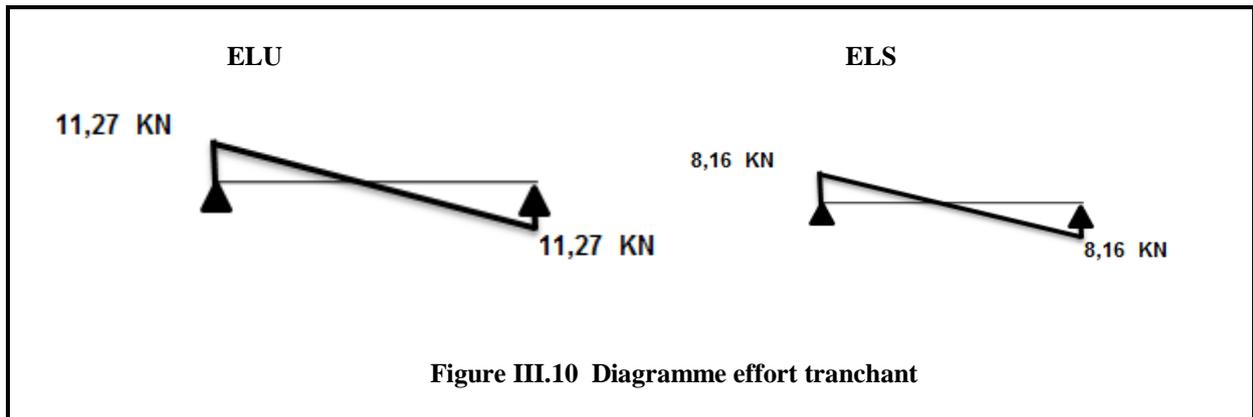
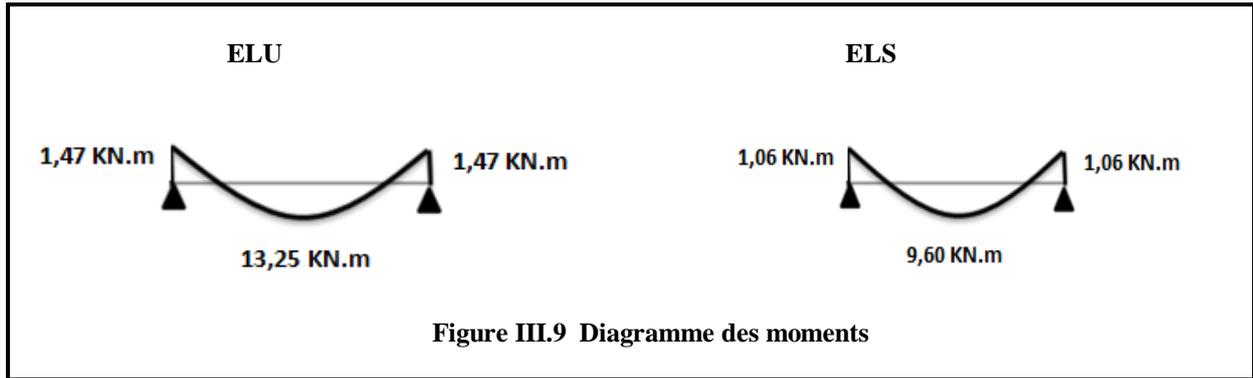
- Les efforts tranchants :

$$T_1 = \frac{PL}{2} + \frac{M_1 - M_2}{2}$$

$$T_2 = -\frac{PL}{2} + \frac{M_1 - M_2}{2}$$

travées	L(m)	E.L.U		E.L.S	
		T <sub>1</sub> (KN)	T <sub>2</sub> (KN)	T <sub>1</sub> (KN)	T <sub>2</sub> (KN)
1-2	3,40	11,27	-11,27	8,16	-8,16

## CHAPITRE III : Etude Des Planchers

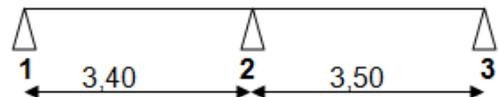


**Type :2**

- **Calcul moment isostatique M<sub>0</sub>**

L max = 3,50m

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{10,20 \times 3,5^2}{8} = 15,61 \text{ KN.m}$$



Appuis	E.L.U		E.L.S	
	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>app</sub> (KN.m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>app</sub> (KN.m)
1	<b>15,61</b>	3,12	11,31	2,26
2	<b>15,61</b>	9,36	11,31	6,78
3	15,61	3,12	11,31	2,26

- **Les moments en travée :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} \Rightarrow \alpha = 0,202$$

- Cas de travée de rive :

$$M_T + \frac{M_1 + M_2}{2} \geq \max((1 + 0,3 \alpha)M_0 ; 1,05M_0)$$

Travées (m)	E.L.U		E.L.S	
	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
1-2	<b>15,61</b>	10,32	11,31	7,47
2-3	15,61	10,32	11,31	7,47

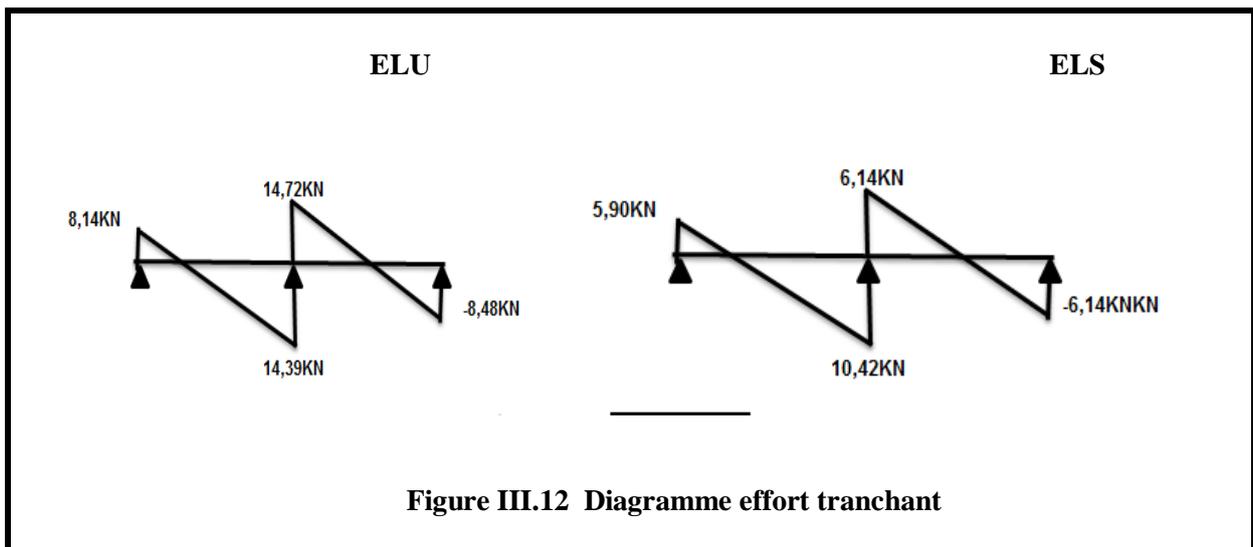
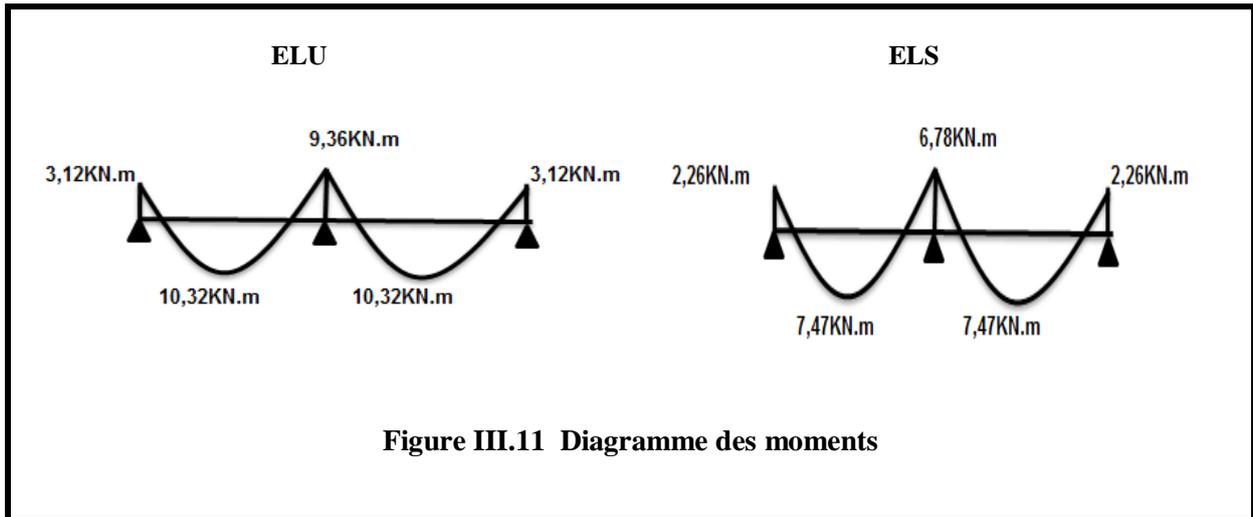
## CHAPITRE III : Etude Des Planchers

- Les efforts tranchants :

$$T_1 = \frac{PL}{2} + \frac{M_1 - M_2}{2}$$

$$T_2 = -\frac{PL}{2} + \frac{M_1 - M_2}{2}$$

travées	L(m)	E.L.U		E.L.S	
		T <sub>1</sub> (KN)	T <sub>2</sub> (KN)	T <sub>1</sub> (KN)	T <sub>2</sub> (KN)
1-2	3,40	8,15	-14,39	5,90	-10,42
2-3	3,50	14,72	-8,48	6,14	-6,14



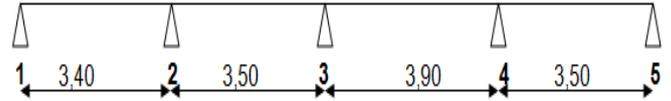
## CHAPITRE III : Etude Des Planchers

Type3 :

- Calcul moment isostatique  $M_0$

$$L_{\max} = 3,90\text{m}$$

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{10,20 \times 3,90^2}{8} = 19,39 \text{ KN.m}$$



Appuis	E.L.U		E.L.S	
	$M_0$ (KN.m)	$M_{\text{app}}$ (KN.m)	$M_0$ (KN.m)	$M_{\text{app}}$ (KN.m)
1	19,39	3,87	14,05	2,81
2	19,39	9,69	14,05	7,02
3	19,39	7,75	14,05	5,62
4	19,39	9,69	14,05	7,02
5	19,39	3,87	14,05	2,81

- Les moments en travée :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} \Rightarrow \alpha = 0,202$$

- Cas de travée de rive :

$$M_T + \frac{M_1 + M_2}{2} \geq \max((1 + 0,3\alpha)M_0 ; 1,05M_0)$$

- Cas de travée intermédiaires:

$$M_T + \frac{M_1 + M_2}{2} \geq 1,05M_0 \Rightarrow M_T \geq 1,05M_0 - \frac{M_1 + M_2}{2}$$

$$M_T \geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2}\right) M_0 \Rightarrow M_T \geq 0,52M_0$$

Travées (m)	E.L.U		E.L.S	
	$M_0$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$M_0$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
1-2	19,39	13,78	14,05	9,99
2-3	19,39	11,63	14,05	9,84
3-4	19,39	11,63	14,05	9,84
4-5	19,39	13,78	14,05	9,99

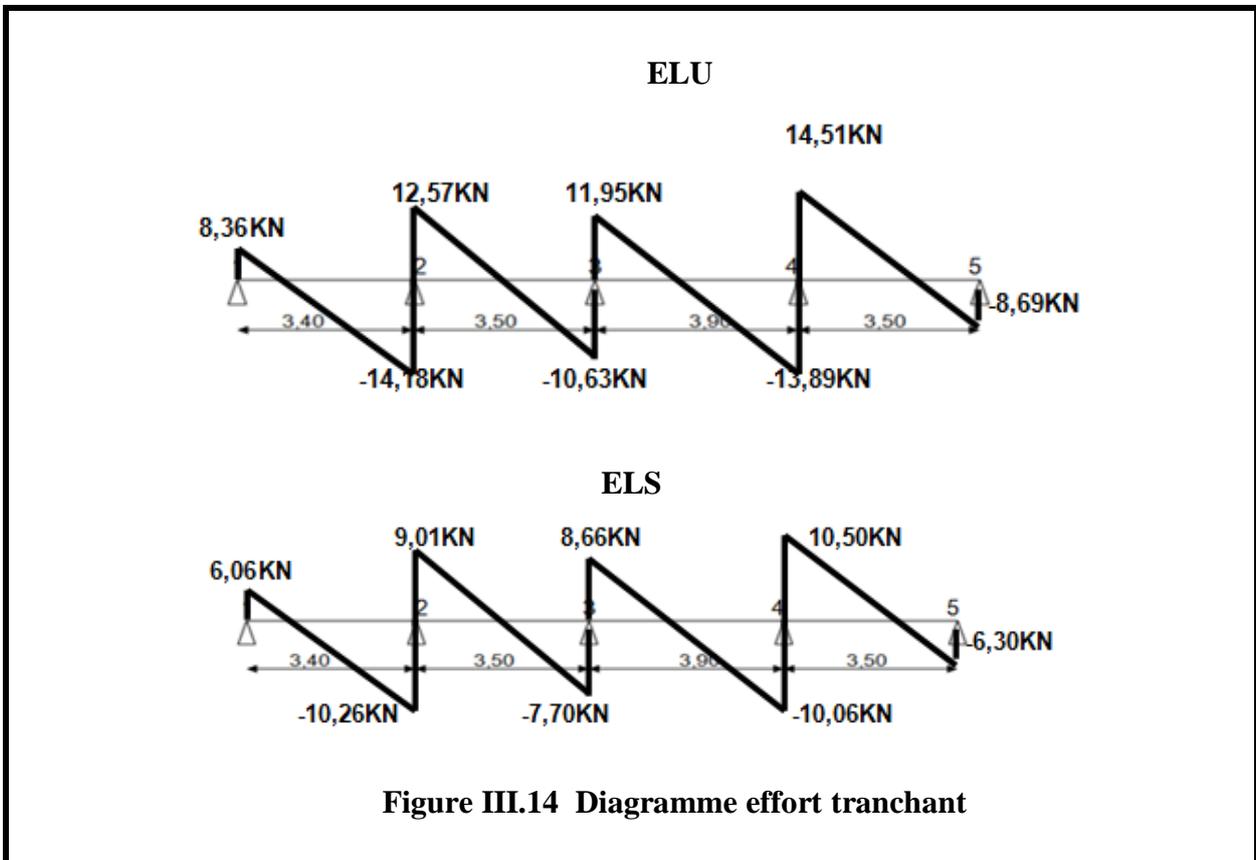
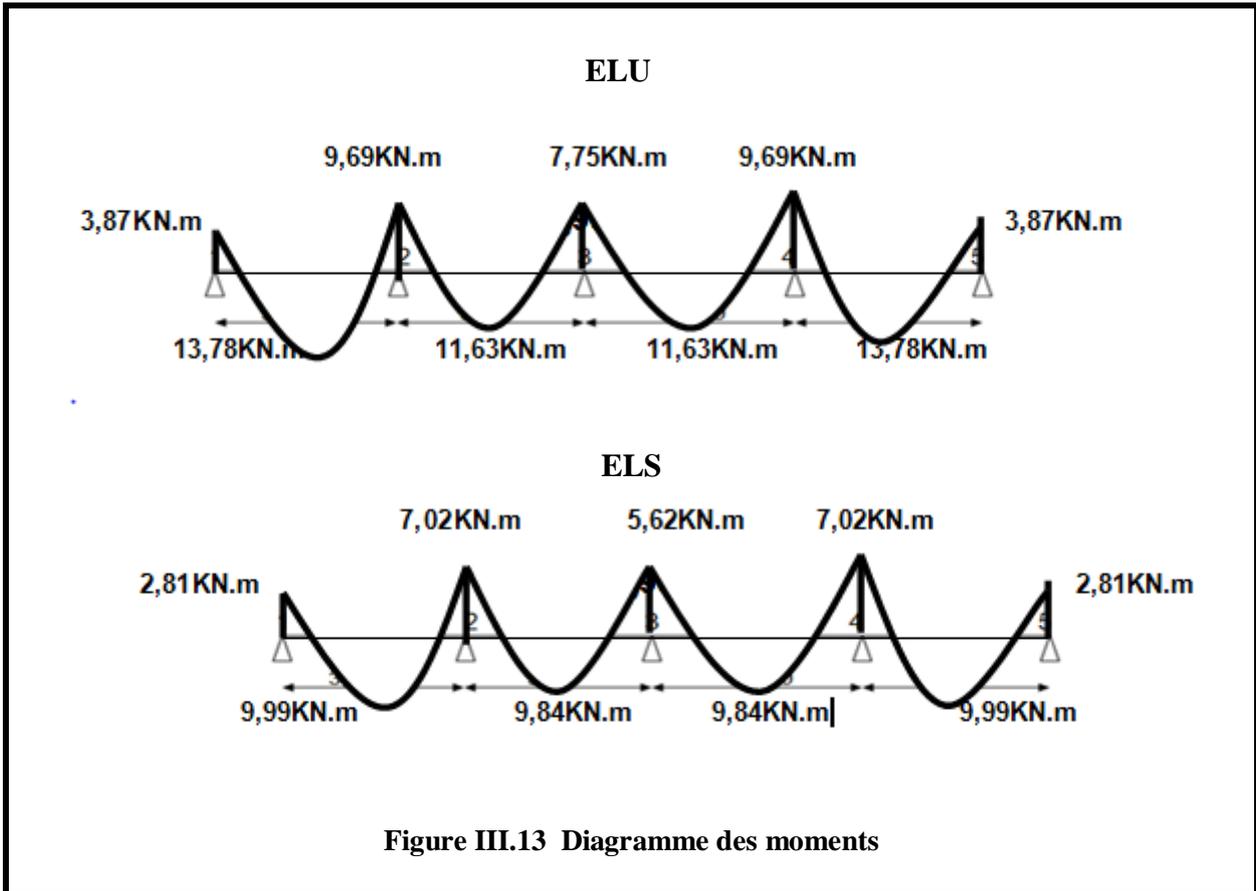
- Les efforts tranchants :**

$$T_1 = \frac{PL}{2} + \frac{M_1 - M_2}{2}$$

$$T_2 = -\frac{PL}{2} + \frac{M_1 - M_2}{2}$$

travées	L(m)	E.L.U		E.L.S	
		$T_1$ (KN)	$T_2$ (KN)	$T_1$ (KN)	$T_2$ (KN)
1-2	3,40	8,36	-14,18	6,06	-10,26
2-3	3,50	12,57	-10,63	9,01	-7,70
3-4	3,90	11,95	-13,89	8,66	-10,06
4-5	3,50	14,51	-8,69	10,50	-6,30

## CHAPITRE III : Etude Des Planchers



ELU			ELS		
$M_t \max$ (KN.m)	$M_{app \max}$ (KN.m)	$T_{\max}$ (KN)	$M_t \max$ (KN.m)	$M_{app \max}$ (KN.m)	$T_{\max}$ (KN)
<b>plancher Terrasse inaccessible</b>					
13,36	9,54	9,75	6,96	10,41	9,75
<b>plancher Etages courant +RDC</b>					
13,68	9,69	14,72	10,32	7,02	10,42
ELU			ELS		
$M_t \max$ (KN.m)	$M_{app \max}$ (KN.m)	$T_{\max}$ (KN)	$M_t \max$ (KN.m)	$M_{app \max}$ (KN.m)	$T_{\max}$ (KN)
13,68	9,69	14,72	10,32	10,41	10,42

Tableau III.6 récapitulation des valeurs max ( $M_{travée}$ ) et ( $M_{appuis}$ ) et ( $T_{\max}$ )

### III.9 Ferrailage des poutrelles

L'enrobage :  $c \geq c_0 + \frac{\phi}{2}$ ,  $\phi \geq \frac{h}{10} = \frac{20}{10} = 2\text{cm}$ .  $c_0 \geq 1\text{cm} \Rightarrow c_0 = 1\text{cm}$

$c \geq 1 + \frac{2}{2} = 2\text{cm}$ , Alors on adopte  **$c = 2\text{ cm}$** .

#### III. 9.1. Calcul les armatures longitudinales :

- **En travées : A ELU**

**$M_u = 13,68\text{KN.m}$**

$b = 0,65\text{ m}$ ,  $h_0 = 0,04\text{m}$ ,  $h = 0,20\text{m}$ ,  $b_0 = 0,10\text{m}$

$d = 0,9 h = 0,18\text{m}$

$\bar{\sigma}_b = 14,20\text{MPa}$

$$M_t = f_{bc} \cdot b \cdot h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$14,2 \times 65 \times 4 \times \left( 18 - \frac{4}{2} \right) = 59,073 \text{ KN.m} > 13,68 \text{ KN.m}$$

Donc la section en "T" sera calculer comme une section rectangulaire de largeur  **$b$** .

$$S = (b \cdot h) = 65 \times 20 \text{ cm}^2.$$

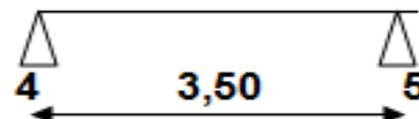
- **Sur appuis :**

**$M_{app} = 9,69\text{KN.m}$**

$M_{app} < M_{Tab}$  donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous

considérons une section rectangulaire de largeur  $b_0 = 10\text{ cm}$ .

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}, \quad A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}, \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \quad \beta = 1 - 0.4\alpha$$



**III. 9.2. Tableau récapitulatif des résultats :**

Elément	M(KN.m)	b <sub>0</sub> (cm)	μ	α	β	A <sub>calc</sub> (cm <sup>2</sup> )
Appuis	9,69	10	0,032	0,041	0.983	1,50
Travée	13,68	65	0.045	0,057	0.772	2,82

**III. 9.3. Condition de non fragilité :** B.A.E.L (1.4.2.1)

$$A_{min} \geq 0,23 b.d \frac{f_{t28}}{f_l}$$

- En travée :  $A_{min} \geq 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$

- En appuis :  $A_{min} \geq 0.23 \times 10 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0,21 \text{ cm}^2$

**III. 9.4. Pourcentage minimale :** B.A.E.L 91 (art B.6.4)

$$A'_m \geq 0.001 b h$$

- En travée :  $A'_m \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1,30 \text{ cm}^2$

- En appuis :  $A'_m \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0,20 \text{ cm}^2$

**III. 9.5. Tableau récapitulatif des résultats :**

Elément	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A' <sub>m</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopte</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	2,82	1,41	1,3	2,82	2HA14=3,08
Appuis	1,50	0,21	0,2	1,50	1HA14=1,54

**III. 9.6. Vérification de l'effort tranchant :**

- La contrainte de cisaillement : Selon la B.A.E.L 91 (A.5.1.1) :

La contrainte tangente :  $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$

V<sub>u</sub> : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de E.L.U

b<sub>0</sub> : Désigne de largeur de l'âme.

d : L'hauteur utile de la nervure.

$$\tau_u = \frac{14,72}{100 \times 180} = 0,817 \text{ MPa}$$

On doit vérifier :  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.20 \frac{F_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) \dots \text{ Fissuration peu nuisible (B.A.E.L.A..1.211).}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.20 \frac{25}{1.5}, 5 \text{ MPa} \right) = \min(3.25, 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,817 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$$

**III. 9.7. Diamètre minimale  $\phi_t$  : B.A.E.L (A.7.2.2) :**

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{ht}{35}, \phi_L, \frac{b_0}{10} \right) = (5.71, 14, 10) \quad \text{Soit : } \phi_t = 6 \text{ mm}$$

Donc on adopte des cadres  $\phi_6$  d'où :

$$A_t = 2\phi_6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

\* **L'espacement des cadres St:** BAEL91 (A.5.1, 22) .

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = 16,20 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4b_0} = 32,90 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot A_t \cdot f_e}{b_0 (\tau_u - 0,3Kft_{28})} = 26,32 \text{ cm BAEL91 (A.5.1, 23)}$$

$$S_t \leq \min(16.2, 32.9, 26.32)$$

On dispose nos armatures transversales avec un espacement de **15 cm**.

**III.9.8. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis:**  
BAEL91(A.5.1,31)

**A-** Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que l'on a :

$$v_u \leq \frac{0,8 \cdot b_0 \cdot a \cdot f_{c28}}{\gamma_b \cdot 2} ; a = 0.9 d = 16.2$$

Au maximum  $a = 0,9 \cdot d = 16,20 \text{ cm.} \quad V_u = 14,72 \text{ KN}$

$$\frac{0,8 \times 10 \times 16,2 \times 25}{1,5 \times 2} = 108 > 14,72 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

**B-** Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être

telle que l'on ait :

$$A \geq \gamma_s \frac{V_u}{f_e}$$

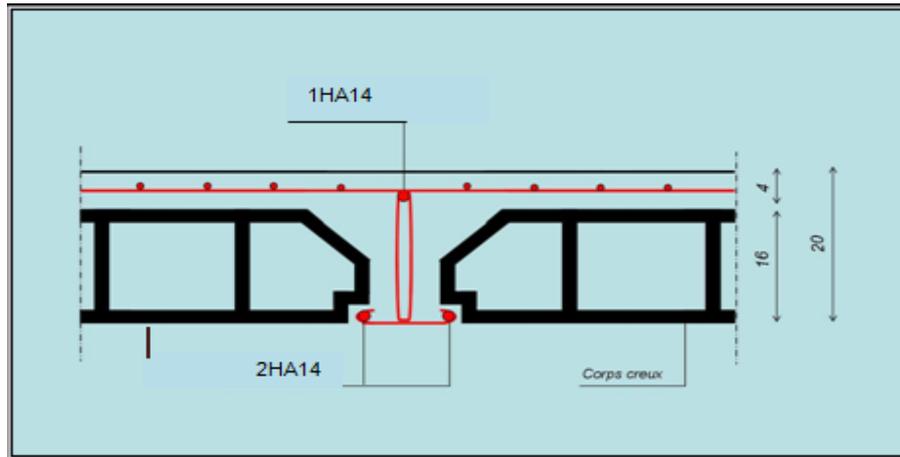
$$A = 3,08 \text{ cm}^2 = 308 \text{ mm}^2.$$

$$1,15 \times \frac{14,72 \cdot 10^3}{400} = 42,32 \text{ mm}^2 < 308 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

### III. 9.9. Vérification de la flèche : BAEL91 (B.6.8, 424)

1.  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{390} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow 0,051 > 0,044 \dots \dots \dots$  **Vérifier**
2.  $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} = \frac{13,68}{15 \times 19,39} = 0,047 < 0,052 \dots \dots \dots$  **Vérifier**
3.  $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{3,08}{65 \times 18} = 0,003 < 0,009 \dots \dots \dots$  **Vérifier**

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.



**Figure III.15- Ferrailages des poutrelles**

### III.10 Ferrailage de la dalle de compression

Selon BAEL91 (B.6.8, 423)

L' hourdis doit avoir un quadriallage de barres dont les dimensions de mailles sont définie comme suit:

- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

L'écartement L entre axes des nervures égale à 65cm donc :

$$A = \frac{4 \cdot L}{f_e} \quad (\text{la section des armatures } \perp \text{ aux nervures}).$$

$$A = \frac{4 \cdot 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{On adapte } 5\emptyset 5 = 0,98 \text{ cm}^2.$$

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{On adapte : } 3\emptyset 5 = 0,59 \text{ cm}^2.$$

Donc on choisi un treilli soudé TS Ø5 (200×200) mm<sup>2</sup>

### III.10.1 Vérification de la flèche : BAEL91 (B.6.8, 424)

1.  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{390} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow 0,051 > 0,044 \dots \dots \dots$  **Vérifier**
2.  $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} = \frac{13,68}{15 \times 19,39} = 0,047 < 0,052 \dots \dots \dots$  **Vérifier**
3.  $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{3,08}{65 \times 18} = 0,003 < 0,009 \dots \dots \dots$  **Vérifier**

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

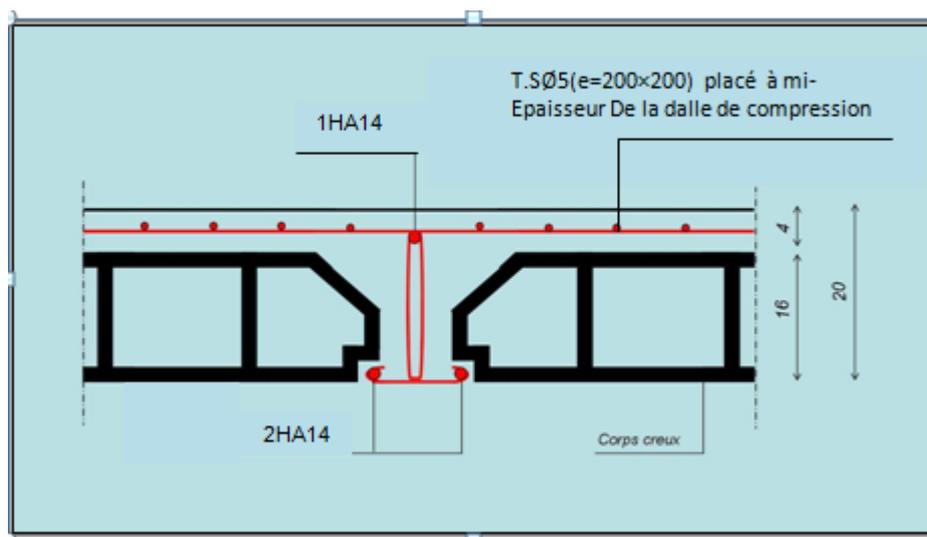


Figure III.16- Ferrailages de la dalle de compression

## **CHAPITRE IV**

### **Etude des éléments secondaires**

**IV.1 calcul de l'acrotère**

**IV.1.Introduction**

L'acrotère est un élément de protection entourant la terrasse du bâtiment, elle est Considérée comme une console verticale, encastree au niveau du plancher terrasse, plancher terrasse, il est soumis à un effort normal due à son poids propre **G**, et à une surcharge due à une main courante **Q**. Il sera donc calculé en flexion composée.

Sa hauteur est de **80 cm**, son épaisseur est de **10 cm**. La console sera calculée á la flexion composée pour une bonde de 1m de longueur.

**Charge:**

1. Poids propre de l'acrotère : **G = 2,22KN/ml**

2. Surcharge (la main courante) : **Q= 1 KN/m<sup>2</sup>**

**III.1.1 Evaluation des charges :**

\* **Surface:**  $S_r = (0.1 \times 0.8 + 0.08 \times 0.1 + 0.1 \times 0.02 \times 0.5)$

$$S_T = 0.089m^2$$

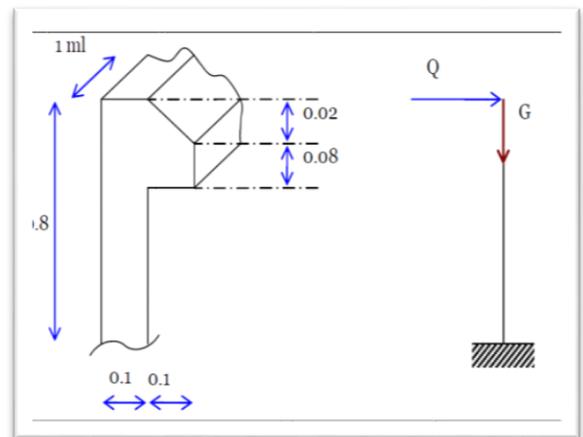


Figure IV.1. Coupe de l'acrotère

**III.1.2.calcul des sollicitations**

• **Plancher Terrasse :**

• **ELU**

$$N_u = N_G = 2,22 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = 1,5 \times Q \times h = 1,5 \text{ M } Q = 1,5 (1 \times 0,80) = 1,20 \text{ KN.ml}$$

• **ELS**

$$N_s = N_G = 2,22 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = 1 \times 0,80 = 0,80 \text{ KN.ml}$$

**III.1.3.Vérification de l'effort due au séisme**

D'après le **RPA99V2003** (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante ;

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

A: coefficient d'accélération (**zone IIa**)

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

W<sub>p</sub>: poids de l'acrotère

A	C <sub>p</sub>	W <sub>p</sub> KN/ml	F <sub>p</sub> KN/ml
0,15	0,80	2,22	1,06

Soit  $Q = 1\text{kn/m}$  (surcharge due a la main courante) Donc :  $Q < F_p$

### Combinaisons d'action:

#### \* E.L.U:

$$N_u = 1 \times N_g = 2,22 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = 1,5 \times Q \times h = 1,5 \text{ M Q} = 1,5 (1 \times 0,80) = 1,20 \text{ KN.ml}$$

$$T_u = 1,06 \times 0,8 = 0,848 \text{ KN}$$

#### \* E.L.S :

$$N_s = N_G = 2,22 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = 1 \times 0,80 = 0,80 \text{ KN.ml}$$

### III.1.4 Calcul de ferrailage :

La section de calcul est rectangulaire de largeur  $b=100 \text{ cm}$ , et de hauteur  $h=10 \text{ cm}$ .

On adopte l'enrobage des armatures exposé aux intempéries.

L'acrotère est un élément exposé aux intempéries, alors l'enrobage des armatures soit  $c=3 \text{ cm}$  à partir de l'axe de l'armature.

- Armatures longitudinales :

#### E.L.U :

-Détermination de l'excentricité du centre de pression :

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{1,20}{2,22} = 0,54 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,1}{2} = 0,05 \text{ m} \Rightarrow e = \max(e_0 ; \frac{h}{2}) = 0,54 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, dans la section est partiellement comprimée, et par conséquent sera calculé en flexion simple soumise à un moment  $M_I$  égale au moment par rapport aux armatures tendues.

- Détermination de la section des armatures à la flexion simple:

$$M_1 = M_u + N_u \left[ \left( \frac{h}{2} - c \right) \right] = 1,2 + 2,22 \left[ \left( \frac{0,1}{2} - 0,03 \right) \right] = 1,24 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1,24 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \cdot 14,2} = 0,024 < 0,186$$

Dans les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ( $A' = 0$ )

$$\mu = 0,024 \quad \alpha = 0,015 \quad \beta = 0,990$$

$$A_1 = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{1,24}{0,089 \cdot 348} \cdot 10^{-3} = 0,442 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{M_u}{\sigma_s} = 0,442 - \frac{1,24}{348} \cdot 10^{-3} = 0,441 \text{ cm}^2$$

**E.L.S :**

- **Détermination de l'excentricité du centre de pression :**

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,8}{2,22} = 0,36 \text{ m} \quad \text{La section est partiellement comprimée.}$$

La fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right) (\text{MPa}), \text{BAEL91(artA.4.5.33)}$$

$\eta = 1,6$  pour les armatures à haute adhérence ( $\Phi \geq 6 \text{ mm}$ )

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} 400, 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

- **Calcul de la section à la flexion simple :**

$$M_1^{ser} = M_{ser} + N_{ser} \left[ \left( \frac{h}{2} - c \right) \right] = 0,8 + 2,22 \left( \frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 0,84 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_1^{ser}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,84 \cdot 10^{-3}}{100 \times 9^2 \cdot 201,63} = 0,00051$$

$$\mu = 0,00051 \quad \beta = 0,999 \quad k = 0,0095$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0,0095 \times 201,63 \Rightarrow \sigma_b = 1,91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1,91 \text{ MPa} < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' = 0$$

$$A_1^{ser} = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \beta b} = \frac{0,84}{201,63 \times 0,999 \times 9} = 0,46 \text{ cm}^2$$

- **Calcul de la section à la flexion composée :**

$$A^{ser} = A_1^{ser} - \frac{N_{ser}}{100 \bar{\sigma}_s} = 0,46 - \frac{2,22}{100 \times 201,63} = 0,459 \text{ cm}^2.$$

- **Condition de non fragilité : B.A.E.L (A.4.2.1):**

$$A^{\min} \geq 0.23 \times b.d. \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0,23. b. d \frac{f_{t28}}{f_t} = 0,23.1.0,09 \frac{2,1}{400} = 1,09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{min} \geq A_s$$

- **Pourcentage minimal d'armature longitudinal :**

$$A_L \geq 0.0025 b.h = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.5 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Donc : } A = \max (A^u, A^{ser}, A_L, A_{\min}) \Rightarrow A = A_L = 2.5 \text{ cm}^2.$$

## CHAPITRE IV : Etude des éléments secondaires

On adopte :  $A_L = 5\phi 8 = 2.51 \text{ cm}^2$

- **Vérification de l'effort tranchant : B.A.E.L (A.5.1.1) :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

- $\tau \leq \min(0,15x f_{c28}; 4 \text{ MPA}) \rightarrow \tau \leq \min(3,75; 4 \text{ MPA})$

$$\tau = 3,75 \text{ MPA}$$

$$V_u = 1,5 \times Q \Rightarrow V_u = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ Kn/ml}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{1,5 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09} = 0,0166 \text{ MPA}$$

$$\tau_u < \tau \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Armatures de répartition**

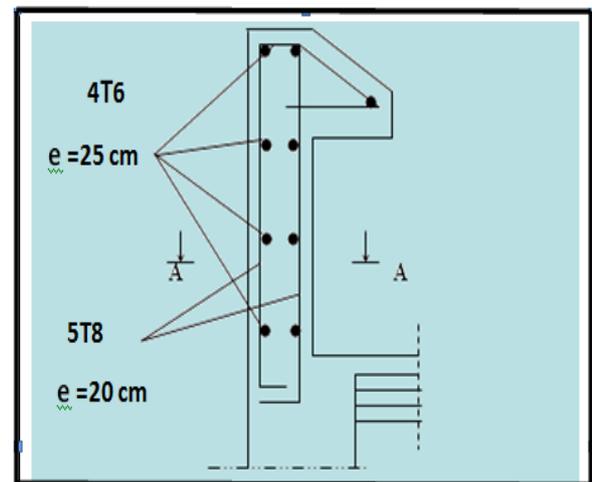
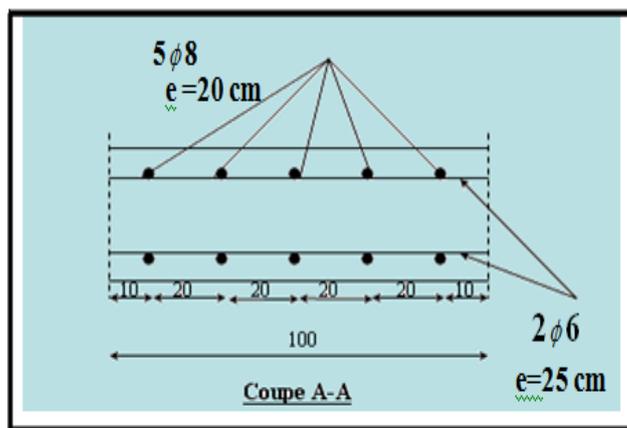
$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,502 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } A_r = 4\text{T6} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Espacement des armatures :**

$$A_t = 5\phi 8 \rightarrow S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm.}$$

$$A_t = 4\phi 6 \rightarrow S_t = 25 \text{ cm.}$$

- **Schéma de ferrailage**



**Fig. IV.2 : Schéma ferrailage de l'acrotère**

**IV.2 Les Escaliers**

**IV.2. 1. Introduction :**

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite de plans horizontaux permettant de passer à pied d'un niveau à un autre. C'est l'élément de liaison entre les étages. L'escalier est déterminé par sa montée, son emmarchement, son giron et la hauteur de marche.

**IV.2. 2. Dimensionnement:**

Pour le dimensionnement des marches (g) et des contre marche (H) on utilise généralement la formule de BLONDEL :  $60 \leq g+2h \leq 66$

Avec : h : hauteur de la contre marche varie entre 14 à 20 cm  $\Rightarrow$  **h= 18cm**

g : giron varie de 22 à 33cm  $\Rightarrow$  **g= 30cm**

volée1						
dalle palière (cm)	Paillasse (cm)	Giron (cm)	contre marche (cm)	Nombre de marche	Angle moyen d'inclinaison	
15	15	30	18	06 marches	$\alpha = 31^\circ$	
Volée2						
15	15	30	18	08 marches	$\alpha = 31^\circ$	
Volée3						
15	15	30	18	09 marches	$\alpha = 31^\circ$	

Tableau IV.1 Dimensionnement des volées

## CHAPITRE IV : Etude des éléments secondaires

### IV.2. 3. Méthode de calcul utilisée:

Charges permanente G et surcharge Q

Elément	G en KN/m <sup>2</sup>	Q en KN/m <sup>2</sup>
Dalle palière	4,04	2,50
Paillasse	8.08	2,50

### IV.2. 4. Combinaisons d'actions :

- à E.L.U :  $P_u = 1.35 G + 1.5 Q$
- à E.L.S :  $P_s = G + Q$

Elément	Pu en KN/ml	Ps en KN/ml
Dalle palière	9,20	6,54
Paillasse	14,65	10,58

### IV.2. 5. La charge équivalente, moment isostatique et effort tranchant:

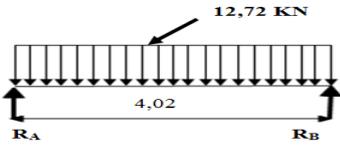
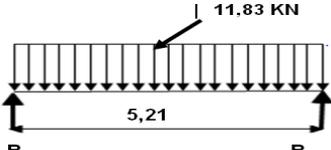
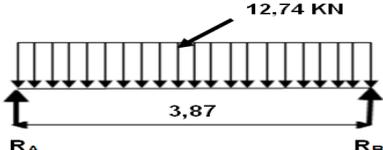
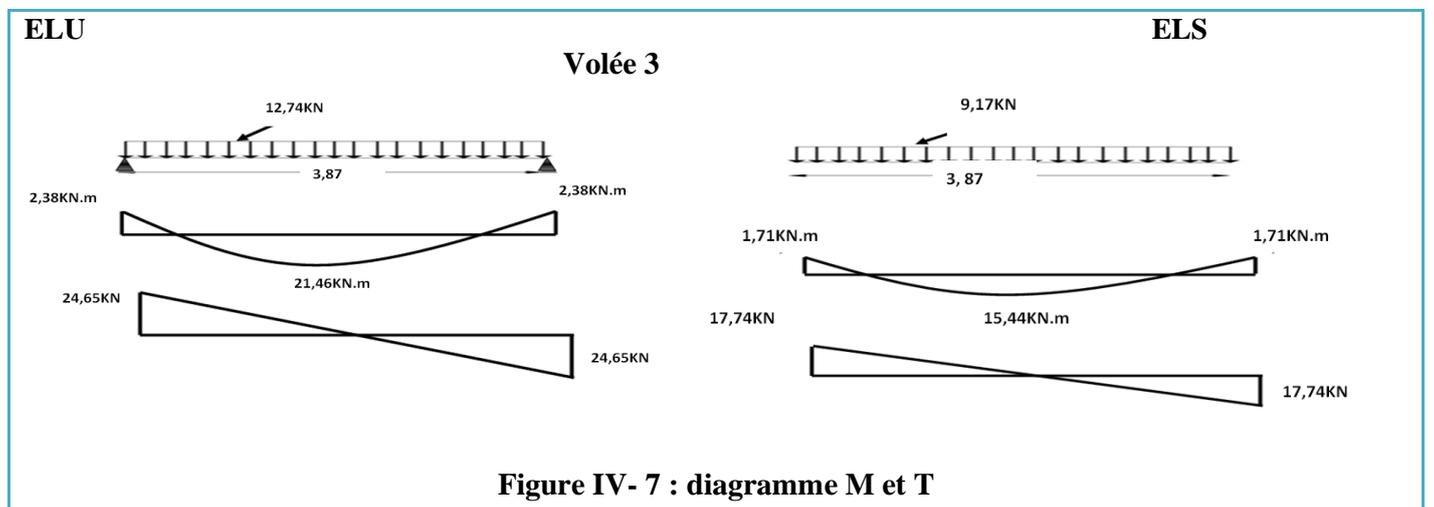
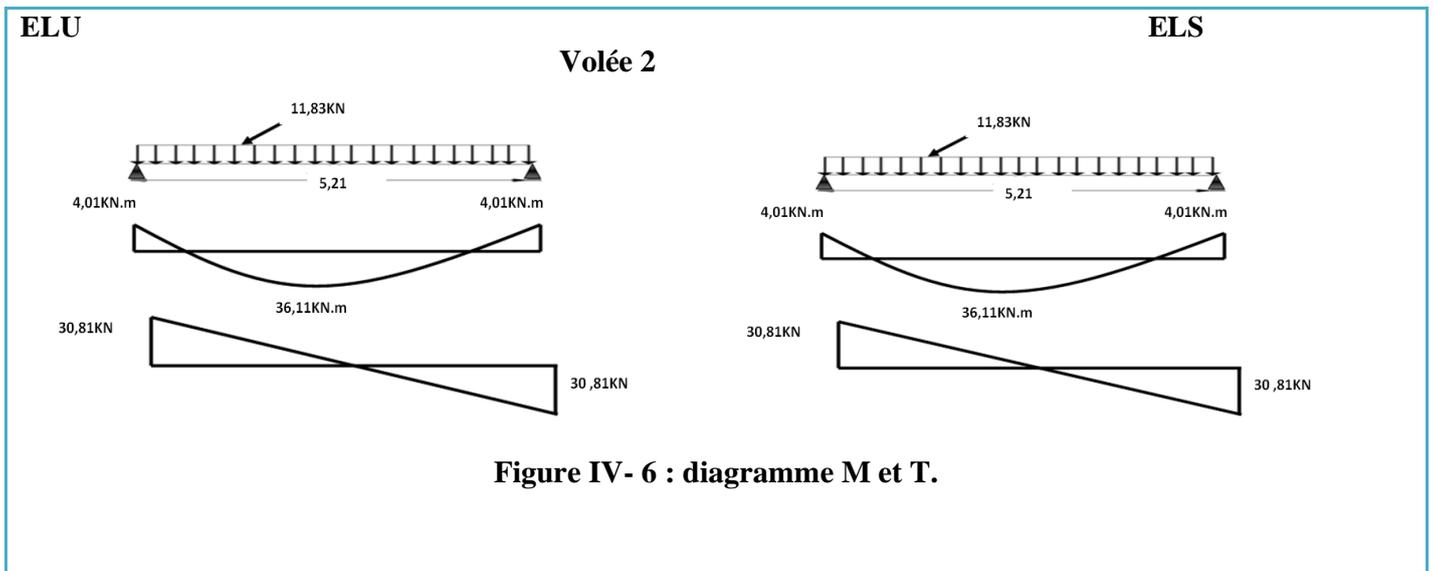
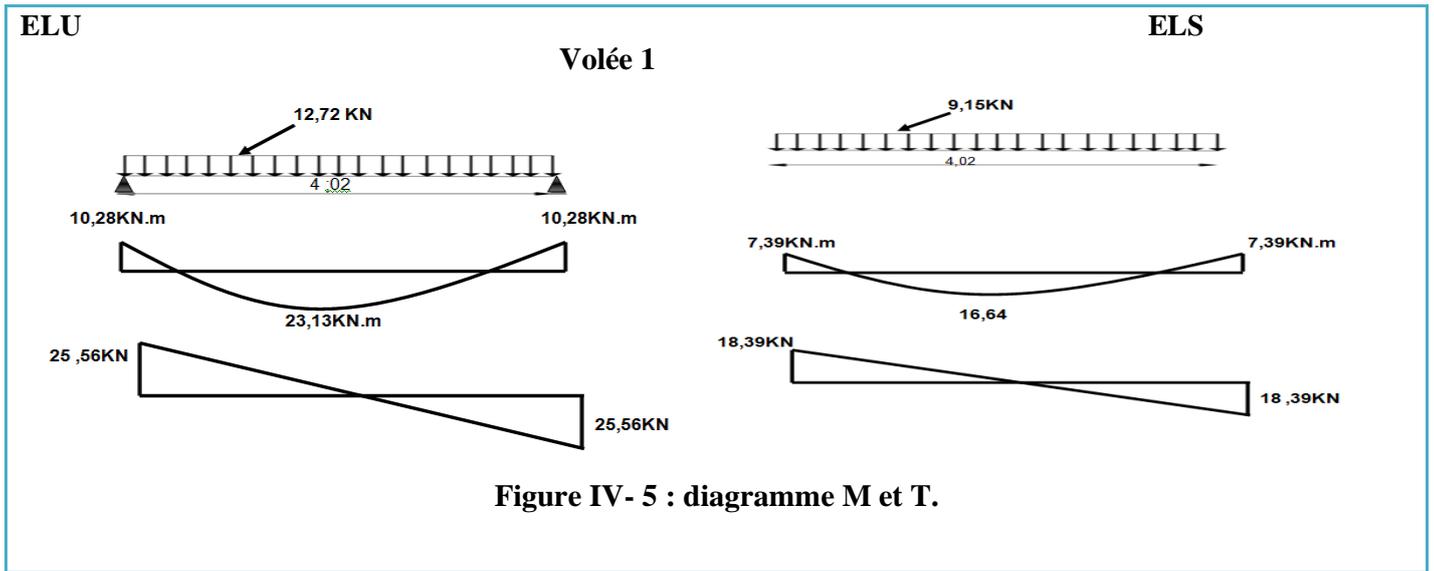
	Volée1	Volée2	Volée3
<b>Charge équivalente</b> $P_{eq} = \frac{\sum P_i L_i}{\sum L_i}$	 ELU $P_{eq} = 12,72 \text{ KN}$ ELS $P_{eq} = 9,15 \text{ KN}$	 ELU $P_{eq} = 11,83 \text{ KN}$ ELS $P_{eq} = 8,49 \text{ KN}$	 ELU $P_{eq} = 11,83 \text{ KN}$ ELS $P_{eq} = 8,49 \text{ KN}$
<b>Moment isostatique</b> $M_0 = P_{eq} \frac{L^2}{8}$	ELU 25,70 KN.m ELS 18,48 KN.m	ELU 40,13KN.m ELS 28,80KN.m	ELU 23,85KN.m ELS 17,16KN.m
<b>Moment (appui , travée)</b>	ELU $M_t = 0.9 M_0 = 23,13 \text{ KN.m}$ $M_a = -0.4 M_0 = -10,28 \text{ KN.m}$ ELS $M_t = 16,64 \text{ KN.m}$ $M_a = -7,39 \text{ KN.m}$	ELU $M_t = 36,11 \text{ KN.m}$ $M_a = -4,01 \text{ KN.m}$ ELS $M_t = 25,92 \text{ KN.m}$ $M_a = -2,88 \text{ KN.m}$	ELU $M_t = 21,46 \text{ KN.m}$ $M_a = -2,38 \text{ KN.m}$ ELS $M_t = 15,44 \text{ KN.m}$ $M_a = -1,71 \text{ KN.m}$
<b>Effort tranchant</b> $T = P_{eq} \frac{L}{2}$	ELU 25,56 KN ELS 18,39 KN	ELU 30,81KN ELS 22,11KN	ELU 24,65KN ELS 17,74KN

Tableau IV.2 charge équivalente, moment isostatique et effort tranchant

## CHAPITRE IV : Etude des éléments secondaires



## CHAPITRE IV : Etude des éléments secondaires

### IV.2. 5. Calcul du ferrailage longitudinal :

E.L.U						Volée 1			E.L.S				
$\mu = \frac{M}{\sigma_b * b * d^2} ; \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} ; \beta = (1 - 0,4\alpha) ;$ $A = \frac{M}{\sigma_s * \beta * d}$ $\sigma_b = 14,2 \text{ MPA} ; F_c E = 400 \text{ MPA} ; \sigma_s = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPA}$						$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100} \text{ Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$							
L'enrobage c=2 $\Rightarrow$ d= 13 cm						La fissuration est considérée comme peu nuisible.							
Elément	M <sub>U</sub> (KN.m)	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	A <sub>calc</sub> (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	M <sub>u</sub>	M <sub>s</sub>	$\gamma$	F <sub>c28</sub>	$\bar{\alpha}$	condition	
Appuis	<b>10,28</b>	0.042	0.053	0.978	2,32	0.053	<b>10,28</b>	7,39	1,39	25	0,445	<b>vérifier</b>	
Travée	<b>23,13</b>	0.096	0.126	0.949	5,22	0.126	<b>23,13</b>	16,46	1,40	25	0,450	<b>vérifier</b>	
Volée 2													
Appuis	<b>4,13</b>	0.068	0,070	0.972	3,75	0.070	4,13	2,88	1,39	25	0,445	<b>Vérifier</b>	
Travée	<b>36,11</b>	0.150	0,164	0.934	8,54	0.164	36,11	25,92	1,39	25	0,450	<b>Vérifier</b>	
Volée 3													
Appuis	<b>2,38</b>	0.039	0,066	0.973	2,16	0.070	9,54	1,71	1,39	25	0,445	<b>vérifier</b>	
Travée	<b>21,46</b>	0.089	0,116	0.953	4,97	0.164	21,46	15,44	1,39	25	0,450	<b>vérifier</b>	

Tableau IV.3 charge équivalente ferrailage longitudinal des volées

### IV.2. 6. Condition de non fragilité :

Elément	A <sub>cat</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> <sup>1</sup> (cm <sup>2</sup> ) $A_{min} \geq 0.23 b d \frac{F_{t28}}{F_c}$	A <sub>min</sub> <sup>2</sup> (cm <sup>2</sup> ) $A_{min} \geq 0.001 b h$	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> )
Volée 1					
Appuis	2,32	1,86	1,5	2,32	<b>4HA10=3,14</b>
Travée	5,22	1,86	1,5	5,22	<b>5HA12=6,65</b>
Volée 2					
Appuis	3,75	1,86	1,5	3,75	<b>4HA12=4,52</b>
Travée	8,54	1,86	1,5	8,54	<b>6HA14=9,24</b>
Volée 3					
Appuis	2,16	1,86	1,5	2,16	<b>3HA12=3,39</b>
Travée	4,97	1,86	1,5	4,97	<b>5HA14=6,65</b>

Tableau IV.4 Condition de non fragilité des volées

## CHAPITRE IV : Etude des éléments secondaires

### IV.2. 7. Vérification de la contrainte de cisaillement :

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$      $\tau_u = \frac{T_U}{b_0 d}$      $\tau_u = \min \left( 0,2 \frac{F_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPA} \right)$

	$T_u(\text{KN})$	$b_0 \text{ (cm)}$	$d(\text{cm})$	$\tau_u$	$\bar{\tau}_u$	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
<b>Volée 1</b>	25,56	100	13	0,019	3,33	<b>vérifier</b>
<b>Volée 2</b>	30,81	100	13	0,023	3,33	<b>Vérifier</b>
<b>Volée 3</b>	24,65	100	13	0,018	3,33	<b>Vérifier</b>

Tableau IV.5 Vérification de la contrainte de cisaillement

**Conclusion : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.**

### IV.2. 7. Les armatures de répartition : $A_r = A_l / 4$

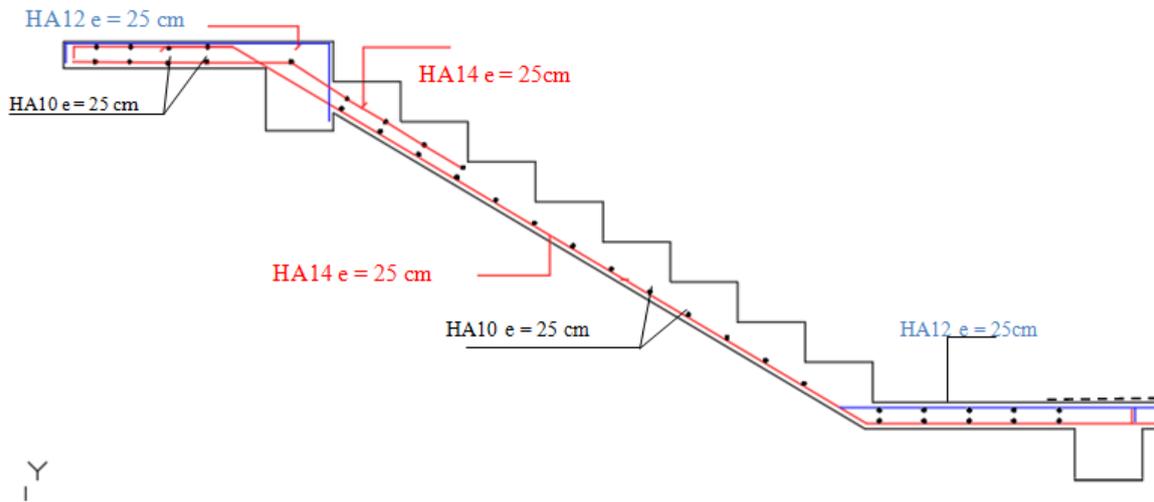
Elément	$A_l(\text{cm}^2)$	$A_r(\text{cm}^2)$	$A_{adp}(\text{cm}^2)$
<b>Volée 1</b>			
<b>Appuis</b>	3,14	0,78	<b>4HA6=1,13</b>
<b>Travée</b>	6,65	1,66	<b>4HA8=2.01</b>
<b>Volée2</b>			
<b>Appuis</b>	4,52	1,13	<b>4HA8=2.01</b>
<b>Travée</b>	9,24	2,31	<b>4HA10=3,14</b>
<b>Volée3</b>			
<b>Appuis</b>	3,39	0,84	<b>2HA10=1,57</b>
<b>Travée</b>	6,65	1,66	<b>4HA8=2,01</b>

Tableau IV.6 Les armatures de répartition

### IV.2. 8. L'espacement entre les armatures : B A E L 91 (art 8.2.4.2)

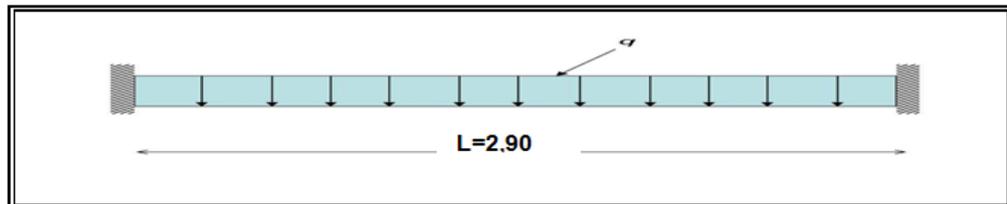
Elément	Armatures longitudinales $S_t \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}.$	Armatures transversales $S_t \leq \min (4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}.$	Volée2	Volée3
<b>Appuis</b>	$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$	25 cm	25 cm	25 cm
<b>Travée</b>	$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$	25 cm	25 cm	25 cm

Tableau IV.7 L'espacement entre les armatures des volées



**Figure IV.8 ferrailage d'escalier**

### IV.3 Calcul de la poutre palière



**Figure IV.3.1 Schéma statique de la poutre palière.**

#### **IV.3 .1Pré-dimensionnement :**

**Largeur entre nu de la poutre  $L(\text{cm})= 2.90\text{cm}$**

$$L/15 \leq ht \leq L/10 \Rightarrow 17,33 < ht < 26 \quad \text{On adopte } 35 \text{ cm}$$

$$0,3 ht \leq b \leq 0,4 ht \Rightarrow 10,5 < b < 14 \quad \text{On adopte } 30 \text{ cm}$$

La hauteur de la poutre $ht$ (cm)	<b>35</b>
La largeur de la poutre $b$ (cm)	<b>30</b>

**IV.3 .2-Vérification suivant RPA 2003**

1)  $b \geq 20\text{cm} \Rightarrow 30,00 \geq 20 \dots\dots\dots$  **Vérifié**

2)  $h_t \geq 30\text{cm} \Rightarrow 35,00 \geq 30 \dots\dots\dots$  **Vérifié**

3)  $h_t/b \leq 4 \Rightarrow 1,16 \leq 4 \dots\dots\dots$  **Vérifié**

**IV.3 .3-Évaluation des charges sur poutre palière :**

L'effort tranchant :  $T_u=24,65\text{KN}$  ,  $T_s =17,74\text{KN}$

Poids propre de poutre :  $G=0,3 \times 0,35 \times 25=2,62 \text{ KN /ml}$

Mur de façade  $G=2.76 \times 1,53=4,22 \text{ kN/ml}$

**IV.3 .4-Combinaisons des charges :**

$G = 6,47 \text{ kN/ml}$        $Q = 25 \times 0,3= 7,5 \text{ kN/ml}$

- **E.L.U** :  $P_u = 1.35 G + 1.5 Q = 19,98 \text{ kN/ml} \Rightarrow M_0 = 21,01 \text{ KN.m}$
- **E.L.S** :  $P_s = G + Q = 13,97\text{KN/ml} \Rightarrow M_0 = 14,68 \text{ KN.m}$

$M_t = 0,75 M_0$        $M_a = 0,40 M_0$        $M_0 = \frac{pl^2}{8}$        $T = \frac{pl}{2}$

Elément	$p_u \text{ (KN/ml)}$	$p_s \text{ (KN/ml)}$	$M_u \text{ (KN.m)}$	$M_s \text{ (KN.m)}$	$T_u \text{ (KN)}$	$T_s \text{ (KN)}$
<b>Appui</b>	19,98	13,97	8,40	5,87	28,97	20,25
<b>Travée</b>	19,98	13,97	15,75	11,01		

**Tableau IV.7 Combinaisons des charges de la poutre palière**

**IV.3 .5-Calcul du ferrailage longitudinal :**

- **ELU** :

Schéma du ferrailage : le calcul est fait à la flexion simple avec :  $(b \times h = 30 \times 30) \text{ cm}^2$

- l'enrobage  $c$  et  $c'$  ;  $d = h - c$  hauteur utile

$h=35 \text{ cm}$ ;  $C=C'= 3\text{cm}$ ;  $d=32 \text{ cm}$

$\mu = \frac{M}{\sigma_p * b * d^2}$  ;  $\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8}$  ;  $\beta = (1 - 0,4\alpha)$  ;  $A = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d}$

Elément	$M_u$	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$A_{cal}$
<b>Appui</b>	8,40	0,027	0,035	0,986	0,91
<b>Travée</b>	15,75	0,050	0,065	0,974	1,70

## CHAPITRE IV : Etude des éléments secondaires

### • E.L.S :

Le calcul se fait selon les règles B.A.E.L 91, la fissuration est considérée comme non préjudiciable.

\* section rectangulaire sollicitée en flexion simple. Les aciers de type *FeE400*.

La vérification de  $\sigma_b$  est inutile si la condition suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100} .$$

Elément	$M_u$	$M_s$	$\gamma$	$\alpha$	$\bar{\alpha}$	condition
Appui	8,40	5,87	1,39	0,035	0.44	Vérifiée
Travée	15,75	11,01	1,39	0,065	0.44	Vérifiée

### III.3.6 Condition de non-fragilité :

Elément	$A_{cal}$ cm <sup>2</sup>	$A_{min} \geq 0,23 b \cdot d \frac{F_{t28}}{F_e}$ cm <sup>2</sup>	$A_{min} \geq 0,001 \cdot b \cdot h$ cm <sup>2</sup>	$A_{min_{min}}^{RPA} \geq 0,5\% \cdot b \cdot h$ cm <sup>2</sup>	$A_{max}$ cm <sup>2</sup>	A adopte
Appui	0,91	0,97	1,05	5,25	5,25	4,62 3T14
Travée	1,70	0,97	1,05	5,25	5,25	4,62 3T14

Tableau IV.8 Condition de non-fragilité de la poutre palière

### IV.3.7 Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (art A.5.1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{28970}{300 \cdot 320} = 0.301 \text{ MPa} .$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa} .$$

$$\tau_u = 0.301 < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \text{ verifier}$$

### IV.3.8 Détermination des armatures transversales :

$$\emptyset \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \emptyset, \frac{b}{10} \right\} \Rightarrow \emptyset \leq \min \{ 1, \emptyset, 3 \} \Rightarrow \emptyset \leq 1,00 \text{ mm}$$

$$A_t = 4 \text{ T } 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

### III.3.9 Espacement d'après le BAEL :

$$St_1 \leq \min(0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) = 28,8 \text{ cm}$$

$$St_2 \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{2,01 \times 400}{0.4 \times 30} = 67 \text{ cm}$$

$$St = \min(St_1 ; St_2) = 28,8 \text{ cm}$$

**IV.3 .10 Espacement exigé par RPA 99 V.2003:**

- En zone nodale :  $St \leq \min (h/4 , 12 \varnothing) = \min (35/4 ; 12 \times 1,4) = 7,5 \text{ cm}$
- En zone courante :  $St \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm}$  on prend 15 cm
- Pourcentage d'acier exigé par le RPA99 V.2003 :

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h = 0,5\% \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$$

**IV.3 .11 calcul de la quantité d'armature transversale minimum:**

Selon RPA99V2003 :

$$A_t = 0,003 \times b \times S$$

- Zone nodale

$$A_t = 0,003 \times 7,5 \times 30 = 0,67 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$$

- Zone courante

$$A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$$

**IV.3 .12 Pourcentage total max. d'acier longitudinal :**

1. 4% en zone courante :  $A_{s1} = \frac{4}{100} \times 30 \times 35 = 36 \text{ cm}^2$
2. 6% en zone de recouvrement :  $A_{s2} = \frac{6}{100} \times 30 \times 35 = 54 \text{ cm}^2$
3. Longueur de recouvrement :  $L = 40\varnothing = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm}$

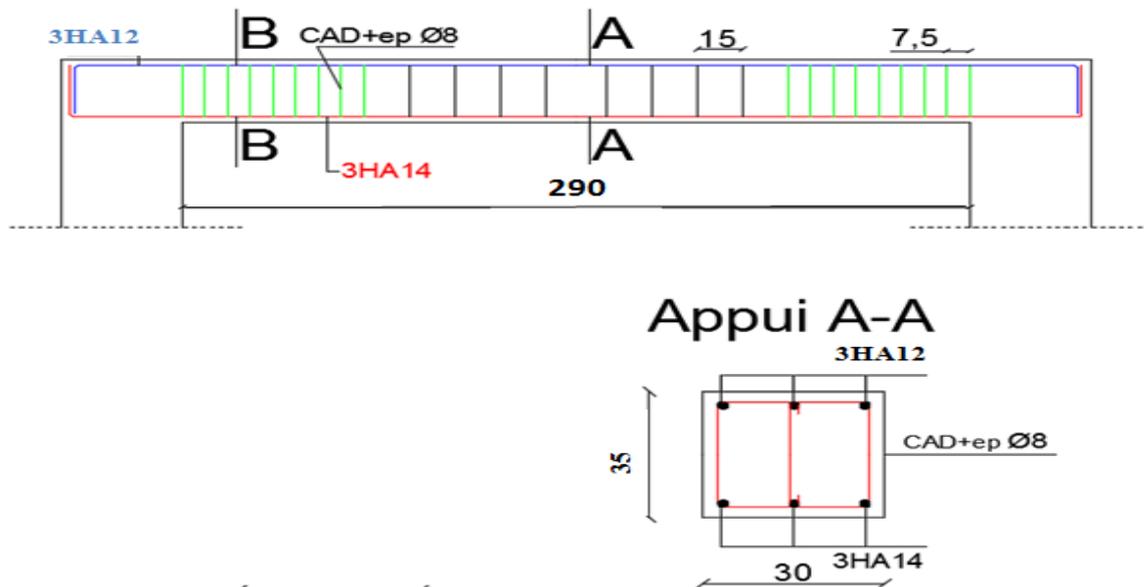


Figure IV.9:ferrailage de la poutre palière.

**IV.4 Calcul des dalles pleines : balcon**

**IV. 4 .1 Balcon**

Le calcul se fait sur une bande de **1 m** de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la flexion simple dû à :

- $G$  : poids propre de la dalle .
- $\varphi$  : surcharge d'exploitation.
- $P$  : charge concentrée due ou poids des murs exté
- $L_x = 0,80m$  ;  $L_y = 3,20m$

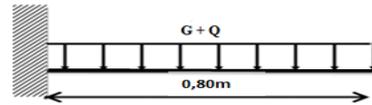


Figure IV.10:schéma statique balcon

**IV. 4 .2 Pré dimensionnement du balcon**

Longueur de balcon  $L = 320cm$

$L/35 \leq ht \leq L/30 \Rightarrow 2\text{-appuis} \Rightarrow 9,14 \leq ht \leq 10,67$  On prend  $ht = 15 cm$

- Dalle appuis sur 02 côtés :

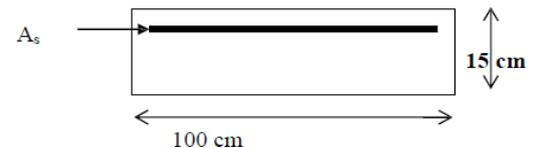
$G = 5,65KN/m^2$

$Q = 3.5 KN/m^2$

$P$  (garde-corps) =  $0,60kn/m^2$

$L_x = 0,80m$

$L_y = 3.50m \rightarrow \rho = \frac{80}{320} = 0,26 < 0,4$



La dalle travaille selon un seul sens « lx »

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{80}{320} = 0,25 < 0,4 \Rightarrow$  Donc la dalle porte suivant un seul sens  $L_x$

- Combinaison des charges :

ELU	ELS
$q_u = 1,35 G + 1,5 Q$	$q_s = G + Q$
$q_u = 12.88KN /m^2$	$q_s = 9.15KN /m^2$

**IV. 4 .3 Calcul des armatures :**

La fissuration est considérée comme tres préjudiciable car le balcon est exposé aux intempéries, (Variation de température, l'eau, vent, neige, etc.).

**Ferrailage** : le calcul se fait avec le logiciel robot expert comme une poutre consol de largeur 1m

**Résultat** : le calcul se fait avec le logiciel robot expert comme une poutre consol de largeur 1m

## Calcul de Section en Flexion Simple

### 1. Hypothèses:

**Béton:**  $f_{c28} = 25.0$  (MPa)

**Acier:**  $f_e = 400.0$  (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:

$b = 15.0$  (cm)

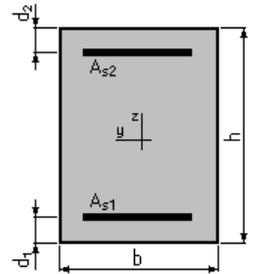
$h = 100.0$  (cm)

$d_1 = 3.0$  (cm)

$d_2 = 3.0$  (cm)

### 3. Moments appliqués:

	$M_{max}$ (kN*m)	$M_{min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	0.00	-8.65
Etat Limite de Service	0.00	-6.33
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0.00	-7.65



### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0.0$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 1.5$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s\ min} = 0.0$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$\rho = 0.10$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0.10$ (%)		

#### Analyse par Cas:

**Cas ELU**     $M_{max} = 0.00$  (kN\*m)     $M_{min} = -8.65$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 5.79    Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 3.1$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 95.8$  (cm)

Déformation du béton:  $\epsilon_b = 0.33$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 10.00$  (‰)

Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 347.8$  (MPa)

**Cas ELS**     $M_{max} = 0.00$  (kN\*m)     $M_{min} = -6.33$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 3.52

Position de l'axe neutre:  $y = 15.6$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 91.8$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 0.2$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 15.0$  (MPa)

Contrainte de l'acier:  
comprimée:  $\sigma_s' = 3.4$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:  
 $\sigma_{s\ lim} = 161.3$  (MPa)

**Cas ELA**     $M_{max} = 0.00$  (kN\*m)     $M_{min} = -7.65$  (kN\*m)

## CHAPITRE IV : Etude des éléments secondaires

Coefficient de sécurité:	7.54	Pivot:A
Position de l'axe neutre:	$y = 2.7$	(cm)
Bras de levier:	$Z = 95.9$	(cm)
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 0.29$	(‰)
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 10.00$	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 400.0$	(MPa)

### Vérification de Section en Flexion Simple

#### 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 25.0$  (MPa)

Acier:  $f_e = 400.0$  (MPa)

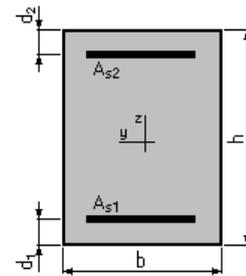
- Fissuration très préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section:

$b = 15.0$  (cm)  
 $h = 100.0$  (cm)  
 $d_1 = 3.0$  (cm)  
 $d_2 = 3.0$  (cm)

#### 3. Armatures:

Section théorique	$A_{s1} = 6.8$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 6.8$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s\ min} = 1.5$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$\rho = 0.93$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0.10$ (%)		



#### Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	221.28	-221.60
Etat Limite de Service	98.80	-98.94
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	254.58	-254.95

#### Analyse par Etat:

Etat ELU  $M_{\max} = 221.28$  (kN\*m)  $M_{\min} = -221.60$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité:	1.00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 8.7$	(cm)
Bras de levier:	$Z = 93.5$	(cm)
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 0.99$	(‰)
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 10.00$	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 347.8$	(MPa)
comprimée:	$\sigma_s' = 129.8$	(MPa)

Etat ELS  $M_{\max} = 98.80$  (kN\*m)  $M_{\min} = -98.94$  (kN\*m)

## CHAPITRE IV : Etude des éléments secondaires

Coefficient de sécurité: 1.00  
 Position de l'axe neutre:  $y = 25.7$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 88.4$  (cm)  
 Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 3.9$  (MPa)  
 Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 15.0$  (MPa)  
 Contrainte de l'acier:  
 tendue:  $\sigma_s = 161.3$  (MPa)  
 comprimée:  $\sigma_s' = 51.4$  (MPa)  
 Contrainte limite de l'acier:  
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 161.3$  (MPa)

**Etat ELA**  $M_{\max} = 254.58$  (kN\*m)  $M_{\min} = -254.95$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivote: A  
 Position de l'axe neutre:  $y = 8.5$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 93.6$  (cm)  
 Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 0.96$  (‰)  
 Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10.00$  (‰)  
 Contrainte de l'acier:  
 tendue:  $\sigma_s = 400.0$  (MPa)  
 comprimée:  $\sigma_s' = 123.7$  (MPa)

### Expertise de Section en Flexion Simple

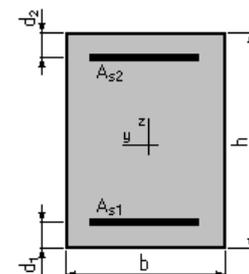
#### 1. Hypothèses:

**Béton:**  $f_{c28} = 25.0$  (MPa)      **Acier:**  $f_e = 400.0$  (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section:

$b = 15.0$  (cm)  
 $h = 100.0$  (cm)  
 $d_1 = 3.0$  (cm)  
 $d_2 = 3.0$  (cm)



#### 3. Armatures:

Section théorique  $A_{s1} = 6.8$  (cm<sup>2</sup>)  
 Section minimum  $A_{s \text{ min}} = 1.5$  (cm<sup>2</sup>)  
 théorique  $\rho = 0.93$  (%)  
 minimum  $\rho_{\min} = 0.10$  (%)

Section théorique  $A_{s2} = 6.8$  (cm<sup>2</sup>)

#### 4. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite de Service	0.00	-6.33

#### 5. Résultats:

<b>Cas ELS</b>	$M_{\max} = 0.00$ (kN*m)	$M_{\min} = -6.33$ (kN*m)
Coefficient de sécurité:	61.47	
Position de l'axe neutre:	$y = 25.7$ (cm)	

## CHAPITRE IV : Etude des éléments secondaires

Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 0.2$	(MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 15.0$	(MPa)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 2.6$	(MPa)
comprimée:	$\sigma_s' = 2.6$	(MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \text{ lim}} = 161.3$	(MPa)

### Flèche de la poutre due à la flexion simple

#### 1. Hypothèse :

- Béton :  $f_{c28} = 25.0$  (MPa)
- Acier :  $f_e = 400.0$  (MPa)
- Calculs suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Géométrie :

##### Section

$b = 15.0$  (cm)  
 $h = 100.0$  (cm)  
 $d_1 = 3.0$  (cm)  
 $d_2 = 3.0$  (cm)

##### Schéma statique

$l_o = 0.80$  (m)

#### 3. Hypothèses de calcul :

Facteur de flèche :  $\alpha_k = 2.40$

##### Chargement :

Moment dû à la charge permanente :  $M_g = -5.60$  (kN\*m)  
Moment dû à la charge totale :  $M_p = -6.33$  (kN\*m)  
Moment dû aux charges par cloisons :  $M_j = -4.48$  (kN\*m)

##### Section des armatures :

$A_{s1} = 6.8$  (cm<sup>2</sup>)  
 $A_{s2} = 6.8$  (cm<sup>2</sup>)  
Densité du ferrailage :  $\rho = 0.93$  (%)  
Densité du ferrailage minimale :  $\rho_{\min} = 0.10$  (%)

#### 4. Résultats :

Flèche totale :  $\Delta f_t = -0.0$  (mm) <  $f_{\text{adm}} = l_o / 500.00 = 2.8$  (mm)

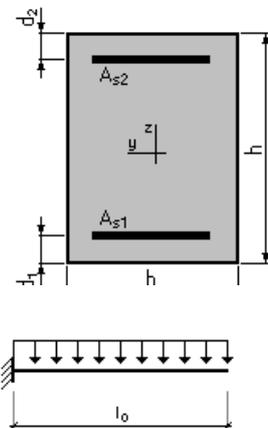
##### Composantes de la flèche (mm)

	$\mu$	$\sigma$ (MPa)
$f_{gv} = -0.0$	0.00	2.3
$f_{gi} = -0.0$	0.00	2.3
$f_{pi} = -0.0$	0.00	2.6
$f_{ji} = -0.0$	0.00	1.9

##### Moment d'inertie de la section homogène :

$I_o = 1700636.0$  (cm<sup>4</sup>)  
 $\lambda_i = 4.49$

$f_{gv}$  - flèche de longue durée due à l'ensemble des charges permanentes



## CHAPITRE IV : Etude des éléments secondaires

- $f_{gi}$  - flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes
- $f_{pi}$  - flèche instantanée due à l'ensemble des charges (permanentes et variables)
- $f_{ji}$  - flèche instantanée due aux charges permanentes à la pose des cloisons
- $\Delta f_t$  - flèche nuisible
- $f_{adm}$  - flèche admissible

	M(KN.m)	b (m)	d(m)	$\mu$	Z	As cal(cm <sup>2</sup> )	As adopté (cm <sup>2</sup> )
Appui console	1,85	1,00	12,00	0,009	0,12	6,79	6T12=6.79

**Tableau IV.9 Ferrailage du balcon**

- **Armateur de répartition :**

$$A_r = A_s / 4 = 6.79 / 4 = 1,69 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>

- **Espacement des barres**

Armatures principales  $S_t \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm} > S_t = 25\text{cm}$

Armatures de répartition  $S_t \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm} > S_t = 25\text{cm}$

- **Vérification de L'Effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \tau = \min(0.15f_c/28/\gamma_b ; 5\text{MPa}) \rightarrow \tau_u < \tau = 2,5\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **ELS**

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

$$bx^2/2 + 15 A_s (x-d)$$

$$50x^2 + 15(3,14)(x-12) = 0$$

$$50x^2 + 47,10x - 565,20 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 13\sqrt{682,02}$$

$$X_2 = 2,92 \text{ cm}$$

$$I = 4713,12 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des contraintes :**

- **Béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times 10^{-3}}{I} = \frac{1,34 \times 10^{-3}}{4713,12} \times 0,092 = 2,61 \text{ Mpa}$$

- **Acier**

$$\bar{\sigma}_s = \min \{2/3 f_e, 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\} = 2016,3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 15 M_s e(d-x) / I = 15,0,134 \cdot 10^{-3} \cdot (0,12 - 0,0292) / 4713,12 = 387,23 \text{ Mpa} \dots \text{Condition Vérifiée}$$

**Remarque :** Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

## CHAPITRE IV : Etude des éléments secondaires

- **Vérification de la flèche :**

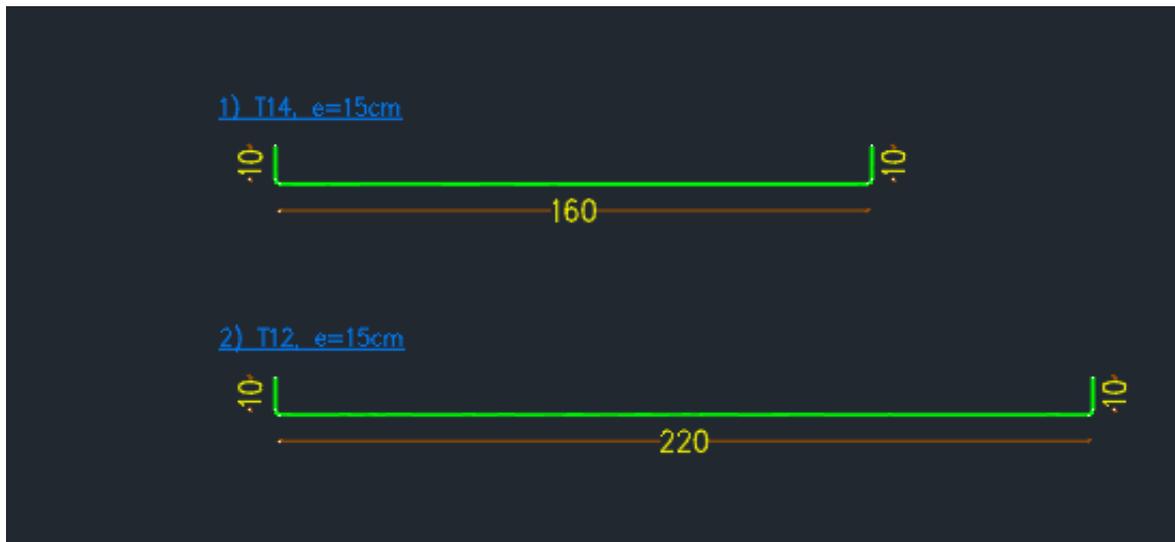
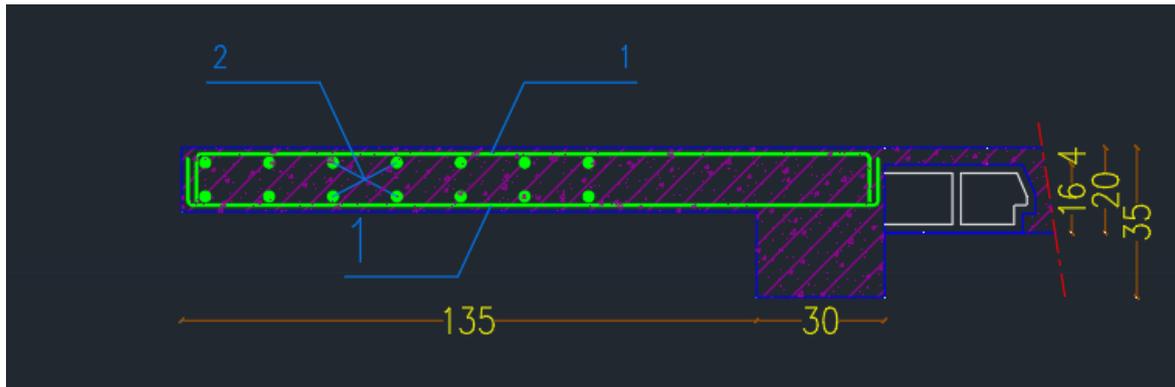
$$1: \frac{ht}{lx} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0,15}{1,15} = 0,13 \geq 0,06$$

**vérifier**

$$2: As / b.d = 3,14 / 100 * 12 = 0,0026 < 3,6 / fe = 3,6 / 400 = 0,009$$

**.vérifier**

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



**Figure IV.11:schéma statique balcon**

# **CHAPITRE V**

## **Etude Sismique**

### V.1 Introduction

Le séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en évidence le comportement dynamique de l'ouvrage.

Pour des ouvrages courants, les objectifs ainsi visés consistent à doter la structure :

- d'une rigidité et d'une résistance suffisante pour limiter les dommages non structuraux et éviter les dommages structuraux par un comportement essentiellement élastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent.
- D'une ductilité et d'une capacité de dissipation d'énergie adéquate pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrement ni perte de stabilité, face à un séisme majeur, plus rare.

Le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99) préconise certaines conditions relatives à la conception et l'exécution des constructions en zones sismiques selon leurs groupes d'usage. À ce titre, il est utile de rappeler que le RPA vise un double objectif :

- protéger les vies humaines en évitant l'effondrement des ouvrages sous l'effet d'un séisme majeur, par limitation sur le choix des systèmes constructifs ainsi que la hauteur des ouvrages en fonction de l'importance de la sismicité de la zone d'implantation.
- limiter les dommages dans les éléments secondaires fragiles dus à des déformations imposées par un séisme modéré.

### V.2 Choix de la méthode de calcul

Selon l'article 4.1.1 de RPA99, les forces sismiques peuvent être déterminées par trois méthodes :

- Méthode statique équivalente
- Méthode d'analyse modale spectrale
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

#### V.2.1 Méthode statique équivalente

**a. Définition :** les forces réelles dynamiques développées dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique considérée dans les deux sens orthogonaux.

**b. Modélisation :**

- le modèle du bâtiment utilisé 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 horizontal par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux directions puissent être découplés
- la rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de section 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 total.

### V.2.2 Méthode d'analyse modale spectrale :

Peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les extremums des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle. Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

**Modélisation** : modèle tridimensionnel, encastré à la base.

### V.2.3 Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

**Définition** : la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

## V.3 Classification de l'ouvrage selon le RPA 99 version 2003

Notre ouvrage implanté à la wilaya D'Annaba, donc en zone IIa. Et le bâtiment est à usage d'habitation collective, donc il est classé dans le **groupe 2**.

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un site meuble (S3)

## V.4 Condition d'application de la méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans la condition suivante :

a) le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65 m en zones I et II et à 30 m en zone III.

b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en à les conditions complémentaires suivantes :

- **Zone II** : groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.

## V.5 Condition d'application de la méthode d'analyse modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Donc, nous avons utilisé la méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale), on utilisant le logiciel de calcul des structures Auto desk Robot Structural Analysais Professional 2014.

**Spectre de réponse de calcul :**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_d}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad (4.13)$$

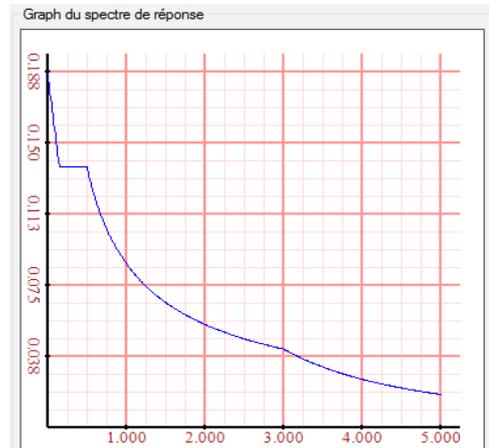


Figure V.1: Spectre de réponse de calcul

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1)

$\eta$ : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

$\xi$  : pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2)

R : coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3)

T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub>: périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7)

Q: facteur de qualité (tableau 4.4)

### V.6 Évaluation de la force sismique

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :  $V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$

Avec: A : coefficient d'accélération de la zone (tableau 4 -1 de RPA 99).

D : facteur d'amplification dynamique.

Q : facteur de qualité (tableau 4 – 4 de RPA 99).

R : coefficient de comportement (tableau 4 –3 de RPA 99).

W : poids totale de la structure.

- Coefficient d'accélération de zone (A)

## Chapitre V : Etude Sismique

Donné par le tableau 4.1 (RPA.99/03) suivent la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

- Notre bâtiment est implanté dans la région d'annaba zone **IIa**
  - groupe d'usage **2** : ouvrage courant ou d'importance moyenne
- Donc, à partir du tableau 4.1 : **A= 0,15**.

- **Facteur d'amplification dynamique (D) :**

Donné par la formule : **4.2 ( RPA2003)**

**T1 et T2 :**

Période caractéristique associée à la catégorie de cite est données par le tableau 4.7  
 Pour un cite meuble (S3) :

**T1= 0,15s    T2= 0,50s**

Valeurs de T1 et T2				
Site	S1	S2	S3	S4
<b>T1</b>	0.15	0.15	0.15	0.15
<b>T2</b>	0.3	0.4	0.5	0.7

**Tableau V.1 : Valeurs de T1 et T2**

- **Facteur de correction d'amortissement :**

Valeurs de $\xi$ (%)			
	Portiques		Voiles ou murs
Remplissage	Béton Armé	Acier	Béton Armé/Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	10

**Tableau V.2 : Valeurs de  $\xi$  (%)**

- Matériau : ..... Béton armé
- Remplissage : ..... Dense
- Pourcentage d'amortissement critique : ...  $\xi = 10\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 = 0,761 \geq 0,7$$

- **La période fondamentale T**

La période **T** peut être estimée à partir de la formule empirique suivante :

$$T = C_T H_N^{\frac{3}{4}}$$

## Chapitre V : Etude Sismique

$H_N$ : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N).

$H_N = 18.36 \text{ m}$

$C_t$  : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le **tableau 4.6.**  $\Rightarrow C_t = 0.05$

Valeurs du coefficient $C_T$	
Système de contreventement	$C_T$
Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	<b>0.05</b>
Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	<b>0.085</b>
Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	<b>0.05</b>
Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	<b>0.075</b>

**Tableau V.3 : Valeurs du coefficient  $C_T$**

$T = 0.05 ( 18 ,36)^{3/4} = \mathbf{0,44 \text{ sec}}$

on peut également utiliser aussi la formule :

$$T = \frac{0.09h_N}{\sqrt{D}}$$

D : est la dimension du bâtiment mesuré a sa base dans la direction de calcule considéré.

Suivant x-x :  $L_x = 11.5\text{m}$ .

Suivant y-y :  $L_y = 13,60\text{m}$ .

$T_x = \frac{0.09h_N}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 \times 18,36}{\sqrt{11.5}} = \mathbf{0.45 \text{ sec}}$

$T_y = \frac{0.09h_N}{\sqrt{L_y}} = \frac{0.09 \times 18,36}{\sqrt{13.6}} = \mathbf{0.55 \text{ sec}}$

$T_x = \min( 0.44, 0.45) \quad \longrightarrow \quad T_x = 0.44\text{sec}$

$T_y = \min ( 0.44 ,0.55) \quad \longrightarrow \quad T_y = 0.44\text{sec}$

SI	PERIODE CHOISIE POUR LE CALCUL DU FACTEUR "D"
$T_{ANALYTIQUE} \leq T_{EMPIRIQUE}$	$T = T_{EMPIRIQUE}$
$T_{EMPIRIQUE} < T_{ANALYTIQUE} < 1.3 \times T_{EMPIRIQUE}$	$T = T_{ANALYTIQUE}$
$T_{ANALYTIQUE} \geq 1.3 \times T_{EMPIRIQUE}$	$T = 1.3 \times T_{EMPIRIQUE}$

**TABLEAU V.4 : VERIFICATION DE LA PERIODE FONDAMENTALE (ART 4.2.4.4)**

## Chapitre V : Etude Sismique

Donc la valeur de la période fondamentale retenue pour le calcul du facteur dynamique "D" est:  $T = 0.44 s$

- **FACTEUR D'AMPLIFICATION DYNAMIQUE**

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (T_2/3.0)^{\frac{2}{3}} (3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0 s \end{cases} \quad (4.2)$$

Sens x :  $T_2 < T_x < 3s \Rightarrow 0.5 < T_x < 3s \Rightarrow D_x = 2.5 \times 0,761 (0,45/0,44) = 1,91$

Sens y :  $T_2 < T_y < 3s \Rightarrow 0.5 < T_x < 3s \Rightarrow D_y = 2.5 \times 0,761 (0,55/0,55) = 1,91$

- **Coefficient de comportement global de structure (R)**

Valeurs du coefficient de comportement R			
Matériau	Cas	Description du système de contreventement (voir chapitre III 3.4)	Valeur de R
<b>Aciers</b>	7	Portiques auto stables ductiles	6
	8	Portiques auto stables ordinaires	4
	9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
	9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
	10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
	10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
	11	Portiques en console verticale	2
<b>Béton Armé</b>	1a	Portiques auto stables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
	1b	Portiques auto stables avec remplissages en maçonnerie rigide	3.5
	2	Voiles porteurs	3.5
	3	Noyau	3.5
	4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
	4b	Portiques contreventés par des voiles	4
	5	Console verticale à masses réparties	2
	6	Pendule inverse	2
<b>Maçonnerie</b>	12	Maçonnerie porteuse chaînée	2.5

**TABEAU V.5 : VALEURS DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT R**

• **FACTEUR DE QUALITE « Q » :**

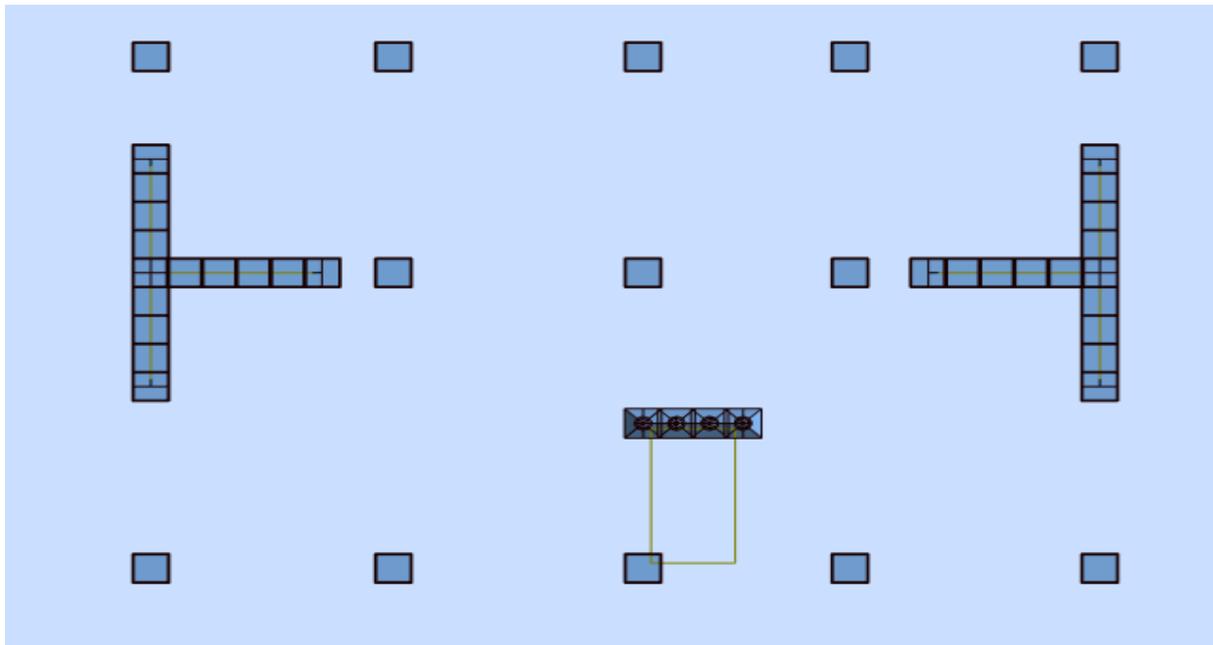
Valeurs des pénalités P <sub>q</sub>		
Critère P <sub>q</sub>	X	Y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
2. Redondance en plan	0.05	0.05
3. Régularité en plan	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0.05	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1

**Tableau V.6 : Valeurs des pénalités P<sub>q</sub>**

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q = 1.35$$

• **Modélisation :**

- Les poteaux et les poutres : élément barre type poteau BA et poutre BÁ
- Voiles : élément (voile)
- Condition d'appui : encastrement à la base
- Les planchers : élément (plancher)
- Type de maillage : normal
- **Le but de l'analyse dynamique est :**
- Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.
- Déterminer les modes et les périodes propres.



**Figure V.2: Disposition des voiles**

## Chapitre V : Etude Sismique

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
7/ 1	2.32	0.43	70.12	1.71	0.0	70.12	1.71	0.0
7/ 2	2.49	0.40	72.40	69.30	0.0	2.28	67.59	0.0
7/ 3	3.05	0.33	73.24	71.49	0.0	0.84	2.18	0.0
7/ 4	8.35	0.12	89.65	71.51	0.0	16.41	0.03	0.0
7/ 5	9.22	0.11	89.67	87.83	0.0	0.02	16.31	0.0
7/ 6	11.63	0.09	89.67	88.31	0.0	0.00	0.49	0.0
7/ 7	15.72	0.06	93.82	89.24	0.0	4.15	0.93	0.0
7/ 8	15.90	0.06	95.02	92.49	0.0	1.20	3.25	0.0
7/ 9	20.02	0.05	95.04	94.30	0.0	0.02	1.80	0.0
7/ 10	21.47	0.05	96.08	94.33	0.0	1.04	0.04	0.0
7/ 11	21.69	0.05	97.22	94.33	0.0	1.14	0.00	0.0
7/ 12	24.48	0.04	97.22	95.07	0.0	0.00	0.74	0.0
7/ 13	25.30	0.04	97.24	95.37	0.0	0.02	0.29	0.0
7/ 14	26.01	0.04	98.19	95.38	0.0	0.95	0.02	0.0
7/ 15	27.00	0.04	98.19	95.39	0.0	0.00	0.01	0.0
7/ 16	29.00	0.03	98.19	96.46	0.0	0.00	1.07	0.0
7/ 17	29.08	0.03	98.48	96.46	0.0	0.28	0.00	0.0
7/ 18	30.09	0.03	98.48	96.52	0.0	0.00	0.06	0.0

**Tableau V- 7: Les modes propres**

Direction "X":	7ème Mode	93.82%	>	90%
Direction "Y":	8ème Mode	92.49%	>	90%

Selon le **RPA 99 / version 2003**: la valeur de **T** calculée ne doit pas dépasser **30%** de celle estimée à partir des formules empiriques.

**T = 0.44sec ×(1,3) = 0,57 > 0,43 sec.....vérifier**

### VI.7 Poids total de la structure W

- **Poids total de la structure W:**

$$W = \sum_1^n w_i \quad \text{avec } W_i = W_G + \beta W_Q$$

- **WG** : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- **WQ** : Charges d'exploitation.
- **β** : Coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation et donnée, d'après le tableau (4.5) du RPA 99 V2003. Pour notre type (bâtiment d'habitation) **β=0,20**

Tableau 4.5 : Valeurs du coefficient de pondération "β" RPA99 Version 2003		
Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.2
2	Bâtiments recevant du public temporairement : Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout.	0.3
	Bâtiments recevant du public temporairement : salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0.4
3	Entrepôts, hangars	0.5
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0.6

**Tableau V- 8: Valeurs du coefficient de pondération "β" RPA99 Version 2003**

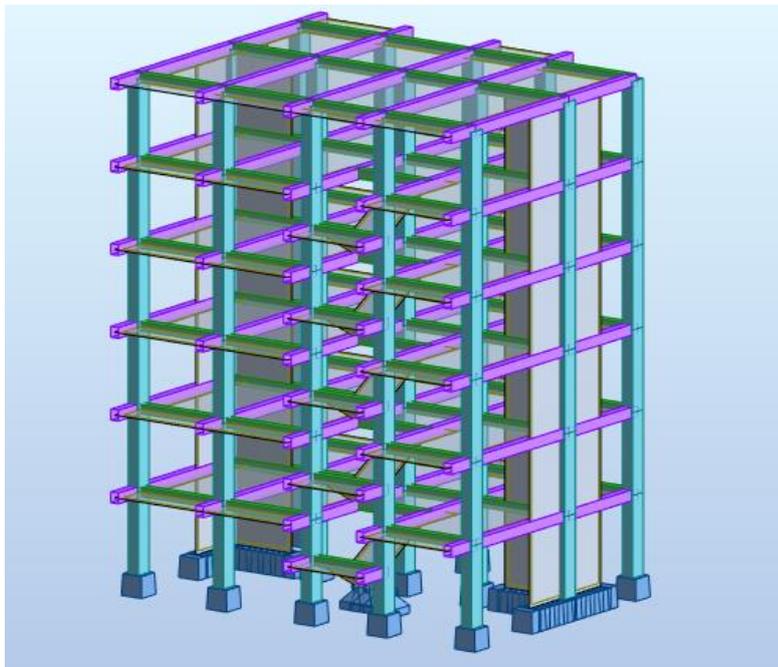
Pour le calcul des poids des différents niveaux ( $W_i$ ) de la structure, les masses sont calculées par le logiciel Auto desk Robot Structural Analyses Professional 2018.

	Réaction à la base de la structure	
	Permanent (KN)	Exploitation (KN)
Cas		
Somme totale	<b>12285.19</b>	<b>1536</b>

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (\text{FORMULE 4-5})$$

$$W = 12285.19 + 0.2 * 1536 = 12592.4 \text{ kN}$$

### V.8 Vérification des modes



**Figure V-2: Vue de la structure 3D**

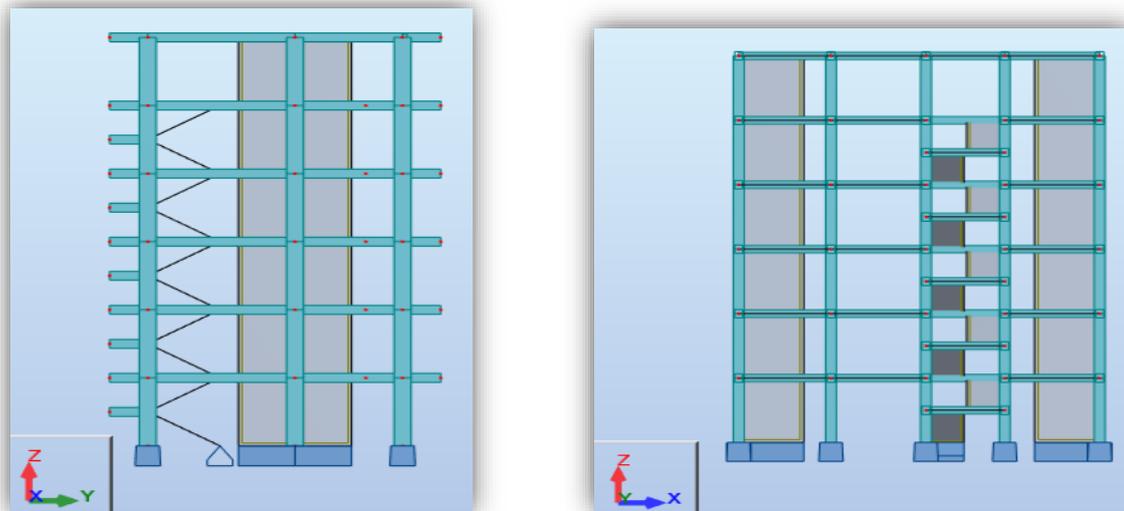
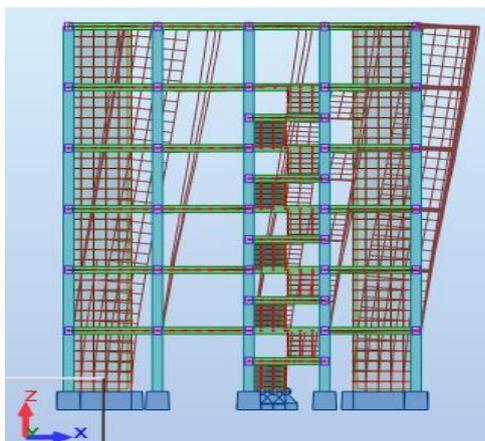


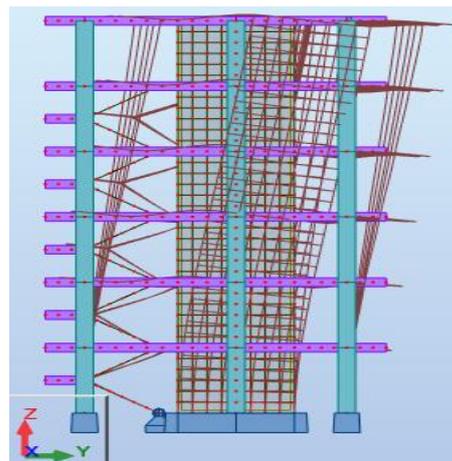
Figure V-3: Vue en élévation (X.Z)/(X.Y)

Voici des exemples des différents modes de déformation de la structure:

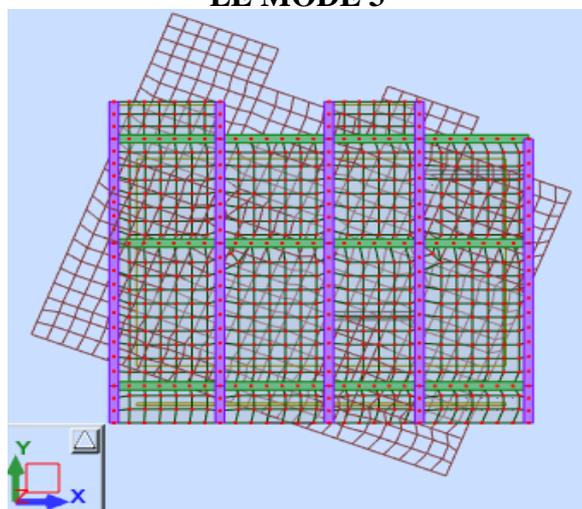
**LE MODE 1 :**



**LE MODE 2 :**



**LE MODE 3**



**V.9 Calcul de l'effort sismique à la base**

- CALCUL DE L'EFFORT SISMIQUE A LA BASE DE LA STRUCTURE « V »

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W = \frac{0.15 \times 1.91 \times 1.35}{3.5} 12592.4 \rightarrow V = 1391.55 \text{ kN}$$

$$V_{xs} = V_{ys} = \frac{0.15 \times 1.91 \times 1.35}{3.5} \cdot 12592.4 = 1391.55 \text{ KN}$$

- EFFORT SISMIQUE A LA BASE :

Séisme	F <sub>x</sub>	F <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>
	[KN]	[KN]	[KN]
Ex	1299.68	92.47	6979.54
Ey	92.47	1264.09	9773.57

TABLEAU V- 9: EFFORT SISMIQUE A LA BASE

- FORCE SISMIQUE DE CALCUL (ART 4.3.6)

L'effort sismique horizontal V appliqué à la base de la structure doit être calculé pour les deux directions orthogonales par les deux méthodes (statique équivalente et dynamique).

La résultante des forces sismiques à la base V<sub>Dynamique</sub> 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<sub>Statique</sub> pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si V<sub>Dynamique</sub> < 0.80 V<sub>Statique</sub>, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport 0.8 V<sub>Statique</sub> / V<sub>Dynamique</sub>.

	Ex(KN)	Ey(KN)
V <sub>Dynamique</sub>	1299.68	1264.09
V <sub>Statique</sub>	1391.55	
%	93.40%	90.84%
Facteur	0.93	0.91

- Direction -X- ..... Les paramètres de réponse ne doivent pas être modifiés.
- Direction -Y- ..... Les paramètres de réponse ne doivent pas être modifiés.

### V.10 Stabilité General

- **STABILITE D'ENSEMBLE**

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement dus aux sollicitations résultant des combinaisons d'actions décrites ci-dessus.

La stabilité au renversement est assurée si le rapport du moment stabilisant au moment renversant est au moins égal à **1.5**.

- Le moment stabilisant est dû au poids de la structure.
  - **Suivant (x):** .....  $M_{stab} = \sum w_j x_{Gj}$
  - **Suivant (y):** .....  $M_{stab} = \sum w_j y_{Gj}$ 
    - $w_j$ : ..... poids total de l'étage " j "
    - $x_{Gj}, y_{Gj}$ : ..... centre de gravité de chaque étage " j "

Le moment renversant est causé par l'action sismique, il est donné par l'expression suivante:

$$M_{renv} = \sum F_{Tj} \cdot h_{Tj} + V \cdot Hf.$$

- $F_{Tj}$ : effort sismique au niveau " j ", il est donné par la formule:

$$F_T = \frac{(v - f_T) w_j \cdot h_j}{\sum_{j=1}^n w_j \cdot h_j} \quad \text{(Formule 4-11)}$$

- **h<sub>j</sub>**: niveau du plancher où s'exerce la force **f<sub>i</sub>**
- **V**: la résultante des forces sismiques
- **Hf**: profondeur de la fondation

	Mstx/Mrx	Msty/Mry	Mstx	Msty
rapport	6.66	4.27	287173.87	186742.71
condition-1: MS/Mr>1.5	vérifie	vérifie	Mrx	Mry
condition-2: Ms/Mr>L/4	vérifie	vérifie	43103.63	43711.95

### V.11 Vérification Vis A Vis Les Déformations (Art 5.10)

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

## Chapitre V : Etude Sismique

$$\frac{\Delta k}{h} = \frac{d_k - d_{k-1}}{h} \leq 1\%$$

Etage	hk [m]	Selon la direction "XX"				Selon la direction "YY"			
		dxi [cm]	$\Delta x_k$ [cm]	$\Delta k/h_k$	Résultat	dyy [cm]	$\Delta y_k$ [cm]	$\Delta k/h_k$	Résultat
1ere	3.06	0.3	0.3	1.00%	vérifie	0.2	0.2	1.00%	vérifie
2ème	3.06	0.8	0.5	0.63%	vérifie	0.6	0.4	0.67%	vérifie
3ème	3.06	1.4	0.6	0.43%	vérifie	1.1	0.5	0.45%	vérifie
4ème	3.06	2	0.6	0.30%	vérifie	1.7	0.5	0.29%	vérifie
5ème	3.06	2.6	0.6	0.23%	vérifie	2.2	0.5	0.23%	vérifie
6ème	3.06	3.1	0.5	0.16%	vérifie	2.6	0.5	0.19%	vérifie
total/max	18.36	3.1cm				2.6cm			

Tableau V.10: Vérification des déplacements latéraux inter- étages

### V.12 Vérification de l'effet P- $\Delta$ (Art 5.9)

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10 \quad (5.6)$$

Etage	Pk [kN]	Vkx [kN]	Vky [kN]	$\Delta k_x$ [m]	$\Delta k_y$ [m]	Hk [m]	$\theta_x$		$\theta_y$	
1ere	12592.4	1299.68	1264.09	0.003	0.002	3.06	0.01	vérifie	0.01	vérifie
2ème	10329.36	1241.97	1212.68	0.005	0.004	3.06	0.01	vérifie	0.01	vérifie
3ème	8195.75	1123.53	1099.12	0.006	0.005	3.06	0.01	vérifie	0.01	vérifie
4ème	6062.15	944.31	927.38	0.006	0.005	3.06	0.01	vérifie	0.01	vérifie
5ème	3928.54	700.68	692.9	0.006	0.005	3.06	0.01	vérifie	0.01	vérifie
6ème	1788.27	375.51	372.32	0.005	0.005	3.06	0.01	vérifie	0.01	vérifie

Tableau V.11: Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$

### V.13 Vérification spécifiques selon (Art 7.4.3.1)

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

Poteaux/max :G+Q+Ex,y	N <sub>d</sub> [KN]	b [Cm]	h [Cm]	B <sub>c</sub> [Cm <sup>2</sup> ]	v	Etat	Ratio
Poteaux 40x60	1593.87	40.00	60.00	<b>2400.00</b>	<b>0.27</b>	<b>ok</b>	<b>0.89</b>

### V.14 JUSTIFICATION DES POTEAUX VIS-A-VIS DES SOLLICITATIONS TANGENTES

$$\tau = \frac{V_u}{a \cdot d} \leq \tau_u = \rho_d \cdot f_{c28}$$

Poteaux	Vh	b	h	$\lambda h$	$\rho d(h)$	$\tau_{bu.bar}$ (mpa)	$\tau_{bu}(mpa)$	$\tau_{bu}(mpa) <$ $\tau_{bu.bar} (mpa)$
	[KN]	[Cm]	[Cm]			$\rho d(h) \cdot f_{c28}$	$V_u / (b \cdot 0.9h)$	vérifie
Poteaux 40x60	85.04	40.00	60.00	6.65	0.08	1.88	0.39	vérifie
Poteaux	Vb	b	h	$\lambda b$	$\rho d(b)$	$\tau_{bu.bar}$ (mpa)	$\tau_{bu}(mpa)$	$\tau_{bu}(mpa) <$ $\tau_{bu.bar} (mpa)$
	[KN]	[Cm]	[Cm]			$\rho d(b) \cdot f_{c28}$	$V_u / (b \cdot 0.9h)$	vérifie
Poteaux 40x60	78.00	40.00	60.00	4.43	0.04	1.00	0.36	vérifie

**Tableau V.12: vérification de la contrainte**

# **CHAPITRE VI**

## **Etude des éléments structuraux**

### VI.1 Introduction

Connaissant les sollicitations auxquelles sont soumis les différents éléments structuraux de notre ouvrage, Il devient possible de procéder à leurs ferraillements. Il s'effectuera selon les règles CBA.93 « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé » et les règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA 99/ 2003).

Les objectifs du ferraillement sont la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, la ductilité, et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Il concerne les poteaux, poutres, et les voiles. Afin d'assurer une sécurité à un risque normal, les règles adoptent des combinaisons d'actions qui varient dans le sens le plus défavorable, et dont les actions atteignent des intensités qui génèrent des efforts les plus sollicitant pour la structure. Les objectifs ainsi visés sont pour d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions

### VI.2 FERRAILLEMENT DES POUTRES

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à **la flexion simple**. Leurs ferraillements sont obtenus sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens .

Dans notre structure on a deux type des poutres principale (**30x40**) dans le sens Y et poutre secondaire (**30x35**) dans le sens X.

#### VI.2 .1 Contraintes caractéristiques du béton et de l'acier :

Cas des contraintes				
Situation durable	Contrainte de béton (MPa)	$\sigma_{bc} = 0.85 f_{c28} / \gamma_b$	$\gamma_b = 1.5$	$\sigma_{bc} = 14.2$
	Contrainte d'acier (MPa)	$\sigma_s = f_e / \gamma_s$	$\gamma_s = 1.15$	$\sigma_s = 348$
Situation accidentelle	Contrainte de béton (MPa)	$\sigma_{bc} = 0.85 f_{c28} / \gamma_b$	$\gamma_b = 1.15$	$\sigma_{bc} = 18.2$
	Contrainte d'acier (MPa)	$\sigma_s = f_e / \gamma_s$	$\gamma_s = 1.00$	$\sigma_s = 400$

Tableau VI- 1. Contraintes caractéristiques du béton et de l'acier.

#### VI.2 .2 Combinaison des charges :

- Selon BAEL 91:(situation durable)
  - ✓ ELU :1.35G+1.5Q
  - ✓ ELS :G+Q
- Selon RPA 99:(situation accidentelle)
  - ✓ G+Q+Ex,y / 0.8G±Ex,y

La section d'armature finale  $A = \max (A \text{ calcul} ; A_{CNF} ; A_{RPA})$  tel que :

- $A_{\text{calcul}}$  : section d'armature calculée en flexion simple.
- $A_{CNF}$  : Condition de non fragilité :  $A_{\min} = 0,23.b.d.f_{tj}/f_e$
- $A_{RPA}$  : Section d'armature minimale du RPA 99 « Version 2003 » (Art 7.5.2.1 P65).

### VI.2 .3 PRESCRIPTIONS DONNEES PAR RPA99/VERSION 2003 :

#### 1 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, et 6% en zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \phi$  (*zonella*).
- ✓ Les cadres des nœuds, disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2 U superposés formant un carré ou un rectangle.

#### 2 Armatures transversales :

- ✓ La quantité des armatures transversales est de :  $A_t = 0,003 . S . b$
- ✓ L'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
  - Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires, le RPA exige un minimum de « $h/4 ; 12\phi$ ».
  - En dehors de la zone nodale l'espacement doit être de « $s \leq h/2$ ».

### VI.2 .4 Sollicitation de calcul :

Les résultats sont obtenus à l'aide du logiciel **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2018** :

- **Poutres principales:**

fc <sub>28</sub> MPA	ft <sub>28</sub> MPA	b [cm]	h [cm]	combinaison	Mt [kN.m]	Ma [kN.m]	
25	2.1				Mt	Ma	
<b>Poutres</b>		<b>30</b>	<b>40</b>	<b>ELU</b>	44.95	-91.79	
				<b>ELS</b>	32.86	-66.98	
				<b>ACC</b>	32.16	-115.98	95.53

**Tableau VI.2 les moments maximums (en travée et en appui)**

**En travée :** Combinaison utilisée : **1,35G+1,5Q.**

**Détermination de la section théorique des aciers tendus :**

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}, \quad A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}, \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \quad \beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\mu = Mu / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 44.95 \cdot 10^3 / (30 \cdot 35^2 \cdot 14,2) = 0,08$$

$$\mu = 0,08 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Pas d'aciers comprimés (A' = 0 cm}^2\text{)}$$

$$\mu = 0,08 \Rightarrow \alpha = 0,104. \Rightarrow \beta = 0,958. \Rightarrow A_s = \mathbf{3,84 \text{ cm}^2}$$

## Chapitre VI : Etudes des éléments structuraux

### En appuis : Nappe inférieure

$$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 95.53.10^3 / (30.35^2 \cdot 18,5) = 0,140$$

$$\mu = 0,140 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Pas d'aciers comprimés (A' = 0)}$$

$$\mu = 0,140 \Rightarrow \alpha = 0,189 \Rightarrow \beta = 0,924.$$

$$A_{s \text{ INF}} = 7,38 \text{ cm}^2$$

### Nappe supérieure :

$$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 115,98.10^3 / (30.35^2 \cdot 18,5) = 0,170$$

$$\mu = 0,170 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Pas d'aciers comprimés (A' = 0)}$$

$$\mu = 0,170 \Rightarrow \alpha = 0,234 \Rightarrow \beta = 0,906.$$

$$A_{s \text{ SUP}} = 9,02 \text{ cm}^2$$

### Pourcentage minimal et maximal d'après le RPA99V2003 (7.5.2.1) :

$$A_{\text{min}} = 0.5\% (b \times h) = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{max}} = 4\% b h \text{ en zone courante} = 48 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{max}} = 6\% b h \text{ en zone de recouvrement} = 72 \text{ cm}^2$$

As	As' SUP	As' INF	As <sub>min</sub> RPA	As <sub>max</sub> RPA	
[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]		[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	
3.84	9.02	7.38	6	courante	recouvrement
As adopte	As adopte	As adopte		48	72
8.01	14.2	8.01			

Tableau VI.3 Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales

- Poutres secondaires :

f <sub>c28</sub> MPa	f <sub>t28</sub> MPa	b [cm]	h [cm]	combinaison	Mt [kN.m]	Ma [kN.m]
25	2.1	30	35	ELU	-41.9	48.86
Poutres				ELS	-30.5	35.54
				ACC	-104.31	109.01

Tableau VI.3 les moments maximums (en travée et en appui)

## Chapitre VI : Etudes des éléments structuraux

As SUP	As' INF	As <sub>min</sub> RPA	As <sub>max</sub> RPA	
[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	
9.68	10.17	5.25	courante	recouvrement
As adopte	As adopte		42	63
10.65	11.18			

Tableau VI.4 Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales

### VI.2 .5 Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times b_o \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

- Poutres principales :

condition de non fragilité (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage Travée	Ferrailage Appui	
1.27	3T14+3T12	4T16+3T4	3T14+3T12
<b>vérifie</b>			
<b>vérifie</b>			

Tableau VI.5 Tableau de ferrailage en travée et appui des poutres principales

- Poutres secondaires :

condition de non fragilité (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage Travée	Ferrailage Appui
1.09	3T14+3T16	5T16+T12
<b>vérifie</b>		
<b>vérifie</b>		

Tableau VI.6 Tableau de ferrailage en travée et appui des poutres secondaires

### VI.2 .6 Vérification de la flèche :

- Pour une poutre encadrée de ses extrémités, la flèche est :

$$f_{max} < \frac{L_{max}}{500} \rightarrow \text{si la portée } L \text{ est au plus égale à } 5m .$$

$$f_{max} < 0,5cm + \frac{L_{max}}{500} \rightarrow \text{si la portée } L \text{ est supérieur à } 5m .$$

le calcul des flèche est vérifier par ROBOT expert selon le BAEL :

### VI.2.6.1 Flèche de la poutre principe 30X40 due à la flexion simple

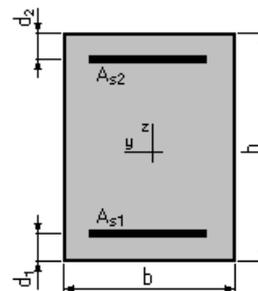
#### 1. Hypothèse:

- Béton :  $f_{c28} = 25.0$  (MPa)
- Acier :  $f_e = 400.0$  (MPa)
- Calculs suivant BAEL 91 mod. 99

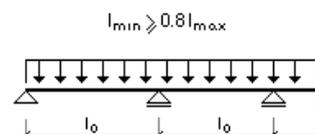
#### 2. Géométrie :

##### Section

$b = 30.0$  (cm)  
 $h = 40.0$  (cm)  
 $d_1 = 5.0$  (cm)  
 $d_2 = 5.0$  (cm)



##### Schéma statique



travée intermédiaire

$l_0 = 5.2$  (m)

#### 3. Hypothèses de calcul :

Facteur de flèche :  $\alpha_k = 0.60$

##### Chargement :

Moment dû à la charge permanente :  $M_g = 28.97$  (kN\*m)  
 Moment dû à la charge totale :  $M_p = 32.86$  (kN\*m)  
 Moment dû aux charges par cloisons :  $M_j = 23.18$  (kN\*m)

##### Section des armatures :

$A_{s1} = 8.0$  (cm<sup>2</sup>)  
 $A_{s2} = 8.0$  (cm<sup>2</sup>)  
 Densité du ferrailage :  $\rho = 1.53$  (%)  
 Densité du ferrailage minimale :  $\rho_{min} = 0.10$  (%)

#### 4. Résultats :

Flèche totale :  $\Delta f_t = 2.1$  (mm) <  $f_{adm} = 10.2$  (mm)

##### Composantes de la flèche (mm)

	$\mu$	$\sigma$ (MPa)
$f_{gv} = 2.7$	0.35	117.4
$f_{gi} = 1.3$	0.35	117.4
$f_{pi} = 1.5$	0.40	133.1
$f_{ji} = 0.9$	0.26	93.9

##### Moment d'inertie de la section homogène :

$I_0 = 214168.7$  (cm<sup>4</sup>)  
 $\lambda_i = 2.75$

- $f_{gv}$  - flèche de longue durée due à l'ensemble des charges permanentes
- $f_{gi}$  - flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes
- $f_{pi}$  - flèche instantanée due à l'ensemble des charges (permanentes et variables)
- $f_{ji}$  - flèche instantanée due aux charges permanentes à la pose des cloisons
- $\Delta f_t$  - flèche nuisible
- $f_{adm}$  - flèche admissible

### VI.2.6.2 Flèche de la poutre secondaire 30X35 due à la flexion simple

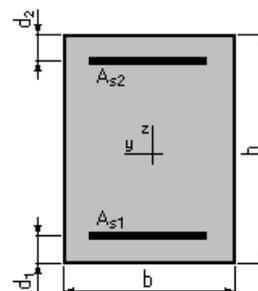
#### 1. Hypothèse:

- Béton :  $f_{c28} = 25.0$  (MPa)
- Acier :  $f_e = 400.0$  (MPa)
- Calculs suivant BAEL 91 mod. 99

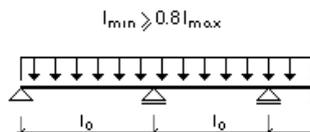
#### 2. Géométrie :

##### Section

- $b = 30.0$  (cm)
- $h = 35.0$  (cm)
- $d_1 = 5.0$  (cm)
- $d_2 = 5.0$  (cm)



##### Schéma statique



travée intermédiaire  
 $l_0 = 3.5$  (m)

#### 3. Hypothèses de calcul :

Facteur de flèche :  $\alpha_k = 0.60$

##### Chargement :

Moment dû à la charge permanente :	$M_g = 29.73$	(kN*m)
Moment dû à la charge totale :	$M_p = 35.54$	(kN*m)
Moment dû aux charges par cloisons :	$M_j = 23.78$	(kN*m)

##### Section des armatures :

$A_{s1} = 11.2$ (cm <sup>2</sup> )	
$A_{s2} = 6.0$ (cm <sup>2</sup> )	
Densité du ferrailage :	$\rho = 1.91$ (%)
Densité du ferrailage minimale :	$\rho_{min} = 0.10$ (%)

#### 4. Résultats :

Flèche totale :  $\Delta f_t = 1.4$  (mm) <  $f_{adm} = l_0 / 500.00 = 7.0$  (mm)

##### Composantes de la flèche (mm)

	$\mu$	$\sigma$ (MPa)
$f_{gv} = 1.7$	0.49	103.4
$f_{gi} = 0.8$	0.49	103.4

## Chapitre VI : Etudes des éléments structuraux

f <sub>pi</sub> = 1.0	0.55	123.6
f <sub>ji</sub> = 0.6	0.41	82.7

**Moment d'inertie de la section homogène :** I<sub>o</sub> = 146773.2 (cm<sup>4</sup>)  
λ<sub>i</sub> = 1.69

- f<sub>gv</sub> - flèche de longue durée due à l'ensemble des charges permanentes
- f<sub>gi</sub> - flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes
- f<sub>pi</sub> - flèche instantanée due à l'ensemble des charges (permanentes et variables)
- f<sub>ji</sub> - flèche instantanée due aux charges permanentes à la pose des cloisons
- Δf<sub>t</sub> - flèche nuisible
- f<sub>adm</sub> - flèche admissible

### VI.2.7 Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que : **fissuration très préjudiciable**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2.5MPa$$

vérification du cisaillement	PP30x40	PS30x35
T max	123.39	151.56
τmax	1.04	1.46
τbar	2.5	2.5
Vérification	vérifie	vérifie

**Tableau VI. 7: Vérification au cisaillement**

#### VI.2.7.1 Calcul des armatures transversales : D'après CBA.93 :

$$A_t = \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} \quad S_t \leq \min(0.9 \cdot d ; 40 \text{ cm})$$

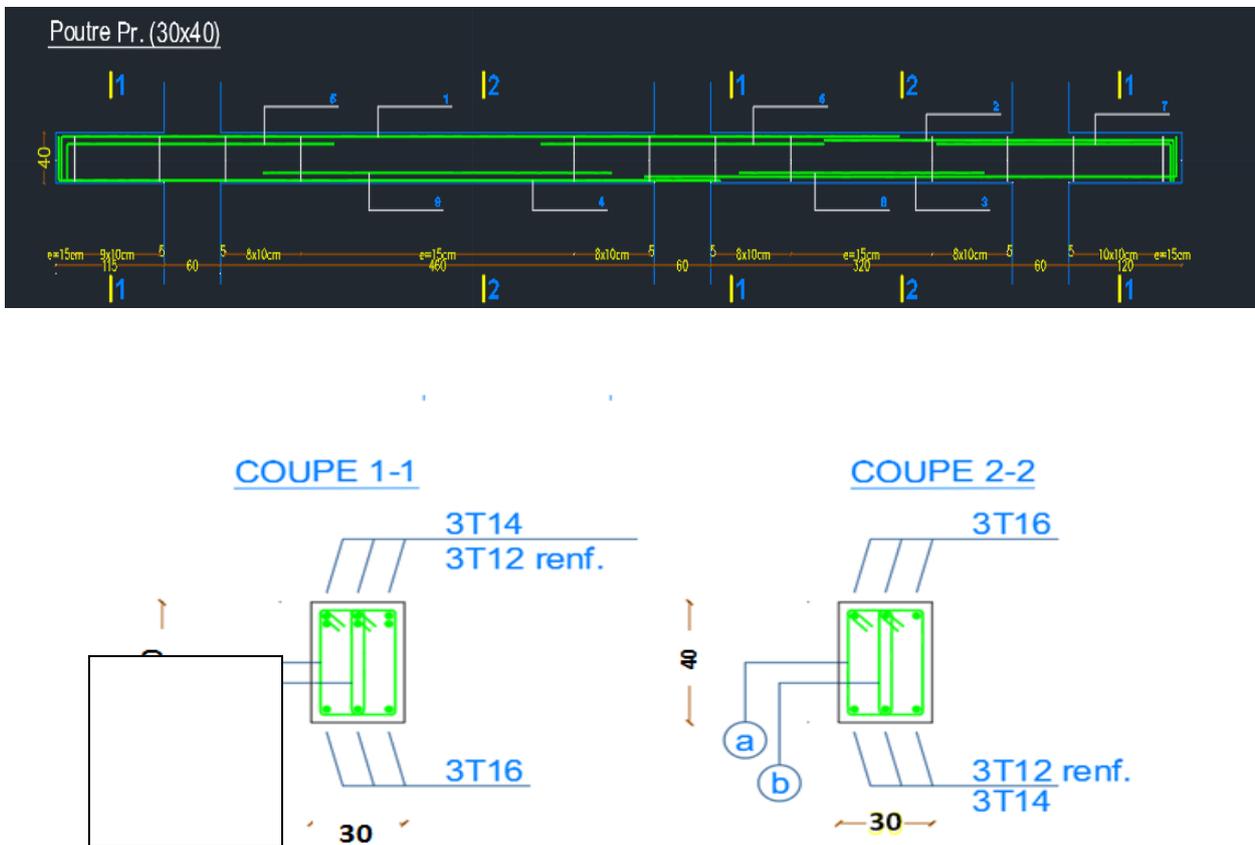
PP30X40	St ≤ min(0,9d ; 40 cm)	on adopte
règlement de vérification		
CBA93	31.5	10
	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	0.30
RPA2003	St.nodale ≤ (h/4 ; 12φ)	on adopte
	10	10
	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	0.9
	St zone courante	on adopte
	20.00	15
	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	1.35
	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> ) adopté	3T8

**Tableau VI.8: Résultats de calcul des armatures transversales**

## Chapitre VI : Etudes des éléments structuraux

PS30X35	$St \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm})$	on adopte
règlement de vérification		
<b>CBA93</b>	27	10
	At (cm <sup>2</sup> )	0.30
<b>RPA2003</b>	St. Nodale $\leq (h/4 ; 12\phi)$	on adopte
	8.75	8
	At (cm <sup>2</sup> )	0.72
	St zone courante	on adopte
	17.50	15
	At (cm <sup>2</sup> )	1.35
	At (cm <sup>2</sup> ) adopté	3T8

**Tableau VI.9: Résultats de calcul des armatures transversales**



**Figure VI-1. Ferrailage de la poutre principale**

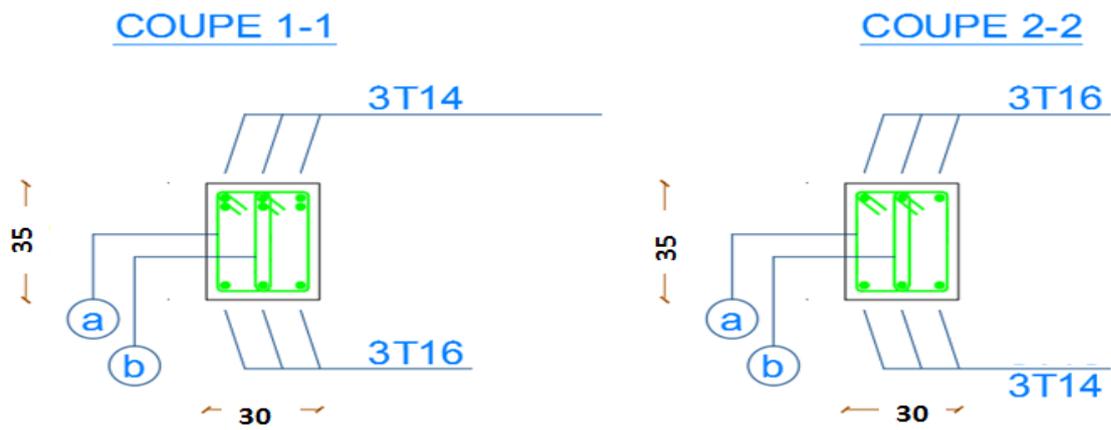
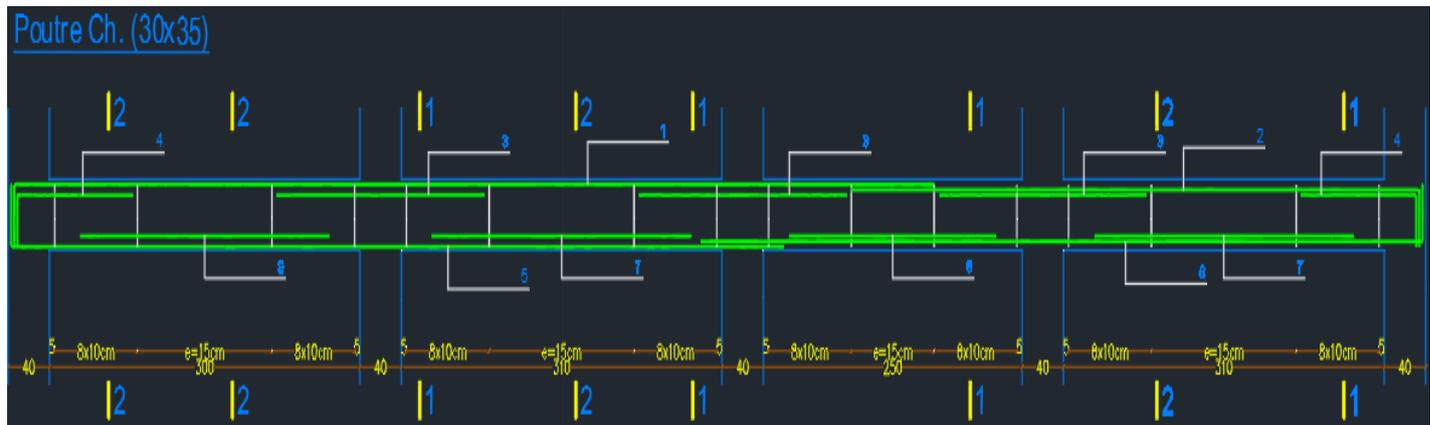


Figure VI-2. Ferrailage de la poutre secondaire

### VI.3 FERRAILLAGE DES POTEAUX

-Un poteau est soumis à un effort normal «  $N$  » et à un moment de flexion «  $M$  » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en **flexion composée**.

-Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations suivantes :

- Situation durable :  $\gamma_s = 1,15$  ,  $\gamma_b = 1,5$
- Situation accidentelle :  $\gamma_s = 1$  ,  $\gamma_b = 1,15$

Le ferrailage des poteaux s'effectue suivant trois cas suivants :

- 1<sup>er</sup> cas :  $N_{max}$  et  $M$  correspondant
- 2<sup>ème</sup> cas :  $N_{min}$  et  $M$  correspondant
- 3<sup>ème</sup> cas :  $M_{max}$  et  $N$  correspondant

#### VI.3.1. Combinaison des charges

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

➤ Selon CBA.93

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

$$ELS = G + Q$$

➤ Selon RPA 99 (situation accidentelle) :

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

#### VI.3.2. Recommandation du RPA 99/Version 2003:

- **Armatures longitudinales :**
  - Leur pourcentage minimal est de **0,8% (zone IIa)**
  - Leur pourcentage maximal est de 4% en zone courante  
6% en zone recouvrement
  - Le diamètre minimum est de 12 mm
  - La longueur minimale des recouvrements est de : **40  $\Phi$  (zone IIa)**
  - La distance entre les barres verticales dans une face ne doit pas dépasser **25 cm (zone IIa)**
  - Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).

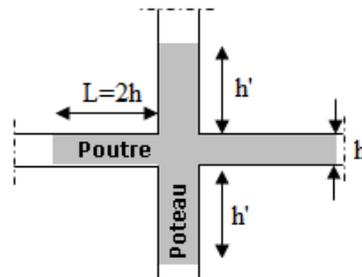


Figure VI .1.représente la zone nodale

## Chapitre VI : Etudes des éléments structuraux

- **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante RPA99/V2003 :

$$\frac{At}{St} = \frac{\rho \times T}{h \times fe} \quad (7.1)$$

- **T** : effort tranchant de calcul
- **h** : hauteur totale de la section brute
- **fe** : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- **ρ** : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

- **$\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau.**

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} \quad \text{Où} \quad \lambda_g = \frac{I_f}{b}$$

- **L<sub>f</sub> : La longueur de flambement des poteaux.**

- **S<sub>t</sub>** : espacement des armatures transversales.

- **Zone nodale :  $S_t \leq \text{Min}(10 \phi, 15 \text{ cm})$  ; (zonella)**

- **Zone courante :  $S_t \leq 15 \phi$  Avec  $\phi$  le diamètre minimal des armatures longitudinal du poteau.**

### VI.3.3. Sollicitations de calcul :

**Remarque :** on prend le **M<sub>max</sub>** avec **N<sub>min</sub>** avec le rapport max entre  $\frac{M_{x,y}}{N_{x,y}}$

- **A longitudinal :**

Nom du cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MY [kNm]	MZ [kNm]	MZ/FX	le max
0.8G-EX	24.74	-28.2	4.47	21.23	-86.76	3.51	3.51
Nom du cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MY [kNm]	MZ [kNm]	My/FX	on prend
G+Q+EY	97.27	-7.11	12	-70	23.89	0.72	Mz

Nom du cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MY [kNm]	MZ [kNm]	MZ/FX	le max
ELS	89.51	17.72	9.86	21.41	-29.68	0.33	0.33
Nom du cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MY [kNm]	MZ [kNm]	My/FX	on prend
ELS	484.76	-9.04	-20.51	-25.61	-3.79	0.05	Mz

## Chapitre VI : Etudes des éléments structuraux

fc28 mpa	fc28 mpa	b	h	combinaison	FX [kN]	MY [kNm]	MZ [kNm]
25	2.1	[cm]	[cm]				
poteaux		40	60	ELA	24.74	21.23	-86.76
				ELS	89.51	21.41	-29.68

As,z[cm <sup>2</sup> ]	As,y[cm <sup>2</sup> ]	A <sub>smin</sub> RPA[cm <sup>2</sup> ] <b>0,8%(bxh)</b>	A <sub>s max</sub> RPA [cm <sup>2</sup> ] zone de recouvrement <b>6%(bxh)</b>	condition de non fragilité	condition de non fragilité
7.7	4.62	19.2	144	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )
As adopte	As adopte	As adopte	A <sub>s max</sub> RPA [cm <sup>2</sup> ] zone courante <b>3%(bxh)</b>	2.66	2.66
4T14	6T14	20.11/10T16	72	vérifie	vérifie

**Tableau VI.10: Sections d'armatures calculées**

▪ **A transversal :**

➤ **Espacement des cadres :**

• **Dans la zone nodale :**

$$S_t \leq \text{Min} (10 \varnothing_1, 15\text{cm}) = (10 \times 1,6 \text{ cm}, 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm. On adopte } 10 \text{ cm.}$$

• **Dans la zone courante :**

$$S_t \leq 15 \varnothing_1 = 15 \times 1,6 = 24 \text{ cm. On adopte } = 12,5 \text{ cm}$$

➤ **calcul de  $\lambda_g$ :**

$$\text{On a: } \lambda_g = \lambda_g = \frac{I_f}{a} \quad \text{Où } \lambda_g = \frac{I_f}{b}$$

$$\lambda_g = \frac{0,7 \cdot 3,06}{0,60} = 3,57 \Rightarrow \rho a = 3,75$$

$$V_u = 28,2 \text{ KN}$$

$$A_t = \frac{3,75 \times 28,2 \times 10}{60 \times 40} = 0,39 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{3,75 \times 28,2 \times 12,5}{60 \times 40} = 0,55 \text{ cm}^2$$

La quantité d'armatures transversales minimale  $A_t/t.b1$  en % est donnée comme suit:

Si  $\lambda_g \geq 5$  : 0,3%

Si  $\lambda_g < 3$  : 0.8%

Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpoler entre les valeurs limites précédentes

$$\lambda_g = 3,57 \rightarrow 0.65\%$$

## Chapitre VI : Etudes des éléments structuraux

poteaux		$\lambda g$	Effort tranchant [kN]	At transversale [cm <sup>2</sup> ]		At adopte transversale [cm <sup>2</sup> ]	At min [cm <sup>2</sup> ]	At [cm <sup>2</sup> ]	St nodal [cm]	St courante [cm]
b [cm]	h [cm]			Nodale	courante					
40	60	3,57	28,20	0,39	0,55	0,47	1,2	1.57/ 2T10	10	12,5

Tableau VI.11: Sections ferrailage adoptées

### Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

#### 1. Hypothèses:

**Béton:**  $f_{c28} = 25.0$  (MPa)      **Acier:**  $f_e = 400.0$  (MPa)

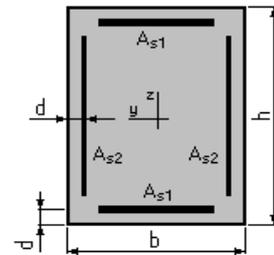
- Fissuration très préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section:

$b = 40.0$  (cm)

$h = 60.0$  (cm)

$d = 5.0$  (cm)



#### 3. Efforts appliqués:

Cas N <sup>o</sup>	Type	N (kN)	M <sub>y</sub> (kN*m)	M <sub>z</sub> (kN*m)
1.	ELS	89.51	29.68	21.41
2.	ELA	24.74	86.76	21.23

#### 4. Résultats:

##### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_{s1} = 3.3$  (cm<sup>2</sup>)

Section théorique  $A_{s2} = 0.7$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s \min} = 8.0$  (cm<sup>2</sup>)

Section maximum  $A_{s \max} = 120.0$  (cm<sup>2</sup>)

Théorique  $\rho = 0.33$  (%)

Minimum  $\rho_{\min} = 0.17$  (%)

maximum  $\rho_{\max} = 5.00$  (%)

##### Analyse par Cas:

**Cas N<sup>o</sup> 1: Type ELS    N = 89.51 (kN)    M<sub>y</sub> = 29.68 (kN\*m)    M<sub>z</sub> = 21.41 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1.09

Position de l'axe neutre:  $y = 21.5$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 44.7$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 6.2$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 15.0$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

## Chapitre VI : Etudes des éléments structuraux

Tendue:  $\sigma_s = 147.8$  (MPa)

Comprimée:  $\sigma_s' = 64.6$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:  $\sigma_{s,lim} = 161.3$  (MPa)

**Cas N° 2: Type ELA**    **N = 24.74 (kN)**    **M<sub>y</sub> = 86.76 (kN\*m)**    **M<sub>z</sub> = 21.23 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1.06    Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 9.1$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 56.5$  (cm)

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 1.74$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10.00$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 400.0$  (MPa)

comprimée:  $\sigma_s' = 120.0$  (MPa)

### Vérification de Section en Flexion Déviée Composée

#### 1. Hypothèses:

**Béton:  $f_{c28} = 25.0$  (MPa)**                      **Acier:  $f_e = 400.0$  (MPa)**

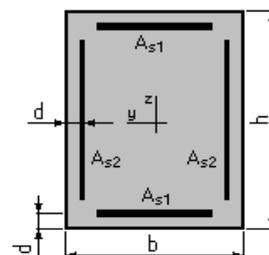
- Fissuration très préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section:

$b = 40.0$  (cm)

$h = 60.0$  (cm)

$d = 5.0$  (cm)



#### 3. Armatures:

Section théorique  $A_{s1} = 4.6$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s, min} = 8.0$  (cm<sup>2</sup>)

Théorique  $\rho = 0.64$  (%)

Minimum  $\rho_{min} = 0.17$  (%)

Section théorique  $A_{s2} = 3.1$  (cm<sup>2</sup>)

Section maximum  $A_{s, max} = 120.0$  (cm<sup>2</sup>)

maximum  $\rho_{max} = 5.00$  (%)

#### 4. Excentricité des charges:

Excentricité:  $e_y = 3.5$  (cm)                       $e_z = 0.9$  (cm)

#### 5. Résultats:

Capacités limites:	N (kN)	M <sub>y</sub> (kN*m)	M <sub>z</sub> (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	3060.21	26.01	-107.11
Etat Limite de Service	2468.13	20.98	-86.38
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	3920.06	33.32	-137.20

#### Analyse par Etat:

**Etat ELU**    **N = 3060.21 (kN)**    **M<sub>y</sub> = 26.01 (kN\*m)**    **M<sub>z</sub> = -107.11 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1.00    Pivot: B

Position de l'axe neutre:  $y = 44.8$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 20.5$  (cm)

## Chapitre VI : Etudes des éléments structuraux

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3.50$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 0.00$  (‰)

Contrainte de l'acier:

Comprimée:  $\sigma_s' = 347.8$  (MPa)

**Etat ELS**  $N = 2468.13$  (kN)  $M_y = 20.98$  (kN\*m)  $M_z = -86.38$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre:  $y = 61.5$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 21.1$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 15.0$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 15.0$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée:  $\sigma_s' = 204.9$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 161.3 \text{ (MPa)}$$

**Etat ELA**  $N = 3920.06$  (kN)  $M_y = 33.32$  (kN\*m)  $M_z = -137.20$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: B

Position de l'axe neutre:  $y = 44.9$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 20.5$  (cm)

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3.50$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 0.00$  (‰)

Contrainte de l'acier:

comprimée:  $\sigma_s' = 400.0$  (MPa)

### Expertise de Section en Flexion Déviée Composée

#### 1. Hypothèses:

**Béton:  $f_{c28} = 25.0$  (MPa)**

**Acier:  $f_e = 400.0$  (MPa)**

- Fissuration très préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

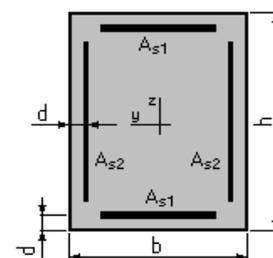
#### 2. Section:

$b = 40.0$  (cm)

$h = 60.0$  (cm)

$d = 5.0$  (cm)

#### 3. Armatures:



## Chapitre VI : Etudes des éléments structuraux

Section théorique  $A_{s1} = 4.6 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section théorique  $A_{s2} = 3.1 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum  $A_{s \text{ min}} = 4.0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section maximum  $A_{s \text{ max}} = 120.0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Théorique  $\rho = 0.64 \text{ (\%)}$

Minimum  $\rho_{\text{min}} = 0.17 \text{ (\%)}$

maximum  $\rho_{\text{max}} = 5.00 \text{ (\%)}$

### 4. Efforts appliqués:

Cas N°	N (kN)	M <sub>y</sub> (kN*m)	M <sub>z</sub> (kN*m)
1.	89.51	29.68	21.41

### 5. Résultats:

#### Analyse par Cas:

**Cas N° 1: Type ELS**      **N = 89.51 (kN)**      **M<sub>y</sub> = 29.68 (kN\*m)**      **M<sub>z</sub> = 21.41 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1.74

Position de l'axe neutre:  $y = 25.2 \text{ (cm)}$

Contrainte du béton:

Comprimée:  $\sigma_{bc} = 4.8 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite du béton:

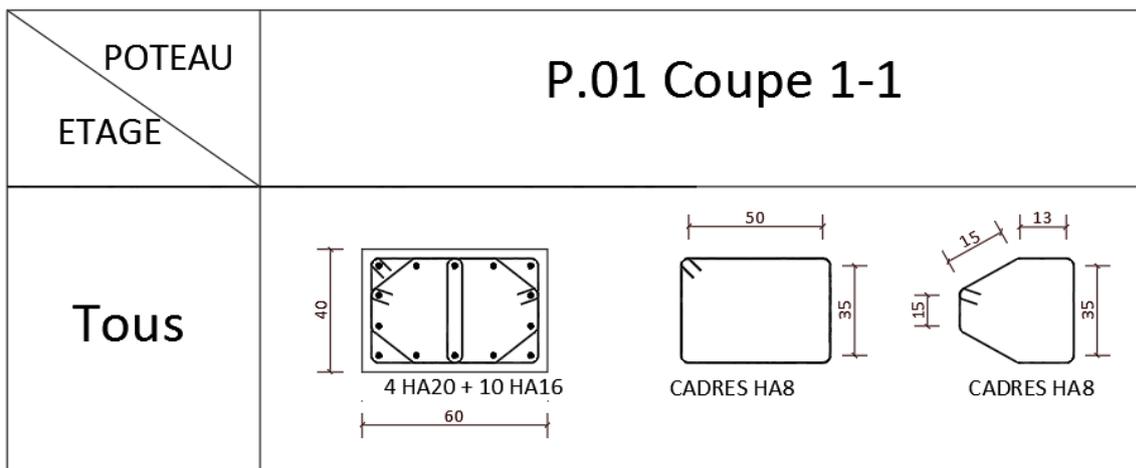
Comprimée:  $0,6 f_{cj} = 15.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

Tendue:  $\sigma_s = 92.9 \text{ (MPa)}$

Comprimée:  $\sigma_s' = 53.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:  $\sigma_{s \text{ lim}} = 161.3 \text{ (MPa)}$



**Figure VI .2.Ferraillage des poteaux (40x60)cm.**

### VI.4 FERRAILLAGE DES VOILES

#### VII-4-1-Introduction

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement **CBA.93** et les vérifications selon le Règlement parasismique Algérien **RPA 99/version 2003**. Sous l'action des forces horizontales du séisme qui sont supérieure à celle du vent ainsi que les forces dues aux charges verticales. Le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

1. Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
2. Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes ; d'exploitations et la charge Sismique.

#### VII-4-2-Armature verticale : (article 7.7.4.1.RPA99/2003).

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il prendra les contraintes de flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le **RPA 99/Version2003** :

- L'effort de traction engendrée dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0,2% de la section horizontal de béton tendue.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être rattachées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Les barres verticales de ces derniers doivent être munies de crochets (jonction de recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur de voile, cet espacement est au plus 15 cm (le ferrailage vertical doit être symétrique en raison de changement en terme de moment).
- Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées au poteau.

#### VII-4-3-Armature Horizontal : (article 7.7.4.2.RPA99/2003)

- Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.
- Elles doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de  $10\Phi$ .
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité. Les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.
- **Règles communes :**
- Le pourcentage minimum d'armatures horizontales et verticales des voiles, est donné comme suit :
- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante 0.10%.
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
  - ✓  $S \leq 1,5 e$  ( $e$  : épaisseur du voile) ;
  - ✓  $S \leq 30cm$

## Chapitre VI : Etudes des éléments structuraux

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingles au mètre carré dans chaque nappe.
- les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépassée 1/10 de l'épaisseur de voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - ✓  $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones ou le reversement du signe des efforts est possible.
  - ✓  $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$- \bar{V} = 1,4 V_u$$

-  $V_u$ : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajoutée à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction due aux moments de renversement.

### VII-4-4-Combinaison de charge

Selon le règlement parasismique Algérienne (**RPA 99 version 2003**) les combinaisons Considérées pour les voiles sont les suivants :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

Le schéma suivant représente la disposition des voiles dans notre structure :

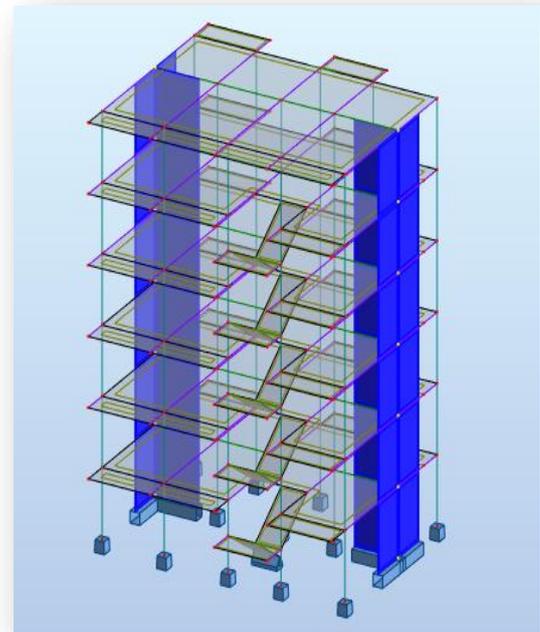
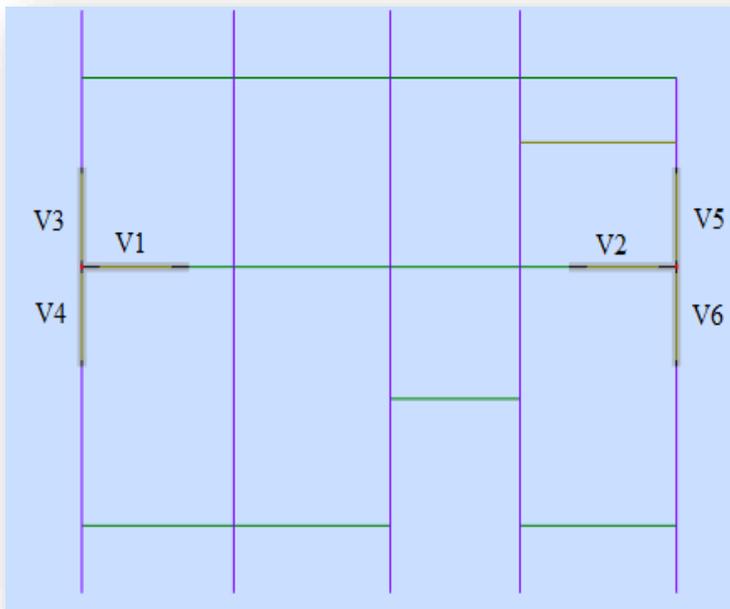


Figure VI.4: disposition des voiles

**Remarque** : les voiles sont les mêmes  $e=20\text{cm}$ .

### VII-4-5-Ferraillage vertical

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes (**méthode de Navier-Bernoulli**) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M V}{I}$$

$N$  : Effort normal appliqué.

$M$  : Moment fléchissant appliqué.

$\Omega$  : Section transversale du voile.

$V$  : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

$I$  : Moment d'inertie.

On distingue trois cas :

➤ **Premier cas :  $(\sigma_1, \sigma_2) > 0$**

La section du voile est entièrement comprimée (pas de zone tendue), la zone courante est armée par le minimum exigé par RPA 99 ( $A_{min} = 0,15 \% \cdot e \cdot L$ ).

➤ **Deuxième cas :  $(\sigma_1, \sigma_2) < 0$**

La section du voile est entièrement tendue (pas de Zone comprimée). On calcule le volume des contraintes de traction.

$$F_t = (\sigma_1 + \sigma_2) \cdot \frac{L}{2} \cdot e$$

D'où la section des armatures verticales :

$$A_v = \frac{F_t}{6_s}$$

On compare  $A_v$  avec la section minimale.

Si :  $A_v \leq A_{min} = 0,20\% \cdot e \cdot L$  on ferraille avec la section minimale.

Si :  $A_v > A_{min} = 0,20\% \cdot e \cdot L$  on ferraille avec  $A_v$ .

➤ **Troisième cas :  $(\sigma_1, \sigma_2)$  Sont de signe différent**

La section du voile est partiellement comprimée. On calcule le volume des contraintes pour la zone tendue

$$F_t = \frac{1}{2} \cdot \sigma_2 \cdot L_t \cdot e$$

D'où la section des armatures verticales

$$A_v = \frac{F_t}{6_s}$$

On compare  $A_v$  avec la section minimale.

Si :  $A_v \leq A_{min} = 0,20\% \cdot e \cdot L_t$  on ferraille avec la section minimale.

Si :  $A_v > A_{min} = 0,20\% \cdot e \cdot L_t$  on ferraille avec  $A_v$

**Remarque** : on choisit le voile le plus sollicité

### VII-4-6. Exemple d'application

Soit à calculer le ferrailage du voile ( $v_1$ ,  $v_2$ )

$$L = 2,40 \text{ m}, e_p = 20 \text{ cm}$$

**1-Détermination des sollicitations :(situation accidentelle)**

$$N = -678,21 \text{ KN}$$

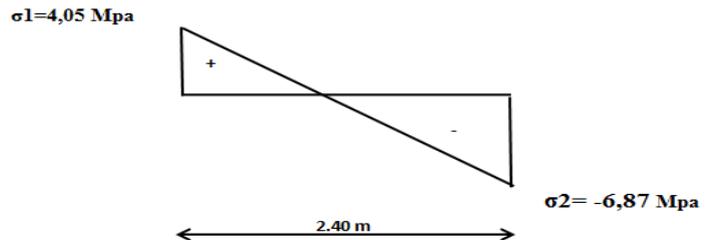
$$M = 1048,46 \text{ KN.m}$$

**2-Caractéristiques géométriques :**

$$\Omega = L \cdot e = 0,48 \text{ cm}^2$$

$$V = \frac{L}{2} = \frac{2,4}{2} = 1,2 \text{ m}$$

$$I = \frac{e^3}{12} = 0,23 \text{ m}^4$$



**3-Armatures verticales :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M V}{I} = \frac{-678,21}{0,48} + \frac{1048,46 \cdot 1,2}{0,23} = 4,05 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M V}{I} = \frac{-678,21}{0,48} - \frac{1048,46 \cdot 1,2}{0,23} = -6,87 \text{ Mpa}$$

$\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  Sont de signe différent, donc la section du voile est partiellement comprimée.

On calcul la longueur de la zone de traction :

**4-Longueur de la zone tendue :**

$$L_t = L \left( \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} \right) = 1,51 \text{ m}$$

$$\text{Longueur de la zone comprimé } L_c(\text{m}) = L - L_t = 2,4 - 1,51 = 0,89 \text{ m}$$

**5-La force de traction :**

$$F_t = \frac{1}{2} \cdot \sigma_2 \cdot L_t \cdot e = \frac{1}{2} \cdot -6,87 \cdot 1,51 \cdot 0,20 = -1038,26 \text{ KN}$$

**6-Section d'armature :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \gamma_s = 1 \text{ (situation accidentelle)}$$

$$A_{vt} = \frac{F_t}{\sigma_s} = \frac{360,05}{400} = 25,96 \text{ cm}^2$$

### 7-Armature minimale du RPA99/version 2003 :

- Dans la zone tendu : D'après le RPA99 (Art 7.7.4.1) :

$$A_{RPA} = 0,20\% \cdot e \cdot L_t = 0,20\% \cdot 0,20 \cdot 1,51 = 6,04 \text{ cm}^2$$

- Dans la zone courante : D'après le RPA99 (Art 7.7.4.3) :

$$A_{zc} = 0,10\% \cdot e \cdot L = 0,10\% \cdot 0,20 \cdot 0,89 = 1,78 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage minimal sur toute la section du voile (RPA99 Art 7.7.4.3) :

$$A_{min} = 0,15\% \cdot e \cdot L = 0,15\% \cdot 0,20 \cdot 240 = 7,20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{sv} = \max(A_{vt} ; A_{RPA}) = \max(25,96 ; 6,04) \text{ cm}^2$$

$$A_{sv} = 25,96 \text{ cm}^2$$

### 8-Armature de couture (Section de reprise de bétonnage) :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} = 1,1 \frac{1,4 \cdot 331,84}{400} = 12,78 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = 12,78 \text{ cm}^2$$

$$A = A_s + A_{vj} = 25,96 + 12,78 = 38,73 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} + A_{vj} \text{ traction} = 6,04 + 12,78 = 18,82 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ adopté compression} = 1,78 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ adopté/ml (traction)} = 25,64 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ adopté/ml (compression)} = 2,00 \text{ cm}^2$$

### 9-Espacement :

$$S_t \leq (1,5 e ; 30) \text{ cm}$$

Soit  $S_t = 30 \text{ cm}$  Dans la zone courante.

$$S_a = \frac{S_t}{2} = 15 \text{ cm} \text{ Dans la zone d'about}$$

## Chapitre VI : Etudes des éléments structuraux

### 10-Ferraillage vertical des voiles

Voile / niveau	V1, V2 niveau (RDC-1-2-3-4-5)	V3, V4, V5, V6 niveau (RDC-1-2-3-4-5)
Effort normal N (KN)	678,21	1180,02
Moment de flexion M(KN.m)	1048,46	549,41
Effort tranchant T(KN)	331,84	225,47
Longueur du voile L(m)	2,40	2,00
Epaisseur du voile e(m)	0,20	0,20
La hauteur libre du voile h (m)	2,86	2,86
Bras de levier Y(m)	1,20	1,00
Section du voile A (m <sup>2</sup> )	0,48	0,40
Inertie du voile I(m <sup>4</sup> )	0,23	0,13
<b>RESULTATS SECTION PARTIELLEMNT TENDUE (S.P.T) ou (S.T.C) ou (S.T.T)</b>		
$\sigma_1(MPa)$	4.05	-7,07
$\sigma_2(MPa)$	-6.87	1,17
Longueur de la zone tendue Lt (m)	1.51	1,72
Longueur de la zone comprimé Lc(m)	0.89	0,28
Effort de traction Ft (KN)	-1038.26	-1213,27
$\sigma_s(MPa)$	400	400
Section d'armature "Asv" traction (cm <sup>2</sup> )	25.96	30,33
Section d'armature"Amin traction" $A_{min} = 0,2\% \times a \times e$ (cm <sup>2</sup> )	6.04	6,86
Section d'armature "Amin courante" $A_{min} = 0,1\% \times a \times e$ (cm <sup>2</sup> )	1.78	0,57
Section d'armature minimale sur toute la section $A_{min} = 0,15\% \times L \times e$	7.20	6,00
Section de reprise de bétonnage: Avj (cm <sup>2</sup> )	12.78	8,68
section totale traction : Avs+Avj (cm <sup>2</sup> )	38.73	39,01
Amin+Avj traction (cm <sup>2</sup> )	18.82	15,54
Amin+Avj globalement (cm <sup>2</sup> )	19.98	14,68
As adopté traction	38.73	39,01
As adopté compression	1.78	0,57
As adopté/ml (traction)	25.64	22,74
As adopté/ml (compression)	2.00	2,00

**Tableau VI.12: résultats détaillées du ferraillage vertical des voiles**

## Chapitre VI : Etudes des éléments structuraux

adaptation constructive		
	V1, V2 niveau (RDC-1-2-3-4-5)	V3, V4, V5, V6 niveau (RDC-1-2-3-4-5)
As max zone de traction	38.73	39,01
As max zone courante	1.78	0,57
globalement sur toute la section du voile= $\max(A_{min}; A_c + A_t)$	40.51	39,58
Espacement $S_t$ (cm) $\leq$	30.00	30,00
$S_t$ adopte courante (cm)	15.00	15,00
$S_t$ adopte nodal (cm)	10.00	10,00
Nombre de bar en zone courante par face	7	3
Nombre de bar en zone de traction par face	16	18
Section d'un seul bar en zone courante (cm <sup>2</sup> )	0.13	0,10
Section d'un seul bar en zone de traction (cm <sup>2</sup> )	1.20	1,07
<b>As adopté en zone courante par face</b>	<b>7T10-e=15cm/par face</b>	<b>3T10-e=15cm/par face</b>
<b>As adopté en zone de traction par face</b>	<b>16t14-e=10cm/par face</b>	<b>18T12-e=10cm/par face</b>

**Tableau VI.13: résultats adaptation constructive**

### 11- Ferrailage horizontal

- **Vérification des voiles à l'Effort tranchant :**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40% (**Article 7.7.2 des RPA99/Version 2003**)

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_u = 1,4 \frac{T}{e \cdot d}$$

$T$  : Effort tranchant à la base du voile.

$e$  : Épaisseur du voile.

$d$  : Hauteur utile.  $d = 0,9 L$

D'après l'article (**7.7.2 des RPA 99/Version 2003**). La contrainte limite est :

$$\bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28}$$

Il faut vérifier la condition suivante :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

- **Calcul du ferrailage horizontal résistant à l'effort tranchant :**

D'après l'article (**A.5.1.2.3 de CBA 93**) La section  $A_t$  des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_t}{e \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{tj} k)}{0,9 f_e}$$

- $k = 0$  : Dans le cas d'une fissuration très préjudiciable ; ou dans le cas de bétonnage non munie d'indentations la surface de reprise.

## Chapitre VI : Etudes des éléments structuraux

- $k = 1$  : En flexion simple, sans reprise de bétonnage.
- $k = \frac{1+3\sigma_{cm}}{f_{c28}}$  : En flexion composée avec N, effort de compression.
- $k = \frac{1-10\sigma_{tm}}{f_{c28}}$  : En flexion composée avec N, effort de traction.

### Armatures horizontales:

D'après le RPA le pourcentage minimum armatures vertical et horizontal des trumeaux est donné comme suite :

$$A_{min\ global} \geq 0.15\% \text{ hl x e (cm}^2\text{)}$$

$$\text{Zone courante : } A_{min\ courante} \geq 0.10\% \text{ hl x e (cm}^2\text{)}$$

### Exemple d'application :

$$\tau_u = 1,4 \frac{T}{e.d} = 1,08 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28} = 0,2 \cdot 25 = 5 \text{ MPa} \quad , \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \text{ Condition vérifiée}$$

Dans notre cas  $k = 0$  (cas de reprise de bétonnage) donc :

$$\frac{A_t}{e.st} = \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3 \cdot K \cdot F_{tj})}{0,9 f_c} \Rightarrow A_t = 0,9 \text{ cm}^2$$

ARMATURE HORIZONTALES		
	V1, V2 niveau (RDC-1-2-3-4-5)	V3, V4, V5, V6 niveau (RDC-1-2-3-4-5)
St (cm) ≤	30.00	30,00
St adopté (cm)	15.00	15,00
remarque : vérifier les coefficients K et $\gamma_s$ et Fe		
$A_t \text{ (cas 1)} \geq St \times \gamma_s \times e \times (\tau_u - (0.3 \times f_{tj} \times K))/0,9 \cdot f_c \text{ (cm}^2\text{)}$	0.90	0,73
$A_t \text{ (cas4)} \geq St \times \gamma_s \times e \times (\tau_u - (0.3 \times f_{tj} \times K))/0,9 \cdot f_c \text{ (cm}^2\text{)}$	0.07	-0,41
Amin global $\geq 0.15\% \text{ hl x e (cm}^2\text{)}$	8.58	8,58
Amin courante $\geq 0.10\% \text{ hl x e (cm}^2\text{)}$	5.72	5,72
A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	18.06	14,66
Condition de section globale <b>A<sub>t</sub> &gt; Amin global</b>	vérifie	vérifie
Condition de section courante <b>A<sub>t</sub> &gt; Amin courante</b>	vérifie	vérifie
A <sub>t</sub> adopte (cm <sup>2</sup> )	<b>2.26/2T12 e=15cm</b>	2.26/2T12-e=15cm

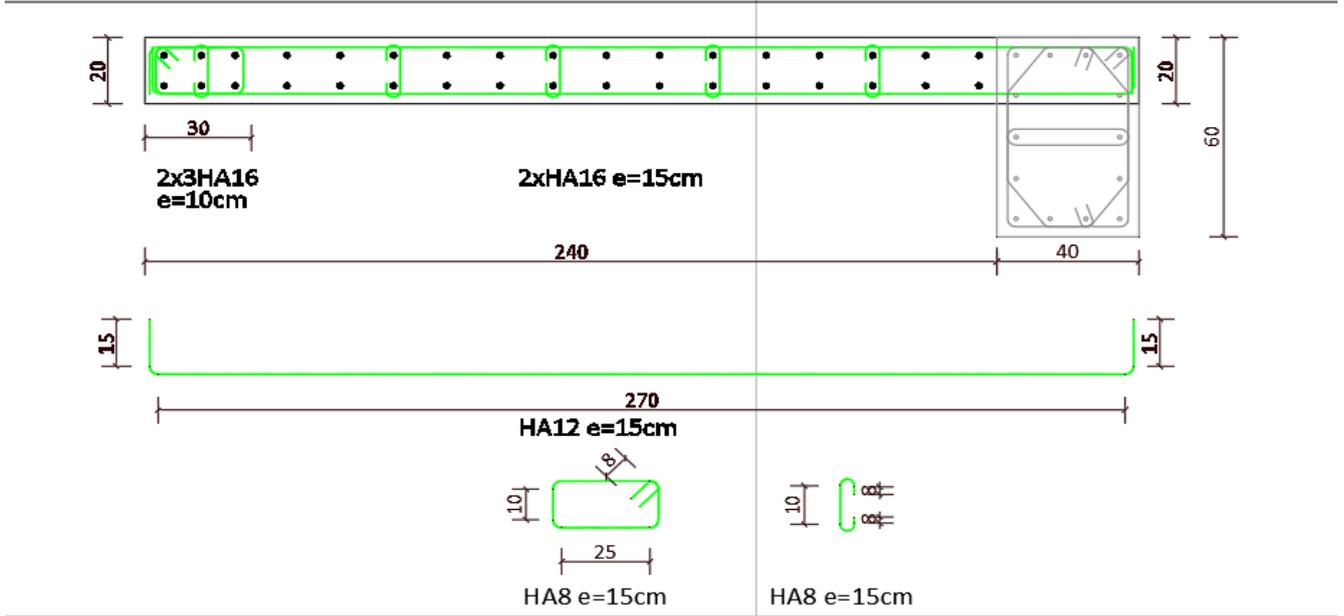
**Tableau VI.14: résultats détaillées du ferrailage horizontal des voiles**

## Chapitre VI : Etudes des éléments structuraux

VERIFICATION DES CONTRAINTES		
	V1, V2 niveau (RDC-1-2-3-4-5)	V3, V4, V5, V6 niveau (RDC-1-2-3-4-5)
Air totale du béton Ac (cm2)	4800.00	4000,00
Air totale des armatures As	4739.74	3939,74
Air nette du béton An (cm2)	60.26	60,26
L'effort normal «N» ELS (kn)	56.36	56,36
$\sigma_{bc}$ (MPA)	9.35	9,35
$f_{c28}$	25.00	25,00
$\sigma_{bc\ bar}=0.6f_{c28}$ (MPA)	15.00	15,00
<b><math>\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc\ bar}</math>(MPA)</b>	<b>vérifie</b>	<b>vérifie</b>
L'effort normale"N" ELS (kn) traction	-0,72	-6,01
$\sigma_s$ (MPA)	-0,01	-0,13
<b>type de fissuration</b>	<b>très préjudiciable</b>	<b>très préjudiciable</b>
$\sigma_s\ bar$ (MPA)< min[0.5* $f_e$ ; 90 $\sqrt{\eta f_{tj}}$ ]	164,97	164,97
<b><math>\sigma_s \leq \sigma_s\ bar</math>(MPA)</b>	<b>vérifie</b>	<b>vérifie</b>

**Tableau VI.15: vérification des contraintes**

## Voile L=2.4 m



ut[Filaire 2D]

## Voile L=2.00 m

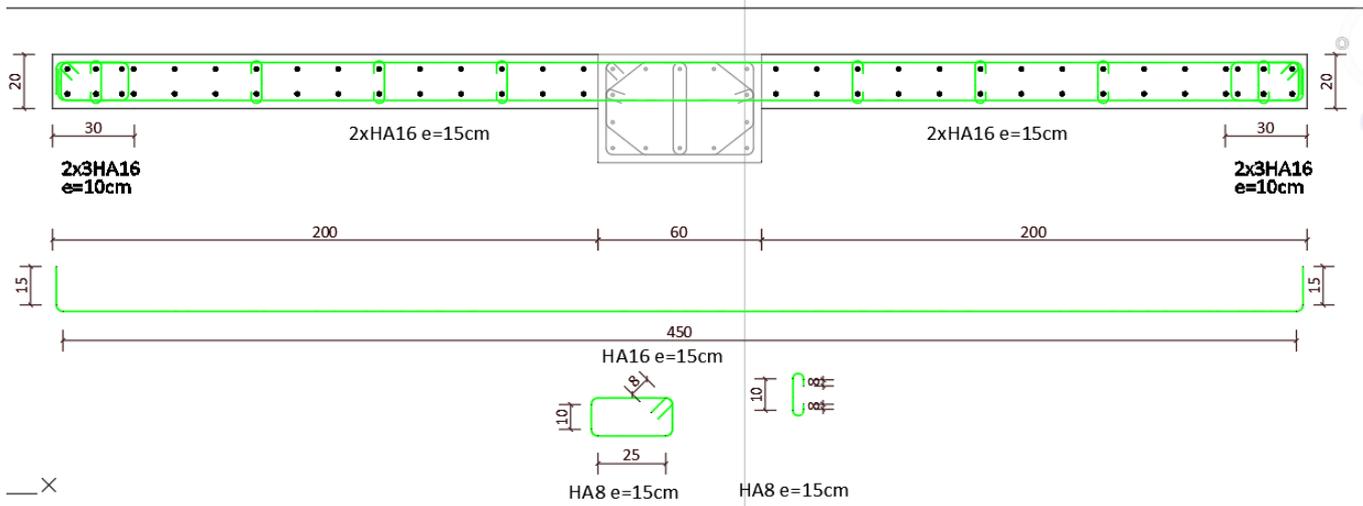


Figure VI.5. ferrailage du voile

**CHAPITRE VII**  
**LES FONDATIONS**

## VII LES FONDATIONS

### I. FONDATIONS

#### VII.1 Introduction

La fondation est la partie de l'ouvrage en contact avec le sol auquel il va transmettre toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage. La fondation est donc une partie importante de l'ouvrage car de sa bonne réalisation résulte de la tenue de l'ensemble. Un certain nombre des problèmes se pose lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation, qui dépend essentiellement de la contrainte du sol.

#### VII.2 Le choix du type de fondation

Le choix du type de fondation à en générale plusieurs paramètres qui sont :

- Type d'ouvrage construit.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation

#### VII.3 classification du sol

Selon le rapport du sol on peut être classé le sol (Argile graveleuse) en catégorie S3 (sol meuble)

#### VII.4 Calcul de la contrainte admissible du sol

Pour la détermination de la contrainte admissible du sol, on utilise la formule de **TERZAGHI**

**Le type de la fondation semelle filante**

$$q_a = \gamma D + \frac{\frac{1}{2} \left(1 - \frac{0,2B}{A}\right) \gamma \cdot B \cdot N_\gamma + \gamma \cdot D \cdot N_q + \left(1 + \frac{0,2B}{A}\right) \cdot C \cdot N_c}{F}$$

$\gamma$  : Poids volumique de la couche considérée.

$D$  : Encastrement de la semelle.

$C$  : Cohésion de la couche considérée.

$A, B$  : Les dimensions de la semelle.

$N_\gamma, N_c, N_q$  : Facteurs de capacité portante.

$F$  : Coefficient de sécurité variant entre 3 et 4.

### VII.5 Choix du type de fondation :

D'après le rapport du sol et Avec une contrainte du terrain égale à  $0.16 \text{ MPa}$  , Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles filantes bien rigidifiées avec libages.
- Radier général.

**Remarque :** on adopte un radier générale

### VII.6 Pré dimensionnement du radier :

a)- Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum **25 cm** ( $h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$ ).

b) - Selon la condition forfaitaire :

$h$  : épaisseur du radier

$L_{\max}$  : distance entre deux voiles successifs

**La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

Avec une hauteur minimale de 25 cm

$$h \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

c)- condition de longueur d'élasticité :

$L_e$  : Longueur élastique

$K$  : Module de raideur du sol

$L_{\max}$  : La distance maximale entre deux panneaux ou poteaux

$$L_e = \sqrt{\frac{4 \cdot EI}{K \cdot b}} > \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max} + a$$

### Calcul du radier :

Le radier sera calculé comme étant un plancher renversé recevant les contraintes du sol

**A)- pré dimensionnement :**

1)- **Condition forfaitaire :**

$L_{\max}$  : largeur maximale des panneaux :  $L_{\max} \text{ (m)} = 3.5 \text{ m}$

$$h \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$h \geq 35 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte  $h = 45 \text{ cm}$

2)- **condition de cisaillement :**

En premier lieu on détermine l'effort normal revenant au radier ainsi que la surface :

$$\frac{T_{\max}}{b d} \leq \tau_{bar} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

## CHAPITRE VII : LES FONDATIONS

### 3)- calcul des charges et surcharges appliquées sur le sol :

- **superstructure :**

combinaison ELS	
G sup( kn) =	7570.65
Q sup (kn) =	2036.62

- **infrastructure :**  
S radier = **140.58m<sup>2</sup>**

Poids propre du radier : **P (KN) = 25.hr.S = 1581.525 KN**

Poids propre du remblai =  $\gamma h S = 18 \times 0.9 \times 140.58 = 2277.396 \text{ KN}$

Poids total de l'infrastructure: **G inf (KN)= 3858.921 KN**

les charges et sur charges totales appliquées sur le sol : **poids superstructure + poids infrastructure**

GT =Gsup +Ginf (KN)	11429.57
QT =Qsup+Qinf (kn)	2036.62
NS (kn) = GT +QT	13466.19

### Charge uniformément répartie sur le radier (par une bonde de 1 m) :

$$q_s = \frac{N_s}{S} = 95.79 \text{ KN/ML}$$

Avec **S** : la surface du radier et

**NS** : l'effort normal

### 4)-La réaction maximale :

$$\frac{L_{max}}{2} q_s = T_{max}(\text{KN}) = 167.63 \text{ KN} \quad \text{Avec } L_{max} \text{ (largeur maximale des panneaux)}$$

### 5)-Epaisseur du radier :

On a déjà déterminé la hauteur du radier à partir de la condition forfaitaire, cette hauteur doit satisfaire à la condition de cisaillement pour une bonde de 1ml on aura :

$$\frac{T_{max}}{bd} \leq \tau_{bar} \rightarrow d = \frac{T_{max}}{b \tau_{bar}} = 0.13 \text{ m}$$

D'autre part :  $d = 0.9 h_2$  avec:  $h_2 \text{ (cm)} = d/0.9 = 14.9 \text{ cm}$

donc : on adopte :  $h_r \geq \max ( h_1; h_2 \text{ cm} ) = 45 \text{ cm} \Rightarrow h_r = 45 \text{ cm}$

## CHAPITRE VII : LES FONDATIONS

### 6)-condition de raideur: (vérification de rigidité du radier) :

D'après FUENTES « OSSATURE DE BATIMENT » pour étudier la raideur d'une semelle continue, on utilise la théorie de la poutre sur sol élastique, nous ne pouvons considérer la répartition comme uniforme que si la condition de raideur et du poinçonnement seront vérifiées.

Le : longueur élastique de la semelle

I : inertie de la semelle par bande de (1m)

E : module de béton :=  $11000^2 \sqrt{f_{c28}} = 32164.20 \text{MPa}$

K : coefficient de réaction élastique du sol (K = 3.28kg/cm<sup>3</sup>, sol moyen)

b : largeur de la semelle (1m)

a : h/2 (m)

$$\text{donc: } L = 3.50 \leq \pi/2 * L_e + a = 3.89 \text{ m}$$

$$L_e = \sqrt{\frac{4 \cdot EI}{K \cdot b}} > \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max} + a$$

condition satisfaite, le radier est rigide

**Conclusion : Le radier étant rigide alors la répartition des contraintes sur le sol est linéaire**

### 7)- surface nécessaire du radier (surface minimale du radier) :

ELU : $N_u = 1.35 GT + 1.50 QT$ (KN)	18484.85
ELS : $N_s = GT + QT$ (KN)	13466.19

on a : $\sigma_{sol} =$	160
$\sigma_{sol}$ (ELU) kn/m <sup>2</sup> : $1.5 \sigma_{sol} =$	240
$\sigma_{sol}$ (ELS) kn/m <sup>2</sup> : $\sigma_{sol} =$	160
$\sigma_{sol}$ (ACC) kn/m <sup>2</sup> : $\sigma_{sol} =$	212.8

$$\text{ELU: } \sigma_{sol}(Elu) = \frac{N_u}{S_{min}} \leq \overline{\sigma_{sol}} \text{ d'ou: } S_{min} \geq \frac{N_u}{\overline{\sigma_{sol}}} \text{ (m}^2\text{)} = \boxed{77.02}$$

$$\text{ELS: } \sigma_{sol}(Els) = \frac{N_s}{S_{min}} \leq \overline{\sigma_{sol}} \text{ d'ou: } S_{min} \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma_{sol}}} \text{ (m}^2\text{)} = \boxed{84.16}$$

On remarque bien que la surface nécessaire ou minimale du radier est inférieure à la surface du bâtiment qui est égale à **126.48m<sup>2</sup>**; donc on maintient le choix du radier à **45cm**

les vérifications des contraintes dans le sol, d'où la surface totale du radier devient :

$$\mathbf{S_r = 140.58m^2.}$$

## CHAPITRE VII : LES FONDATIONS

- Détermination des caractéristiques du radier :

inertie du radier	
<b>I<sub>x</sub> (cm<sup>4</sup>)</b>	3750000.00
<b>I<sub>y</sub> (cm<sup>4</sup>)</b>	759375.00

- vérifications :

a)- vérification de la stabilité du radier :

$$\frac{M}{N} \leq \frac{L}{4} \text{ avec: } M = M_0 + T_0 \cdot Z$$

Sens transversale	
<b>M<sub>0</sub></b> : moment à la base du bâtiment (niveau +0.00) (l'étude sismique)	<b>M<sub>0</sub> = 11745.45 KN.m</b>
<b>T<sub>0</sub></b> : effort tranchant à la base du bâtiment (l'étude sismique)	<b>T<sub>0</sub> = 1518.07 KN</b>
<b>Z</b> : la hauteur d'encrage	<b>Z = 0.9m</b>

$$M = M_0 + T_0 \cdot Z = 13111.713 \text{ KNm}$$

$$L_x = 13.6 \text{ m} \Rightarrow M/N = 1.15 < L_x/4 = 3.4 \text{ m} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Sens longitudinale	
<b>M<sub>0</sub></b> : moment à la base du bâtiment (niveau +0.00) (l'étude sismique)	<b>M<sub>0</sub> = 7243.62 KN.m</b>
<b>T<sub>0</sub></b> : effort tranchant à la base du bâtiment (l'étude sismique)	<b>T<sub>0</sub> = 1462.78 KN</b>
<b>Z</b> : la hauteur d'encrage	<b>Z = 0.9m</b>

$$M = M_0 + T_0 \cdot Z = 8560.122 \text{ KNm}$$

$$L_y = 9.3 \text{ m} \Rightarrow M/N = 0.75 < L_y/4 = 2.325 \text{ m} \dots\dots\dots \text{CV}$$

b)-vérification au non renversement :

X		Y	
<b>M<sub>rv x</sub></b>	<b>13111.713 KN.m</b>	<b>M<sub>rv y</sub></b>	<b>8560.12 KNm</b>
<b>N = 0.8Gt</b>	<b>9143.66 KN</b>	<b>N = 0.8Gt</b>	<b>9143.66 KN</b>
<b>Le coefficient de sécurité dans le sens transversale</b>			
<b>F<sub>s</sub> = <math>\frac{M_{st}}{M_{rv}}</math></b>	<b>9.48 &gt; k<sub>s</sub> = 2</b>	<b>F<sub>s</sub> = <math>\frac{M_{st}}{M_{rv}}</math></b>	<b>9.93 &gt; k<sub>s</sub> = 2</b>
<b>condition vérifié</b>		<b>condition vérifié</b>	

**Conclusion:** la stabilité du radier vis-à-vis au renversement est assurée dans les deux sens.

## CHAPITRE VII : LES FONDATIONS

c)- vérification au non soulèvement :

$$\sigma_{z1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I_y} X \text{ avec:}$$

Sens transversal		Sens longitudinal	
$A_{\text{radier}} = 140.58 \text{ m}^2$			
$\sigma_{\text{sol}} = 160 \text{ KN/m}^2$			
$\sigma_1 \text{ KN/m}^2$	65.28	$\sigma_1 \text{ KN/m}^2$	65.06
$\sigma_2 \text{ KN/m}^2$	64.81	$\sigma_2 \text{ KN/m}^2$	65.02

Les diagrammes des contraintes sont trapézoïdale à ce dernier est entièrement comprimé ;

d)-vérification des contraintes du sol sous le radier :

la formule de NAVIER BERNOULI la contrainte normale est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{z1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I_y} X$$

Sens transversal		Sens longitudinal	
$\sigma_1 \text{ KN/m}^2$	96.03	$\sigma_1 \text{ KN/m}^2$	95.81
$\sigma_2 \text{ KN/m}^2$	95.56	$\sigma_2 \text{ KN/m}^2$	95.77
$\sigma_{\text{max}} = 96.03 < 1.3 \sigma_{\text{sol}} = 208 \text{ KN/m}^2$		$\sigma_{\text{max}} = 95.81 < 1.3 \sigma_{\text{sol}} = 208 \text{ KN/m}^2$	

e)- vérification de la réaction du sol :

le diagramme des contraintes est trapézoïdal dans les deux sens, donc la contrainte moyenne situé au (1/4) de la longueur de la semelle à partir du point d'application de ( $\sigma_1$ ) vaut :

$$\sigma_{\text{moy}} \left( \frac{\text{kn}}{\text{m}^2} \right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Sens transversal		Sens longitudinal	
$\sigma_{\text{moy max}} = 95.91 < 1.3 \sigma_{\text{sol}} = 208 \text{ KN/m}^2$		$\sigma_{\text{moy max}} = 95.80 < 1.3 \sigma_{\text{sol}} = 208 \text{ KN/m}^2$	
$q = \sigma_{\text{moy max}} = 95.91 \text{ KN/m}^2$			

## CHAPITRE VII : LES FONDATIONS

### 8 )-ferraillage du radier :

Le radier sera calculé comme un plancher renversé constitué de panneaux s'appuyant sur les voiles ; le radier est soumis à une pression uniforme « q » qui est la réaction moyenne du sol sur le radier.

A- calcul des moments dans les panneaux : pour le calcul des moments dans les panneaux, on utilise la méthode exposée dans l'ouvrage de « BELAZOUGHJI » .

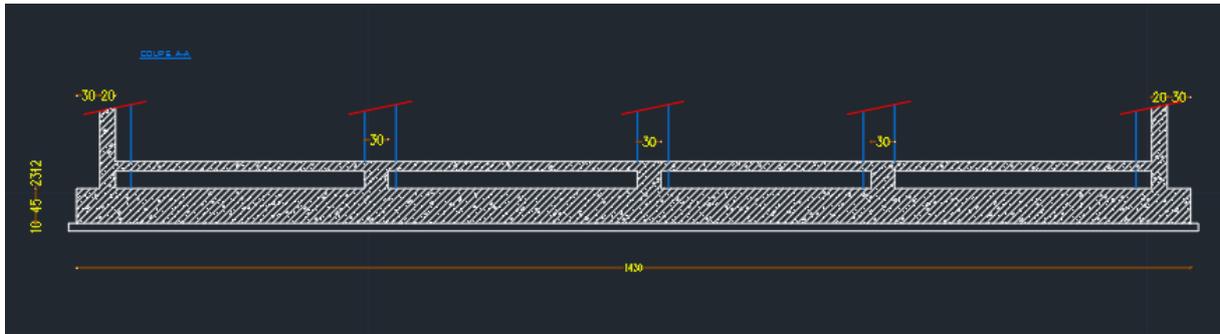


Figure VII. 1 Schéma du Radier

#### Les moments isostatiques qu'au milieu des panneaux

$$M_{0x} = \left(\frac{q l^2 y}{8}\right) \frac{1}{K} \quad . M_{0y} = \left(\frac{q l^2 x}{8}\right) \frac{1}{K} \quad . \text{avec: } K = \left(\frac{l_x}{l_y}\right)^2 + \left(\frac{l_y}{l_x}\right)^2 + 1$$

On tiendra compte de la continuité en faisant ventiler les moments dans les appuis et en travées

$$M_{0y} = \left(\frac{q l^2 y}{8}\right) \frac{1}{K} \quad . M_{0x} = \left(\frac{q l^2 x}{8}\right) \frac{1}{K} \quad . \text{avec: } K = \left(\frac{l_x}{l_y}\right)^2 + \left(\frac{l_y}{l_x}\right)^2 + 1;$$

Panneaux	L(y)	L(x)	K	Moment isostatique	
				Mox KN.m	Moy KN.m
P01	5.20	3.50	3.66	88.56	40.12

Appui		Travée	
Max (0.5Mox) KN.m	May(0.5Moy) KN.m	Mtx(0.85Mox) KN.m	Mty(0.85Mox) KN.m
44.28	20.06	75.28	34.10

### 9)-Calcul de ferraillage :

on prend pour le calcul une bande de (1m) et de hauteur de (0.45 m),

Fc28 =25MPA

H radier = 45cm

Fe =400MPA

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left( 0.5 \frac{f_{t28}}{\gamma_s}; 90 \sqrt{h} f_{t28} \right) = \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85}{1.50} f_{c28} =$$

$$\sigma_s \text{ bar} = 133.64 \text{ KN/m}^2$$

## CHAPITRE VII : LES FONDATIONS

$$K_1 = \frac{\bar{\sigma}_s}{\sigma_{bc}} ; \alpha_1 = \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{bc} + K_1} ; \beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3} ; \mu_1 = \frac{\alpha_1 \beta_1}{2}$$

Si :  $M < M_1$  (pas d'armature comprimées)

$$\mu = \frac{M}{bd^2\sigma_{bc}} ; A_s = \frac{M}{\beta_1 d \sigma_s}$$

dx = dy = 0.9h	0.405
b (m)	1

**Ferrailage minimale** :  $A_{min} \geq 0.23 b d f_{t28} / f_e$

LX (m)	3.5
Ly (m)	5.2

$$K_1 = \frac{\bar{\sigma}_s}{\sigma_{bc}} = K_1 = 9.43 \quad \alpha_1 = \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{bc} + K_1} = 0,60 \quad \beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3} = 0,80 \quad \mu_1 = \frac{\alpha_1 \beta_1}{2} = 0,24$$

<b>Moment en travée :</b> Mtx (kNm) =	75.28				
$\mu = \frac{Mtx}{bd^2\sigma_{bc}} =$	0.032	$\beta_1 =$	0.984	$A_s(cm^2) = \frac{Mtx}{\beta_1 d \sigma_s} =$	14.14
	0.041				
<b>Moment en travée :</b> Mty (kNm) =	34.10				
$\mu = \frac{Mty}{bd^2\sigma_{bc}} =$	0.015	$\beta_1 =$	0.993	$A_s(cm^2) = \frac{Mty}{\beta_1 d \sigma_s} =$	6.35
	0.018				
<b>Moment sur appui :</b> Max (kNm) =	44.28				
$\mu = \frac{Max}{bd^2\sigma_{bc}} =$	0.019	$\beta_1 =$	0.990	$A_s(cm^2) = \frac{Max}{\beta_1 d \sigma_s} =$	8.26
	0.024				
<b>Moment sur appui :</b> May (kNm) =	20.06				
$\mu = \frac{May}{bd^2\sigma_{bc}} =$	0.009	$\beta_1 =$	0.996	$A_s(cm^2) = \frac{May}{\beta_1 d \sigma_s} =$	3.72
	0.011				
<b>Vérification :</b>					
Condition de non fragilité : armature minimale :			$A_{min}(cm^2) \geq 0.23 b d f_{t28} / f_e =$	4.89	

**Tableau VII .1 moment en appui et en travée du radier**

## CHAPITRE VII : LES FONDATIONS

<b>Ferraillage du débordement du radier :</b>			
le débordement se calcule comme une console encastrée aux voiles de la structure			
on calculera le ferraillage, pour une bande de (1.00m) linéaire, largeur du débordement			
est de (0.3m)	1 (m)	=	0.3
Moment d'encastrement :		$M (kn.m) = \frac{ql^2}{2} =$	4.32
d'après la condition de non fragilité on prend:		$A_s (cm^2)$	= 4.89

Tableau VII .2 ferraillage du débordement du radier

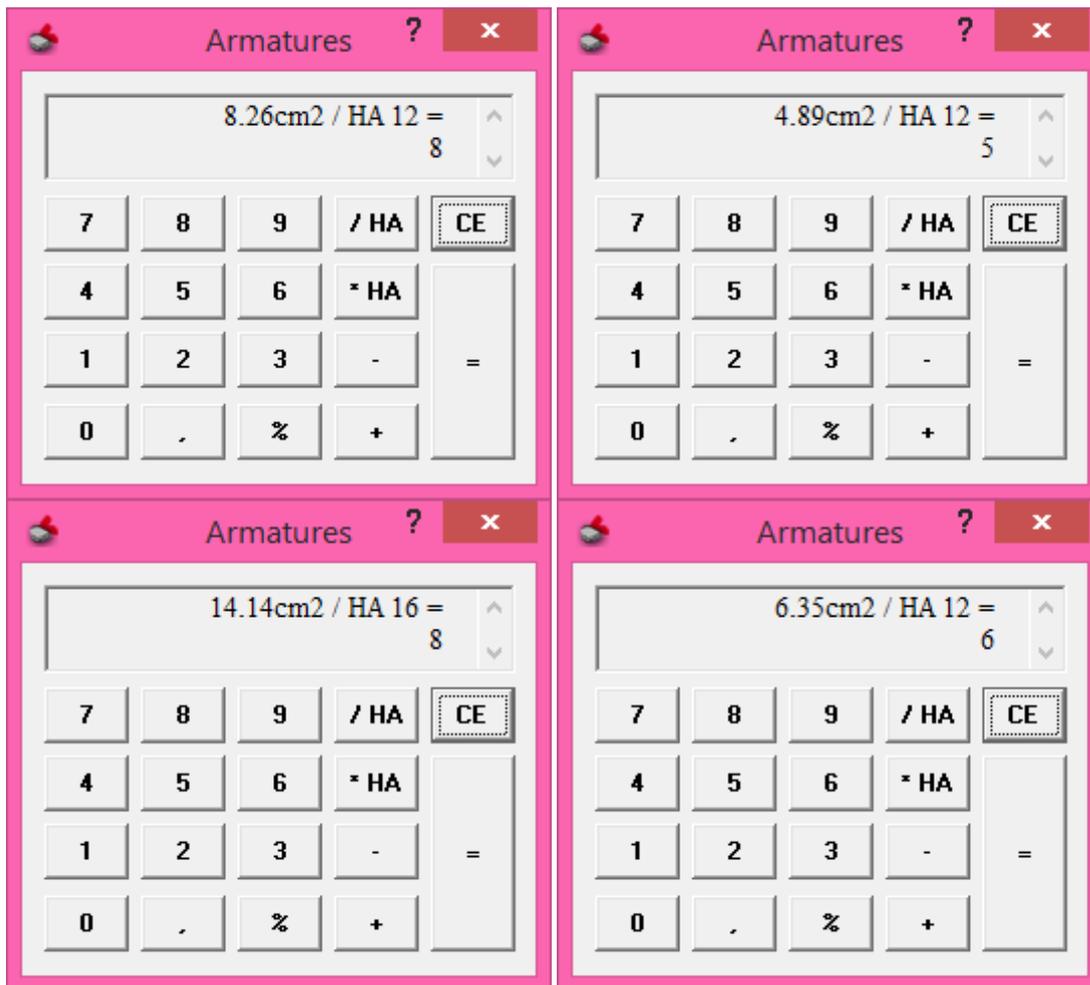


Figure VII.2 ferroalliage adopté

# CHAPITRE VII : LES FONDATIONS

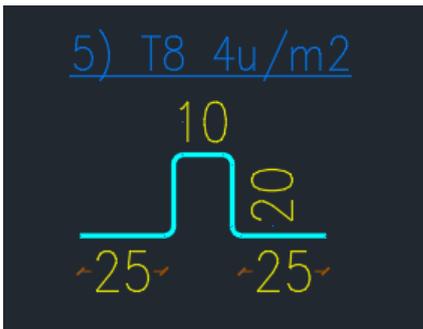
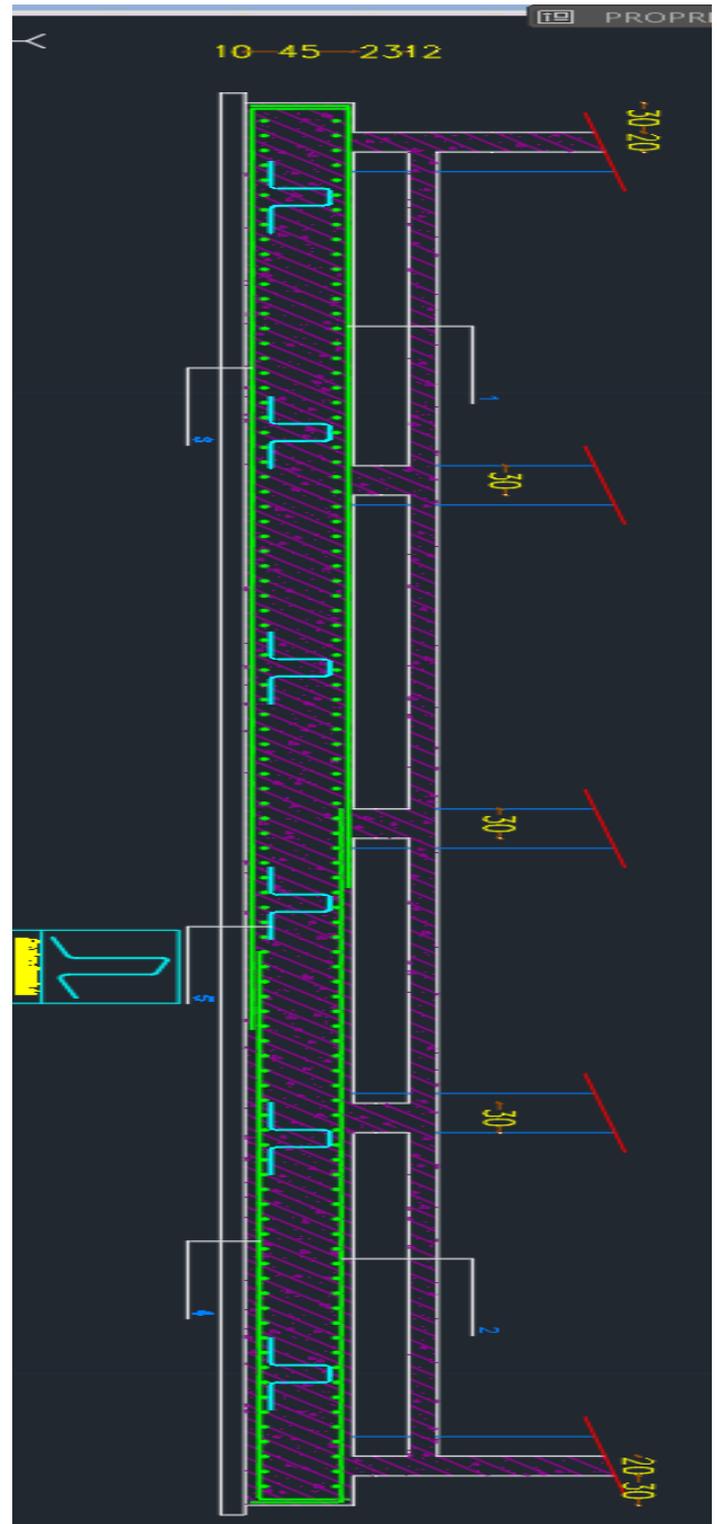


Figure VII.3 FERRAILLAGE RADIER

## II . Étude du Voile Périphérique

### I-Introduction :

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Réalise l'encastrement de la structure dans le terrain.
- Assurant la liaison avec le sol et répartissent les efforts.
- Elle joue un rôle d'appuis.
- Limite les tassements différentiels à une valeur acceptable.

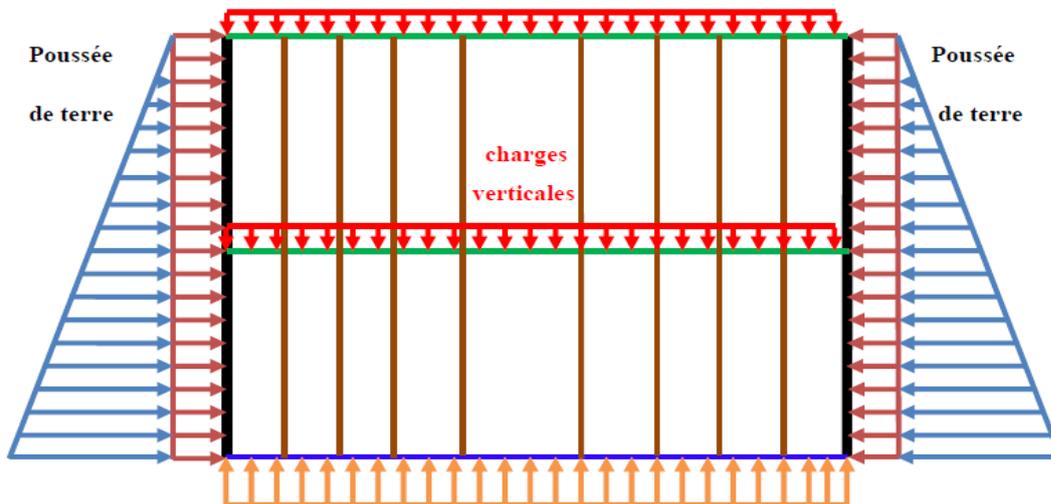
### II-Etude du voile périphérique :

voile périphérique est prévu entre la fondation et le niveau du plancher RDC.

D'après le **RPA 99 / version 2003**, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci- dessous. L'épaisseur du voile doit être supérieure ou égale à **15 cm**.

**On adopte e = 20cm**

Les armatures sont constituées de deux nappes, le pourcentage minimal est de **0,10%** dans les deux sens (horizontal et vertical).



**Figure VII 2 .1 Schéma de la poussée appliqué sur les voiles**

$h = 7.6\text{m}$  : Hauteur du sous-sol.

$\varphi \leq 30^\circ$  : L'angle du frottement de remblai.

$\gamma_a = 1,8 \text{ t / m}^2$  : Poids spécifique du remblai.

$K_p$  : Coefficient de poussée (surface horizontale).

$$K_p = \tan^2(\pi/4 - \varphi/2).$$

**Poussée horizontale des terres :**

$$P_{ad} = 1/2 K_{ad} ( 1 \pm K_v ) g H^2$$

$$K_{ad} = (\cos^2(\varphi - \theta) / \cos^2 \theta) * ( 1 + (\sin \varphi \sin(\varphi - \beta - \theta) / \cos \theta \cos \beta) ) / 2$$

**g** : Poids volumique du sol de remblai

**H** : Hauteur de la paroi verticale à l'arrière du mur sur laquelle s'exerce  $P_{ad}$

# CHAPITRE VII : LES FONDATIONS

$\beta$  : Angle de la surface du remblai sur l'horizontale

$\theta$  :  $\text{artg} ( kh / ( 1 \pm kv ) )$

$kh = A$  (coefficient sismique)

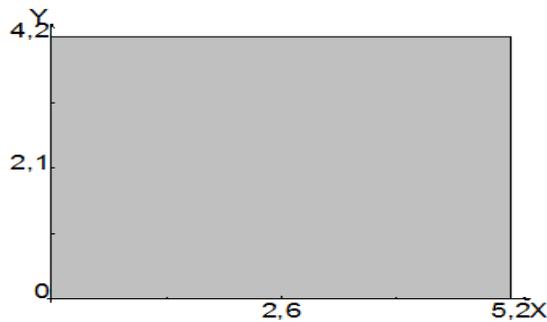
$kv = \pm 0.3 kh$

Logiciel développé par 	<b>Dalle - Version 2.01.035</b>	<b>29/08/2020</b>
	<b>Panneau mur de soutènement</b>	
	<b>Panneau mur de soutènement</b>	<b>Page 1 / 7</b>

## Données saisies :

### Géométrie de la dalle

Longueur (//X) : a **5,2 m**  
Longueur (//Y) : b **4,2 m**  
Epaisseur : ep **0,2 m**



### Caractéristiques de la dalle

Module d'Young : E **32 000 MPa**  
Coefficient de Poisson :  $\nu$  **0,2**

### Calcul du ferrailage à l'Etat Limite de Service (ELS)

Enrobage des armatures : c **0,01 m**  
Contrainte de calcul des armatures en traction :  $\gamma_s$  **400 MPa**

## Données Liaisons :

n°	Type	Position
	Encastré	ligne y = 0
	Encastré	ligne y = 4,2
	Encastré	ligne x = 0
	Encastré	ligne x = 5,2

# CHAPITRE VII : LES FONDATIONS

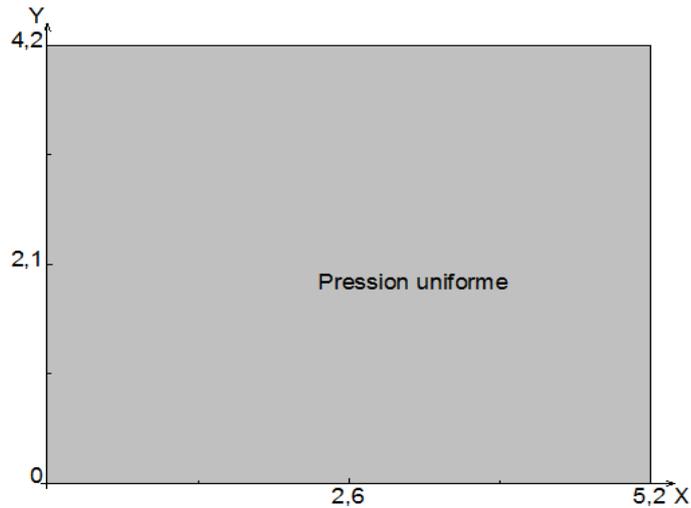
Logiciel développé par 	<b>Dalle - Version 2.01.035</b>	<b>29/08/2020</b>
	<b>Panneau mur de soutènement</b>	
	<b>Panneau mur de soutènement</b>	<b>Page 2 / 7</b>



### Données Charges :

n°	Type	Comp	Valeur	Unité	Coeff.	Position
	Uniforme	-Z	33,8	kN/m <sup>2</sup>	1	dalle entière

# CHAPITRE VII : LES FONDATIONS



Description de charges individuelles

Logiciel développé par 	<b>Dalle - Version 2.01.035</b>	<b>29/08/2020</b>
	<b>Panneau mur de soutènement</b>	
	<b>Panneau mur de soutènement</b>	<b>Page 3 / 7</b>

n° 1 : Charge uniforme sur toute la dalle

densité de charge selon -Z : **33,8 kN/m<sup>2</sup>**

coefficient de pondération : **1**

Torseur de toutes les charges appliquées

point de calcul x : **0 m** y : **0 m**

résultante Fz : **-738,2 kN**

moment Mx : **-1 550,2 kN\*m** My : **1 919,3 kN\*m**

## Résultats de calcul :

x	y	Dép Z	MXX	MYY	TZX	TZY
m	m	cm	kN*m/m	kN*m/m	kN/m	kN/m
0	0	0	1,09	1,17	7,98	9,17
0	1,05	0	-17,97	-3,71	-39,62	17,58
0	2,1	0	-29,95	-6,4	-64,97	-0
0	3,15	0	-17,97	-3,71	-39,62	-17,58
0	4,2	0	1,09	1,17	7,98	-9,17
1,3	0	0	-4,86	-23,64	14,52	-50,7
1,3	1,05	-0,03	3,78	4,03	-7,77	-17,96
1,3	2,1	-0,05	6,97	10,62	-21,73	-0
1,3	3,15	-0,03	3,78	4,03	-7,77	17,96
1,3	4,2	0	-4,86	-23,64	14,52	50,7
2,6	0	0	-7,6	-36,76	-0	-72,03
2,6	1,05	-0,05	5,85	6,04	-0	-31,81
2,6	2,1	-0,08	11,74	17,58	0	-0
2,6	3,15	-0,05	5,85	6,04	0	31,81
2,6	4,2	0	-7,6	-36,76	-0	72,03
3,9	0	0	-4,86	-23,64	-14,52	-50,7
3,9	1,05	-0,03	3,78	4,03	7,77	-17,96
3,9	2,1	-0,05	6,97	10,62	21,73	0
3,9	3,15	-0,03	3,78	4,03	7,77	17,96
3,9	4,2	0	-4,86	-23,64	-14,52	50,7
5,2	0	0	1,09	1,17	-7,98	9,17
5,2	1,05	-0	-17,97	-3,71	39,62	17,58
5,2	2,1	-0	-29,95	-6,4	64,97	-0
5,2	3,15	-0	-17,97	-3,71	39,62	-17,58
5,2	4,2	0	1,09	1,17	-7,98	-9,17

# CHAPITRE VII : LES FONDATIONS

## Résultats de déplacements

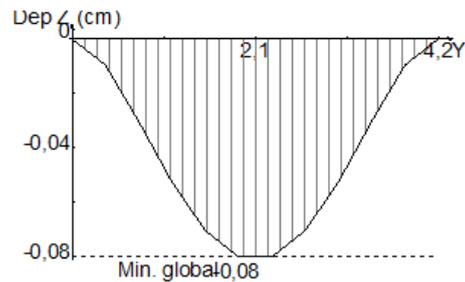
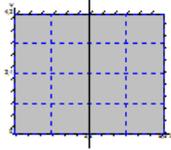


Diagramme : Déplacement Z - Ligne X = 2,6

### Résultats aux points

	x	y	Dép Z
	m	m	cm
min	2,6	1,91	-0,08
max	2,6	0	0

Logiciel développé par 	<b>Dalle - Version 2.01.035</b>	<b>29/08/2020</b>
	<b>Panneau mur de soutènement</b>	
	<b>Panneau mur de soutènement</b>	<b>Page 4 / 7</b>

	x	y	Dép Z
	2,6	0	0
	2,6	1,05	-0,05
	2,6	2,1	-0,08
	2,6	3,15	-0,05
	2,6	4,2	0

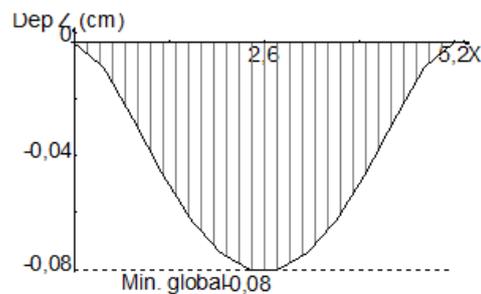
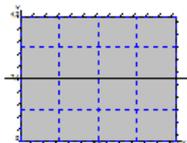


Diagramme : Déplacement Z - Ligne Y = 2,1

### Résultats aux points

	x	y	Dép Z
	m	m	cm
min	2,4	2,1	-0,08
max	0	2,1	0
	0	2,1	0
	1,3	2,1	-0,05
	2,6	2,1	-0,08
	3,9	2,1	-0,05
	5,2	2,1	-0

# CHAPITRE VII : LES FONDATIONS

## Résultats d'efforts

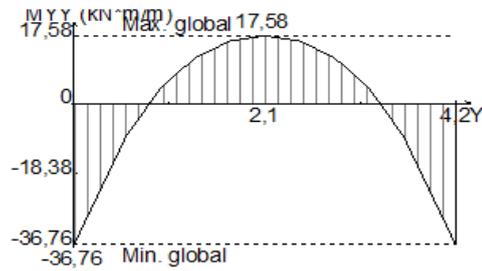
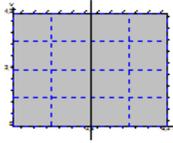


Diagramme : Moment MYY - Ligne X = 2,6

### Résultats aux points

	x	y	MYY
	m	m	kN*m/m
min	2,6	0	-36,76
max	2,6	2,1	17,58
	2,6	0	-36,76
	2,6	1,05	6,04
	2,6	2,1	17,58
	2,6	3,15	6,04
	2,6	4,2	-36,76

Logiciel développé par 	<b>Dalle - Version 2.01.035</b>	<b>29/08/2020</b>
	<b>Panneau mur de soutènement</b>	
	<b>Panneau mur de soutènement</b>	<b>Page 5 / 7</b>

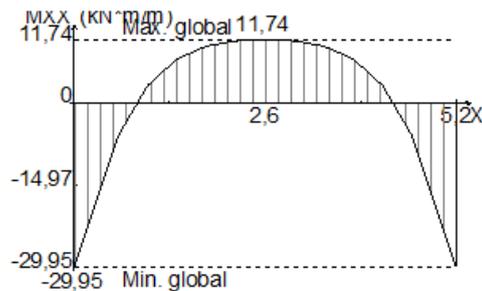
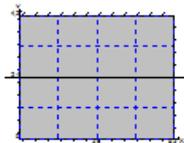


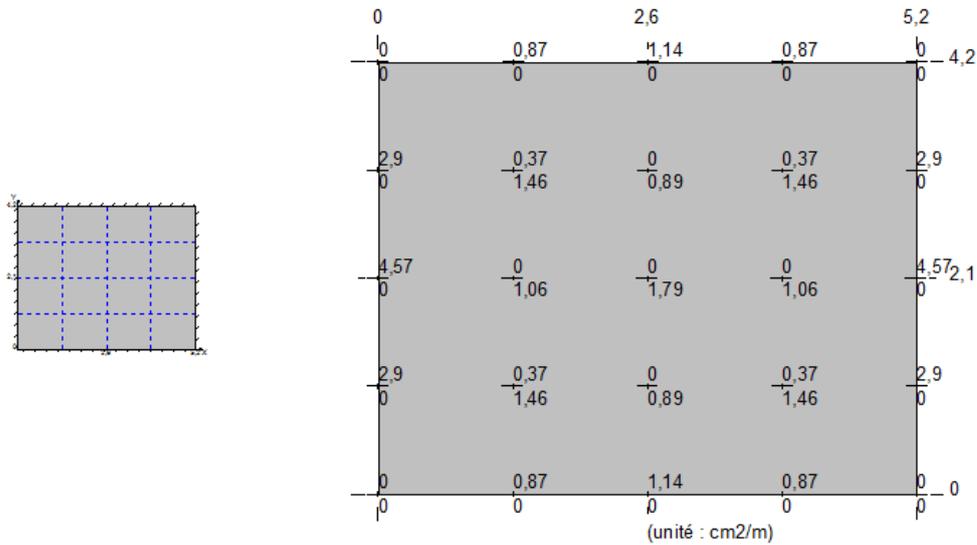
Diagramme : Moment MXX - Ligne Y = 2,1

### Résultats aux points

	x	y	MXX
	m	m	kN*m/m
min	0	2,1	-29,95
max	2,6	2,1	11,74
	0	2,1	-29,95
	1,3	2,1	6,97
	2,6	2,1	11,74
	3,9	2,1	6,97
	5,2	2,1	-29,95

# CHAPITRE VII : LES FONDATIONS

## Résultats de ferrailage à l'ELS



Carte de ferrailage selon X : section d'acier supérieur / inférieur

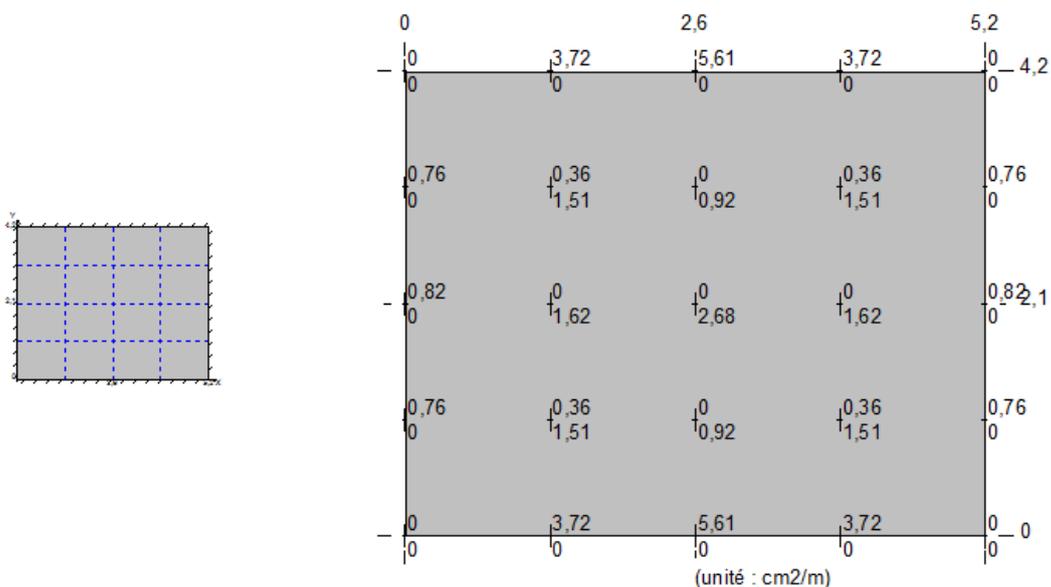
### Résultats aux points

	x	y	AXi	AXs
	m	m	cm²/m	cm²/m
max_s	0	2,1	0	4,57
max_i	1,8	1,72	1,81	0
	0	0	0	0
	0	1,05	0	2,9
	0	2,1	0	4,57

Logiciel développé par 	<b>Dalle - Version 2.01.035</b>	<b>29/08/2020</b>
	<b>Panneau mur de soutènement</b>	
	<b>Panneau mur de soutènement</b>	<b>Page 6 / 7</b>

	x	y	AXi	AXs
	0	3,15	0	2,9
	0	4,2	0	0
	1,3	0	0	0,87
	1,3	1,05	1,46	0,37
	1,3	2,1	1,06	0
	1,3	3,15	1,46	0,37
	1,3	4,2	0	0,87
	2,6	0	0	1,14
	2,6	1,05	0,89	0
	2,6	2,1	1,79	0
	2,6	3,15	0,89	0
	2,6	4,2	0	1,14
	3,9	0	0	0,87
	3,9	1,05	1,46	0,37
	3,9	2,1	1,06	0
	3,9	3,15	1,46	0,37
	3,9	4,2	0	0,87
	5,2	0	0	0
	5,2	1,05	0	2,9
	5,2	2,1	0	4,57
	5,2	3,15	0	2,9
	5,2	4,2	0	0

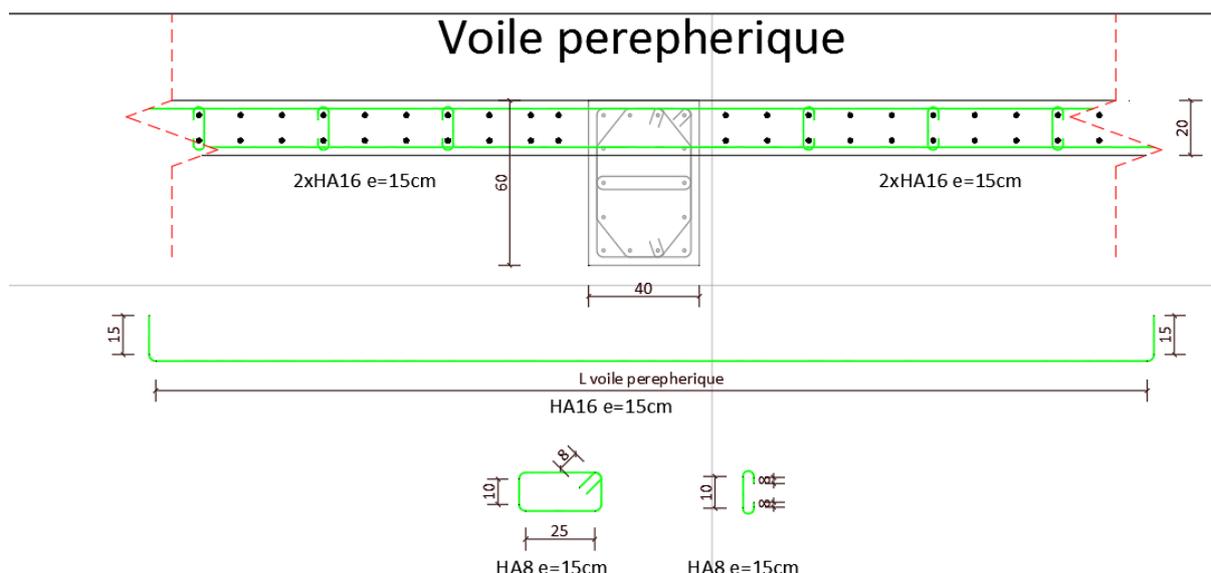
## CHAPITRE VII : LES FONDATIONS



Carte de ferrailage selon Y : section d'acier supérieur / inférieur

### Résultats aux points

	x	y	AYi	AYS
	m	m	cm <sup>2</sup> /m	cm <sup>2</sup> /m
max_s	2,6	0	0	5,61
max_i	2,6	2,1	2,68	0
	0	0	0	0
	0	1,05	0	0,76
	0	2,1	0	0,82
	0	3,15	0	0,76
	0	4,2	0	0
	1,3	0	0	3,72
	1,3	1,05	1,51	0,36
	1,3	2,1	1,62	0
	1,3	3,15	1,51	0,36



**Figure VII .2 ferrailage du voile périphérique**

### Conclusion

Ce projet nous a permis de comprendre le processus d'étude de génie civil d'un projet de bâtiment. Processus qui utilise différents outils informatiques tels que le logiciel de calcul de structure **Robot**, le logiciel **Socotec**, **AutoCad**, etc.

Ce projet nous a aussi permis d'utiliser les DTR(s) qui représentent l'aspect réglementaire obligatoire dans le domaine de la construction en algérie : ce qui nous a sensibilisé en plus de l'aspect technique sur l'aspect juridique et responsabilité de l'ingénieur de génie civil dans l'acte de construire.

Notre travail de PFE représente une application assez large et réfléchie d'une grande partie de notre cursus d'ingénieur, qui a été menée dans des conditions difficiles à l'échelle nationale et même mondiale.

Ainsi de voir en détail l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment, ainsi que le choix de ces éléments ; donc la conception de l'ouvrage. Pour ce projet, nous avons agis principalement sur deux plans :

- D'une part (stabilité) le contreventement et la disposition des voiles ; nous avons constaté que la disposition des voiles est un facteur important pour assurer la stabilité et la sécurité des structures.
- Et d'autre part (économie) l'estimation des quantités du béton et d'aciers nécessaire.

Comme le bâtiment est une construction d'un grand nombre, toute solution contribuant à l'économie en matériau et en temps d'exécution n'est pas à négliger.

## Annexe

### ➤ rapport de sol

#### C2 – Interprétation des essais in-situ :

##### a – Sondages carottés Sc

Les sondages carottés, dont les coupes géologiques sont jointes en annexes, confirment les courbes des pénétromètres.

Les coupes des sondages donnent la stratigraphie suivante :

- |   |                      |                             |
|---|----------------------|-----------------------------|
| ☐ | <b>Sondage Sc1 :</b> |                             |
| - | ± 0.00 / -0.30 m     | Terre végétale.             |
| - | -0.30 / -1.00 m      | Limon argileux .            |
| - | -1.00 / -1.80 m      | Limon sableux.              |
| - | -1.80 / -3.00 m      | Argile graveleuse .         |
| - | -3.00 / -10.00 m     | Argile graveleuse sableuse. |
| ☐ | <b>Sondage Sc2 :</b> |                             |
| - | ± 0.00 / -0.30 m     | Remblai.                    |
| - | -0.30 / -2.20 m      | Limon argileux .            |
| - | -2.20 / -3.00 m      | Argile sableuse graveleuse. |
| - | -3.00 / -4.20 m      | Bloc grès .                 |
| - | -4.20 / -10.00 m     | Argile graveleuse sableuse. |
| ☐ | <b>Sondage Sc3 :</b> |                             |
| - | ± 0.00 / -0.20 m     | Remblai.                    |
| - | -0.20 / -2.00 m      | Limon sableux argileux .    |
| - | -2.00 / -4.00 m      | Argile graveleuse sableuse. |
| - | -4.00 / -5.00 m      | Argile sableuse .           |
| - | -5.00 / -6.00 m      | Bloc grès .                 |
| - | -6.00 / -10.00 m     | Argile graveleuse sableuse. |



#### E2- Fondations :

- Estimation de la contrainte du sol à partir des essais pénétrométriques :

Pour l'estimation de la contrainte de service du sol, on exploite les essais pénétrométriques et en appliquant les relations suivantes :

- **E2-1- Pénétrömètre dynamique :**

$$\sigma_{ser} = R_p / \lambda$$

Avec:  $R_p$  = résistance minimale de pointe enregistrée

$\lambda$  = coefficient compris entre 20 et 30

Pour  $R_p = 50$  bars et  $\lambda = 25 \Rightarrow \sigma_{ser} = 50/25 = 2.00$  bars.

➤ **1.60 bars** (ou kg/cm<sup>2</sup>) pour l'ensemble du projet., avec un ancrage de **1.50 m** par rapport au niveau du TN.

### F-CONCLUSION

Le terrain du site destiné pour la réalisation de 2000 places pédagogiques site Sidi Amar, Wilaya de Annaba.

Afin de donner un aperçu sur la qualité du sol et les recommandations à prendre pour le calcul de fondations, nous avons exploité les résultats des essais « in situ » au pénétromètre dynamique lourd et les sondages carottés réalisées aux niveaux des l'assiettes du projet.

Les essais au pénétromètre dynamique lourd nous ont permis de déterminer la résistance du sol. D'après l'interprétation des résultats des essais in situ nous suggérons :

#### I) Type et ancrage des fondations :

L'ensemble des résultats des essais réalisés dans le cadre de cette étude ont mis en évidence un terrain recouvert en sa totalité par une couche de limons argileux d'épaisseur variable (entre **0.20m** à **2.20m**), sinon plus par endroit, qui ne doit pas servir d'assise aux fondations des ouvrages projetés.

On optera par conséquent pour des fondations de type superficielle pour les appuis des blocs à construire à savoir :

radier général ou semelles filantes bien rigidifiées entre elles par des longrines, ancrées d'au moins de **2.50m** de profondeur dans la formation naturelles en places (argile graveleuse sableuse).

#### I) Contrainte admissibles du sol

Toutefois compte tenu des résultats des essais pénétromètre dynamique bonnes ; le taux de travail admissible a été limité :

> **1.60 bars** (ou kg/cm<sup>2</sup>) pour l'ensemble du projet.

#### II) Classification du sol :

Selon le RPA 2003, et compte tenu de la nature du sol (argile graveleuse sableuse), caractérisant ainsi un sol meuble, il peut être classé en : «Catégorie S3».

#### II) Stabilité d'ensemble et précautions à prendre.

- ❖ Il est conseillé de réaliser les travaux de fondation, notamment, l'ouverture des fouilles en période favorable, afin d'éviter les périodes humides.
- ❖ Les fonds de fouilles devront rester le moins long temps possibles ouverts pour éviter leur altération.
- ❖ Veiller à ce que les fondations d'un même ouvrage projeté seraient assises sur la même formation géologique.
- ❖ Toute poche de remblai et de vase ou de formations altérées rencontrées lors de l'ouverture des fouilles sera purgée et remplacée par un gros béton.

Il appartient finalement au bureau d'étude de déterminer les modalités d'exécution ; de définir les conditions de mise en œuvre et de veiller en général à la stabilité de l'ouvrage à construire.

### REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- 1) A.FUENTES : « Le Béton Armé Après Fissuration ».Eyrolles.Paris.1989
- 2) D.T.R-B.C.2.2 : « Charges permanentes et charges d'exploitations »
- 3) D.T.R-B.C.2-41 ( Règles De Conception Et De Calcul Des Structures) en béton armé C.B.A 93
- 4) D.T.R-B.C.2-48 : « Règles Parasismiques Algériennes RPA99/VERSION 2003 ».
- 5) DTU 13.12 : « Règles pour le calcul des fondations superficielles » Mars 1988
- 6) Guide pour la rédaction des mémoires fin d'études
- 7) Henry, Thonier « Conception et calcul des structures de bâtiment tome 1-2-3-4»

### Logiciels

- Autodesk robot structural analysis Professional 2018
- Autodesk EXPERT BA 2010 version 23.0
- AutoCAD 2018
- Application SOCOTEC BaelR version 1.02.035
- Microsoft Office Excel 2013.
- Microsoft Office Word 2013.