

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi ousou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



# Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme master en génie civil.

Option : constructions civiles et industrielles. (C.C.I)

## THEME

*Etude d'une structure d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial, contreventement mixte.*



Proposé par : Bureau d'étude des techniques de réalisations et de constructions Azazga

Etudié par: Mr GACI Abderrahmane

Dirigé par : M<sup>me</sup> ALKAMA Farida

Mr Boulma Madani

Devant le jury d'examen composé de :

M. MERAKEB Seddik

Président

M. IDDIR Abdelkader

Examineur

Mme. ALKAMA Farida

Promoteur

Année 2018/2019



# Remerciements

Nous tenons en premier lieu à remercier dieu tout puissant, de nous avoir aidés et donnés courage pour arriver au terme de ce travail, et notamment nos familles qui nous ont soutenus avec tous les moyens pour notre réussite.

Nos remerciements les plus sincères vont à notre chère promotrice **Mme ALKAMA Farida** pour ces conseils et orientations qui nous ont été d'un apport précieux durant l'élaboration de notre projet de fin d'étude, ainsi que tous nos enseignants au long de notre cursus, comme nous tenons également à remercier le personnel de la bibliothèque et nos amis et nos camarades de la promotion sur tout **M<sup>elle</sup> BOUNOUAR/BOULMA Tinhinane**, ainsi que tous ce qui nous ont aidé de près ou de loin. Nous remercions chaleureusement les membres du jury qui nous ferons l'honneur d'examiner notre travaille.

*Boulma et Gaci*

# Liste des tableaux et figures

## CHAPITRE I

Figure I-1 : Diagramme de calcul contrainte – déformation du béton à L'ELU.

Figure I-2 : Diagramme de calcul contrainte – déformation du béton à L'ELS.

Tableau. I-1 : Caractéristiques mécaniques garanties des aciers (ELS).

Tableau. I-2 : Caractéristiques d'adhérence des aciers

Figure I-3 : Diagramme de calcul contrainte – déformation de l'acier à L'ELU

Figure I-4 : Diagramme de calcul contrainte – déformation de l'acier à L'ELS

## CHAPITRE II

Figure II-1 : Coupe transversale d'un plancher en corps creux.

Figure II-2 : coupes de voiles en plan

Figure II-3 : poteau le plus sollicité

Figure II-4 : coupe transversale du plancher terrasse.

Figure II-5 : coupe transversale du plancher courant.

Figure II-6 : coupe transversale du mur intérieur.

Figure II-7 : coupe transversale du mur extérieur.

Figure II-8 : Dégression vertical des surcharges d'exploitation

Tableau II-1 : Calcule de la descente de charge

Figure II-9 : rotule plastique

## CHAPITRE III

Figure III-1 : coupe verticale de l'acrotère.

Figure III-2 : schémas statique de l'acrotère.

Figure III-3 : Schéma de calcul.

Figure III-4 : plan de ferrailage de l'acrotère.

Figure III-5 : Coupe transversale d'un plancher en corps creux

Figure III-6 : Schéma statique de la poutrelle et son chargement avant coulage de la dalle de compression

Figure III-7 : Coupe transversale de la

Figure III-8 : schéma de la table de compression

Figure III-9 : Coupe transversale de la poutrelle

Figure III-10: Schéma statique de la poutrelle

Figure III-11: poutre continue à cinq travées

Figure III-12: diagrammes des moments fléchissant aux appuis et en travées à l'ELU

Figure III-13: diagrammes des efforts tranchant à l'ELU

Figure III-14: poutre continue à six travées

Figure III-15: diagramme des moments fléchissant aux appuis et en travées à l'ELU

Figure III-16: diagramme des efforts tranchants à l'ELU

Figure III-17: poutre continue à sept travées

Figure III-18: diagramme des moments fléchissant aux appuis et en travées à l'ELU

Figure III-19 : diagramme des efforts tranchants à l'ELU

Figure III-20 : Plan de ferrailage du plancher en corps creux.

Figure III-21 : Plan de ferrailage de poutrelles.

Figure III-22 : Schéma statique de la dalle pleine

Figure III-23 : Plan de ferrailage du balcon.

**Figure III-24 : Schéma statique et concept d'ascenseur.**  
**Figure III-25 : dimensions du rectangle sur lequel s'applique la charge**  
**Tableau III-1 : Résultats de ferrailage de la dalle d'ascenseur.**  
**Tableau III-2 : Résultats du calcul de ferrailage des armatures. (ELS).**  
**Figure III-26 : Plan de ferrailage de la dalle salle machine**  
**Figure III-27 : Coupe horizontal du porte-à-faux**  
**Figure III-28 : schéma de ferrailage du porte-à-faux**  
**Figure III-29 : Schéma statique d'escalier.**  
**Figure III-30 : Coupe verticale de la volée de RDC.**  
**Figure III-31 : Schéma statique de la volées plus palier intermédiaire (ELU) de RDC**  
**Figure III-32 : Diagrammes des efforts internes de l'escalier de RDC à l'ELU**  
**Figure III-33 : Schéma statique de la volées plus palier intermédiaire (ELS) de RDC**  
**Figure III-34 : Diagrammes des efforts internes de l'escalier de RDC à l'ELS**  
**Figure III-35 : Coupe verticale de la volée de l'étage courant.**  
**Figure III-36 : Schéma statique de la volées plus palier intermédiaire (ELU) de E.C**  
**Figure III-37 : Diagrammes des efforts internes de l'escalier d'étage courant à l'ELU.**  
**Figure III-38 : Schéma statique de la première volées plus palier intermédiaire (ELS) de RDC**  
**Figure III-39 : Diagrammes des efforts internes de l'escalier d'étage Courant à l'ELS.**  
**Figure III-40 : Schéma de ferrailage de l'escalier de RDC**  
**Figure III-41 : Schéma de ferrailage de l'escalier d'étage courant.**

#### **CHAPITRE IV**

**Figure IV-1 : Entreprise Autodesk**  
**Figure IV-2 : Les différentes normes existantes**  
**Figure IV-3 : Ouverture du fichier**  
**Figure IV-4 : L'écran de chargement ouverture du fichier**  
**Figure IV-5 : Sélection de l'affaire**  
**Figure IV-6 : L'écran principal**  
**Figure IV-7 : Outils**  
**Figure IV-8 : Préférences de l'affaire**  
**Figure IV-9 : Unités et formats**  
**Figure IV-10 : Dimension et force**  
**Figure IV-11 : Dimension et force (autres)**  
**Figure IV-12 : Matériaux**  
**Figure IV-13 : Normes de conception**  
**Figure IV-14 : Les charges**  
**Figure IV-15 : Activation des liaisons rigides**  
**Figure IV-16 : Vérification de la structure**  
**Figure IV-17 : Calcule de la structure**  
**Figure IV-18 : Bureau d'études**

#### **CHAPITRE V**

**Figure V-1 : Lignes de construction**  
**Figure V-2 : Création des profils**  
**Figure V-3 : Nouvelle sections**  
**Figure V-4 : Création des épaisseurs**  
**Figure V-5 : Modélisation des escaliers**  
**Figure V-6 : Création des étages**  
**Figure V-7 : Création des cas de charge**  
**Figure V-8 : Application des charges**

## **Tableau V-1 : Combinaisons de charges**

### **CHAPITRE VI**

**Figure VI-1 : Spectre de réponse**

**Tableau VI-1 : Périodes et facteurs de participation modale (Résultats Robot 2010)**

**Figure VI-2 : La disposition des murs voiles et poteaux**

**Figure VI-3 : 1er mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux  
Terrasse X-Y (résultats de Robot 2010)**

**Figure VI-4 : 2ème mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux  
Terrasse vue : X-Y (résultats de Robot 2010)**

**Figure VI-5 : 3ème mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux  
Terrasse vue : X-Y (résultats de Robot 2010)**

**Tableau VI-2 : déplacement inter étage**

**Tableau VI-3 : Les réactions à la base**

**Tableau VI-4 : Vérification de la résultante des forces sismiques**

**Tableau VI-5 : l'excentricité (centre de gravité, centre de rigidité)**

**Tableau VI-6 : Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$**

**Figure VI-6 : explication du Choix de l'axe de la réaction**

**Tableau VI-7 : Justification du déplacement MAX**

### **CHAPITRE VII**

**Figure VII-1 : Diagramme des efforts tranchants de la structure au niveau des poutres.**

**Figure VII-2 : Diagramme des efforts tranchants de la structure au niveau des poutres.**

**Figure VII-3 : Diagramme des efforts normaux de la structure au niveau des poteaux.**

**Figure VII-4 : Représentation en plan des poutres principales non adhérees aux voiles  
au niveau de la structure**

**Tableau VII-1: Ferrailage en travée des Poutres principales non adhérees aux voiles**

**Figure VII-5 : Coupe verticale des poutres principales non adhérees aux voiles au niveau  
des travées**

**Tableau VII-2: Ferrailage en appuis des Poutre principales non adhérees aux voiles**

**Figure VII-6 : Coupe verticale des poutres principales non adhérees aux voiles au niveau  
des appuis**

**Figure VII-7 : Représentation en plan des poutres principales adhérees aux voiles au  
niveau de la structure.**

**Tableau VII-3: Ferrailage en travée des Poutres principales adhérees aux voiles**

**Figure VII-8 : Coupes verticales des poutres principales adhérees aux voiles au niveau  
des travées**

**Tableau VII-4: Ferrailage en appuis des Poutre principales adhérees aux voiles**

**Figure VII-9 : Coupes verticales des poutres principales adhérees aux voiles au niveau  
des appuis**

**Figure VII-10 : Représentation en plan des poutres secondaires non adhérees aux voiles  
au niveau de la structure.**

**Tableau VII-5: Ferrailage en travée des Poutres secondaires non adhérees aux voiles**

**Figure VII-11 : Coupe vertical des poutres secondaires non adhérees aux voiles au  
niveau des travées**

**Tableau VII-6: Ferrailage en appuis des Poutre secondaires non adhérees aux voiles**

**Figure VII-12 : Coupes verticales des poutres secondaires non adhérees aux voiles au  
niveau des appuis**

**Figure VII-13 : Représentation des poutres secondaires adhérees aux voiles au niveau des structures**

**Tableau VII-7: Ferrailage en travée des Poutres secondaires adhérees aux voiles**

**Figure VII-14 : Coupes verticales des poutres secondaires adhérees aux voiles au niveau des travées**

**Tableau VII-8: Ferrailage en appuis des Poutre secondaires adhérees aux voiles**

**Figure VII-15 : Coupes verticales des poutres secondaires adhérees aux voiles au niveau des appuis**

**Tableau VII-9: Vérification du ferrailage des poutres principales non adhérees aux voiles à l'ELS**

**Tableau VII-10 : Vérification du ferrailage des poutres principales adhérees aux voiles à l'ELS**

**Tableau VII-11: Vérification du ferrailage des poutres secondaires non adhérees aux voiles à l'ELS**

**Tableau VII-12: Vérification du ferrailage des poutres secondaires adhérees aux voiles à l'ELS**

**Tableau VII-13: Effort et moment correspondant dans les poteaux.**

**Tableau VII-14 : Excentricité de l'effort normal**

**Tableau VII-15 : Récapitulatifs de ferrailage de poteaux par niveaux**

**Figure VII-16 : Poteaux (40x40)**

**Figure VII-17 : Poteaux (45x45)**

**Figure VII-18 : Poteaux (50x50)**

**Figure VII-19 : section longitudinale du poteau**

**Tableau VII-16 : Effort normal et moment correspondant les poteaux a l'ELS.**

**Tableau VII-17 : Vérification à l'ELS des contraintes.**

**Tableau VII-18 : Vérification des poteaux sous sollicitations tangentes.**

**Figure VII-20 : Armatures transversales des Poteaux des Niveaux RDC à 2**

**Figure VII-21 : Armatures transversales des Poteaux des Niveaux 3 à 5**

**Figure VII-22 : Armatures transversales des Poteaux des Niveaux 6 à 9**

**Figure VII-23 : Plans de ferrailage des poteaux (cas de changement de section)**

**Figure VII-24 : La disposition des voiles dans robot.**

**Figure VII-25 : Disposition des armatures verticales dans les voiles**

**Tableau VII-19 : détermination du ferrailage des voiles <V1>**

**Tableau VII-20 : détermination du ferrailage des voiles <V2>**

**Tableau VII-21 : détermination du ferrailage des voiles <V3>**

**Tableau VII-22 : détermination du ferrailage des voiles <V4>**

**Tableau VII-23 : détermination du ferrailage des voiles <V5>**

## **CHAPITRE VIII**

**Tableau VIII-1 : contrainte admissible du sol**

**Tableau VIII-2 : récapitulatif de la des résultats des semelles sous voile.**

**Figure VIII-1 : sollicitation G et Q**

**Tableau VIII-3 : calcule du poids propre du radier.**

**Figure VIII-2 : diagramme des contraintes sous le radier.**

**Tableau VIII-4 : Vérification de la stabilité et contrainte dans le sol.**

**Figure VIII-3 : Le panneau le plus sollicitée**

**Figure VIII-4 : Moments isostatiques après prise en compte du semi encastrement**

**Tableau VIII-5 : Vérification des contraintes a l'ELS.**

**Figure VIII-5 : Schéma statique du débord**

**Figure VIII-6 : Présentation des chargements simplifiés.**

**Figure VIII-7 : Répartition des charges**

**Figure VIII-8 : Charges revenant à la nervure longitudinale.**

**Figure VIII-9 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELU**

**Figure VIII-10 diagramme des efforts tranchants a l'ELU**

**Figure VIII-11 Charges revenant à la nervure longitudinale à l'ELS**

**Figure VIII-12 Diagramme de moment fléchissant à l'E.L.S**

**Figure VIII-13 Charges revenant à la nervure transversale a l'ELU**

**Figure VIII-14 Diagramme de moment fléchissant à l'ELU**

**Figure VIII-15 Diagramme de moment fléchissant à l'ELU**

**Figure VIII-16 Charges revenant à la nervure transversale à L'ELS**

**Figure VIII-17 Diagramme de moment fléchissant à l'E.L.S**

# Sommaire

## Introduction général

### CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

I-1) Description de l'ouvrage.....	1
I-2) Caractéristiques mécaniques des matériaux .....	3
I-3) Protection des armatures.....	9

### CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments

II-1) Planchers .....	10
II-1-1) Planchers en corps creux .....	10
II-1-2) Planchers en dalle pleine .....	11
II-2) les poutres.....	12
II-3) Les voiles.....	13
II-4) Les poteaux.....	14
II-4-1) Détermination des charges et surcharges.....	15
II-1-5) Vérification des conditions du RPA (article 7.4.1) .....	19
II-1-5-1) Vérification de la rotule plastique .....	20
II-1-5-2) Vérification des poteaux au flambement .....	21
Conclusion général .....	22

### CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

III-1) Acrotère .....	23
III-1-1) Vérification d'acrotère au séisme.....	23
III-1-2) Calcul des efforts .....	24
III-1-3) Combinaison de charges .....	24
III-1-4) Ferrailage .....	24
III-1-4-1) Calcul de l'excentricité.....	24
III-1-4-2) Calcul d'armatures en flexion simple.....	25
III-1-4-3) Calcul d'armatures en flexion composée .....	25
III-1-4-4) vérification de contraintes à l'ELU.....	25
III-2) Les planchers .....	28
III-2-1) Calcul de la dalle de compression .....	29
III-2-2) Calcul des poutrelles.....	29
III-3) les dalles pleines (Balcons).....	53
III-3-1) Introduction .....	53
III-3-2) Dimensionnement .....	53
III-3-3) Charges et surcharges .....	54
III-3-4) Les combinaisons de charges .....	54
III-3-5) Calcul à l'ELU .....	54
III-3-6) Vérification.....	55
III-4) La dalle de la salle machine.....	58
III-4-1) Introduction .....	58
III-4-2) Dimensionnement .....	58

III-4-3) Détermination des sollicitations .....	59
III-4-4) Calcul des armatures à l'ELU .....	62
III-4-5) Vérification à l'ELU .....	63
III-4-5) Vérification à l'ELS.....	66
III-4-6) Conclusion .....	67
III-5) Porte-à-faux .....	69
III-5-1) introduction .....	69
III-5-2) Détermination des charges et surcharges.....	69
III-5-3) Ferrailage de la dalle .....	70
III-5-4) Vérification à l'ELU .....	71
III-5-5) Vérification à l'ELS.....	74
III-6) Les escaliers .....	78
III-6-1) Introduction .....	78
III-6-2) Dimensionnement .....	78
III-6-3) Etude de la volée de R.D.C.....	80
III-6-4) Calcul à l'ELU .....	82
III-6-5) Ferrailage (ELU) .....	85
III-6-6) Vérification à l'ELU .....	86
III-6-7) Vérification à l'ELS.....	87
III-6-8) Ferrailage (ELS) .....	91
III-6-9) Etude de la volée de l'étage courant.....	94
III-6-10) Calcul à l'ELU .....	96
III-6-11) Ferrailage (ELU) .....	99
III-6-12) Vérification à l'ELU .....	100
III-6-13) Vérification à l'ELS.....	101
III-6-14) Ferrailage (ELS) .....	104
III-6-15) Ferrailage des escaliers .....	107

#### **CHAPITRE IV : *Présentation du logiciel Robot***

IV-1) Introduction .....	108
IV-2) Description de Robot.....	110
IV-3) Manipulation du logiciel.....	110
IV-3-1) présentation du menu préférences de l'affaire.....	113
IV-3-1-1) Unités et formats .....	114
IV-3-1-2) Dimension et Force .....	114
IV-3-1-3) Autres.....	114
IV-3-1-4) Matériaux .....	114
IV-3-1-5) Normes de conceptions.....	115
IV-3-1-6) Charge .....	115
IV-3-1-7) Liaison rigides .....	115
IV-3-2) Paramètres de travail .....	116
IV-3-2-1) Vérifier structure.....	116
IV-3-2-2) Calcul de la structure .....	117
Conclusion.....	118

## CHAPITRE V : Définition des données à introduire dans ROBOT

V-1-Démarrage .....	119
V-1-1-Réglage des préférences .....	119
V-2-Les lignes de construction .....	121
V-3-Définitions des sections pour les éléments barres (poteaux et poutres).....	122
V-4-Modélisation des, escaliers (volé + palier de repos +poutre palière).....	124
V-4-1-Définition des épaisseurs.....	124
V-4-2-Dessin des escaliers.....	125
V-4-3-Modélisation des escaliers.....	126
V-5-Création des étages .....	128
V-6-Le chargement.....	129
V-6-1-Définition des cas de charges .....	129
V-6-2-Tableau Chargement.....	131
V-7-L'analyse modale .....	132
V-8-Modélisation de la masse.....	133
V-9-La modélisation des voiles et l'analyse sismique.....	134
V-9-1-L'analyse sismique .....	135

## CHAPITRE VI : MODELISATION DE LA STRUCTURE ET VERIFICATION

VI-1-1) Introduction.....	137
1-2) Concept de base de la M.E.F .....	137
VI -2) Choix de la méthode de calcul pour le séisme .....	138
VI -2-1) les méthodes de calcul.....	138
VI -2-2) Principe de la méthode statique équivalente .....	138
VI -2-3) Principe de la méthode dynamique modale spectrale .....	139
VI-2-4) Principe de la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes .....	139
VI-3) Vérification des conditions de la MSE .....	139
VI-4) Déterminations des paramètres de la méthode D.M.S.....	139
VI-4-1) Définitions des paramètres Spectre de réponse de calcul (RPA. Art 4.3.3.).	141
VI-5) Vérification selon les exigences du RPA.....	142
VI-5-1) Vérification de la participation de la masse modale.....	142
VI-5-2) Vérification de déplacement inter étage .....	145
VI-5-3) Vérification de l'effort tranchant à la base.....	148
VI-5-4) Vérification de L'effort de la torsion d'axe vertical .....	151
VI-5-5) Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .....	151
VI-5-6) Effort normal réduit :(Art 7.4.3.1 RPA 99/ version 2003) .....	152
VI-5-7) déplacement MAX de la structure .....	153

## CHAPITRE VII : EFFORTS ET FERRAILLAGE DES ELEMENTS

VII_1- JUSTIFICATION DE LA SECURITE : RPA 99 VERSION 2003.....	155
--	-----

VII_2- Ferrailage des poutres .....	156
VII_2_1-Recommandations du RPA99 version 2003.....	156
VII_2_2- calcul de ferrailage.....	157
VII_2_3-Poutres principales non adhéres aux voiles .....	164
VII_2_4-Poutres principales adhéres aux voiles.....	167
VII_2_5- Poutre secondaires non adhéres aux voiles.....	170
VII_2_6-Poutres secondaires adhéres aux voiles.....	173
VII_2_7-Vérification .....	175
VII_3- Ferrailage des poteaux.....	181
VII_3_1- Recommandations du RPA2003 .....	181
VII_3_2- Calcul du ferrailage .....	183
VII_4-Ferrailage des voiles.....	198
VII_4_1-Introduction.....	198
VII_4_2-Calcul du Ferrailage .....	200
VII_4_3-Vérification .....	204

### CHAPITRE VIII : Etude des fondations

VIII-1) Introduction .....	217
VIII-2) Choix du type de fondations.....	218
VIII-3) Pré dimensionnement du radier .....	220
VIII-4) Vérification .....	223
VIII-5) Ferrailage du radier.....	227

Conclusion générale

Bibliographie

# INTRODUCTION

La gestion du risque sismique est un paramètre très essentiel pris en considération dans les zones où l'on observe une activité sismique importante, pour cause les effets ressentis par ce phénomène peuvent s'avérer extrêmement dévastateurs vu les endommagements qu'il peut générer sur les différentes structures de génie civil (habitations, ponts, routes.....).

Ce constat fait appel à l'importance de l'étude de génie civil ainsi que les différents règlements parasismiques qui l'accompagnent.

De ce fait le RPA 99/2003 est élaboré pour mieux gérer le secteur de constructions civiles en fixant les conditions d'exécution, les sections minimales (aciers, bétons), ainsi que le choix de la méthode de calcul.

Toute étude de génie civil doit se référer aux exigences citées dans ce DTR ainsi que celles du CBA 93 pour qu'elle soit conforme aux normes, ainsi qu'à la nature de l'ouvrage, la zone de son implantation, et recommandations liées à l'aspect fonctionnel.

Le contrôle technique des constructions (CTC) est l'organisme qui garantit la conformité aux textes réglementaires des ouvrages à réaliser, en effectuant des visites d'inspection au niveau des chantiers d'exécution.

Notant que le génie civil a pour but de garantir deux aspects essentiels, d'une part le facteur rigidité, ce dernier est obtenu en optant pour des calculs justifiés et précis ; d'autre part ne pas se dispenser de l'aspect économique. Pour cela ; l'étude est faite tout en s'assurant de la présence de ces deux caractères.

**Chapitre I :**  
**INTRODUCTION ET PRESENTATION DE**  
**L'OUVRAGE**

**I-1) Description de l'ouvrage :**

Le présent projet consiste en calcul et étude d'une tour R+9 à ossature mixte, à usage d'habitation et commerciale, avec un plancher en corps creux dalle pleine, qui est implanté à OUED FALLI Wilaya de TIZI OUZOU Cette tour est implantée dans une zone qui est classée selon le RPA 99/ VERSION 2003 comme étant une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Cette tour comporte :

- 01 réez de chaussée (RDC) à usage multiple (commerciale)
- 09 étages à usages d'habitation
- 01 cage d'escalier
- 01 cages d'ascenseurs.

**I-1-1) Caractéristiques géométriques :**

- La longueur totale du bâtiment :.....25.55m.
- La largeur totale du bâtiment :.....21.30m.
- La hauteur de réez de chaussée :.....4.08m.
- La hauteur d'étage courant :.....3.06m.
- La hauteur totale :.....34.68m.

**I-1-2) Les éléments constitutifs de l'ouvrage :****I-1-2-1) L'ossature :**

La tour a une ossature mixte, composée de :

- Portiques transversaux et longitudinaux qui reprennent essentiellement les charges et surcharges verticales.
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) qui reprennent essentiellement les charges horizontales (séisme, vent,...etc.)

**I-1-2-2) Les planchers :**

Le plancher est une partie horizontale de la construction, il a pour but de séparer entre chaque deux niveau successif de bâtiment.

- Il est capable de supporter en outre de son poids propre les charges d'exploitation et de les transmettre aux éléments porteurs de l'ossature (fonction de résistance mécanique).
- Il assure l'isolation thermique et acoustique des différents étages (fonction d'isolation).

Dans notre bâtiment nous avons deux types de planchers :

- Plancher en corps creux qui est porté par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux).
- Plancher en dalle pleine coulée sur place, constitué en béton armé posé directement sur les poteaux.

**I-1-2-3) Les escaliers :**

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux.

- Notre bâtiment comporte une seule cage d'escalier desservant la totalité des niveaux.
- Notre type d'escalier est un escalier à deux volées qui sera réalisé en béton armé et coulé sur place.

**I-1-2-4) La cage d'ascenseur :**

Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseurs qui seront réalisées en voiles, (coulés sur place) qui n'adhèrent pas à la structure concréterai comme des éléments isolés à l'intérieur de la structure.

**I-1-2-5) les balcons :**

Les balcons seront réalisés en béton armé

**I-1-2-6) Le remplissage (maçonnerie) :**

Les façades seront réalisées en double cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur (partie extérieure) et 10cm d'épaisseur (partie intérieure) séparées d'une lame d'air de 5cm d'épaisseur, les murs de séparation seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur.

**I-1-2-7) Les revêtements :**

- Carrelage (scellé) pour les planchers et escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
- Mortier de ciment pour les murs de façades et les cages d'escaliers.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

**I-1-2-8) Terrasse inaccessible :**

Notre bâtiment sera menu d'une terrasse inaccessible réalisée en corps creux et d'une dalle de compression avec un revêtement composé de :

- Forme de pente de 2% pour faciliter l'écoulement des eaux.
- Isolant thermique protégeant l'élément porteur à des chocs thermiques et limitant les déperditions, la nature isolant peut-être en polyptère, liège ou en mousse de verre.
- Revêtement d'étanchéité.
- Protection lourde (gravier roulé).

**I-1-2-11) Les fondations :**

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier.

-Le choix de type de fondation dépend de type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

**I-2) Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

L'objectif de cette partie est de présenter les principales caractéristiques des matériaux utilisés en béton armé, puis les modèles adoptés pour conduire les calculs réglementaires.

**I-2-1) Le béton :**

Le béton est un matériau composite confectionné à base de ciment, gravier, sable et eau après une étude de composition réalisée par un laboratoire spécialisé.

**I-2-1-1) Comportement expérimentale :****• Essai de compression :**

Le béton présente une relative bonne résistance à la compression, les résistances obtenues dépendent de la composition. En général les essais sont réalisés sur des éprouvettes normalisées appelées 16×32, de forme cylindrique de hauteur de 32cm et de diamètre de 16cm (aire : 200 cm<sup>2</sup>)

A partir d'une courbe contrainte – déformation d'un essai de compression, on peut tirer les grandeurs suivantes :

-Le module de Young instantané  $E_{ij} \approx 30000\text{MPa}$

-La contrainte maximale  $\sigma_{\max} = 20\text{à}40\text{MPa}$

-La déformation maximale à la rupture  $\epsilon_{\max} \approx 2\text{‰} = 2 \times 10^{-3}$

**• Essai de traction :**

Il est beaucoup plus difficile de faire des essais en traction, on retiendra uniquement que la résistance à la traction du béton est beaucoup plus faible que celle à la compression

$R_t \approx R_c / 10$ .

**• Fluage de béton :**

Sous chargement constant, la déformation de béton augmente continuellement avec le temps. Pour le béton, les déformations de fluage sont loin d'être négligeable puisqu'elles peuvent représenter jusqu'à trois fois les déformations instantanées,  $E_v = E_{\infty} = 3.E_i$

**• Phénomène de retrait :**

Après coulage, une pièce de béton conservée à l'air tend à se raccourcir, ceci est dû à l'évaporation de l'eau non liée avec le ciment et peut entraîner des déformations de l'ordre de  $1,5 \times 10^{-4}$  à  $5 \times 10^{-4}$  selon l'humidité de l'environnement.

\*La principale conséquence du retrait est l'apparition de contraintes internes de traction, la contrainte dont la valeur peut facilement dépasser la limite de fissuration.

\*Pour se protéger des désordres liés au retrait, on adoptera les dispositifs constructifs suivants :

-Utiliser des bétons à faible chaleur d'hydratation

-Maintenir les parements en ambiance humide après coulage

-Disposer les armatures de peaux de faible espacement pour bien répartir les fissures de retraits

-Eviter de raccorder des pièces de tailles très différentes

-Utiliser des adjuvants limitant les effets du retrait.

**• Dilatation thermique :**

Le coefficient de dilatation du béton vaut  $9 \times 10^{-6}$  à  $12 \times 10^{-6}$  et on adoptera une valeur forfaitaire de  $10^{-5}$  pour le béton armé.

Une variation de température peut entraîner des contraintes internes de traction qui engendrent ensuite une dilatation.

Pour éviter ces désordres, on placera régulièrement sur les éléments (dalle, voile de façade) ou bâtiment de grandes dimensions des joints de dilatation espacés de 25m à 50m selon la région.

**I-2-1-2) Modélisation – calculs réglementaires :**

**• Résistance caractéristique à la compression :**

La résistance caractéristique à la compression du béton  $f_{cj}$  à j jours d'âge est déterminée à partir des essais sur éprouvettes  $16 \times 32 \text{cm}^2$ , elle est définie comme la valeur de la résistance en dessous de laquelle on peut s'attendre à rencontrer 5% au plus de l'ensemble des ruptures des essais de compression. En pratique comme le nombre d'essais réalisés ne permet pas un traitement statique suffisant, on adopte la relation simplifiée suivante :

$$f_{cj} = \sigma_j / 1,15$$

Où

$\sigma_j$  : Valeur moyenne des résistances obtenues sur l'ensemble des essais réalisés.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité :  $f_{c28}$  pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de  $f_{c28}$  par :

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

$$f_{cj} = [j / (4,76 + 0,83j)] \times f_{c28} \dots\dots\dots \text{si } j \leq 60 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \dots\dots\dots \text{si } j > 60 \text{ jours}$$

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

$$f_{cj} = [j / (1,40 + 0,95j)] \times f_{c28} \dots\dots\dots \text{si } j \leq 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \dots\dots\dots \text{si } j > 28 \text{ jours}$$

Avec  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  (BAEL91 modifié 99-Art-2.1.11)

**• Résistance caractéristique à la traction :**

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

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \dots\dots\dots \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa (BAEL91 modifiée 99.Art -2.1.12)}$$

$$f_{ij} = 0,275 (f_{cj})^{2/3} \dots\dots\dots \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa (Annexe F)}$$

-Ainsi pour notre cas on aura :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

$$f_{i28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

$$f_{i28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa.}$$

**• Coefficient de poisson :**

Le coefficient de poisson sera pris égal à  $\nu = 0$  pour un calcul de sollicitations à L' ELU.

et  $\nu = 0,2$  pour un calcul de déformations à L'E.L.S (BAEL91 modifiée 99.Art – 2.1.3).

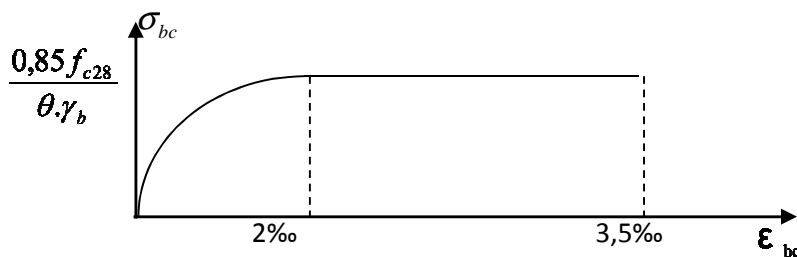
**- MODELE DE CALCUL à L'E.L.U :**

Pour les calculs à L'.E.L.U, le diagramme réel de déformations donné sur la figure I-1  
Avec cette figure :

- $E_{bc1} = 2\text{‰}$
- $E_{bc1} = \begin{cases} 3,5\text{‰} & \dots\dots\dots \text{si } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa (BAEL91 modifiée 99.Art. 4.3, 41).} \\ (4,5 - 0,025f_{cj}) & \dots\dots \text{si } f_{cj} > 40 \text{ MPa (BAEL91 modifiée 99.Art.4.3, 41).} \end{cases}$
- La valeur de calcul de la résistance à la compression du béton  $f_{bu}$  est donnée par :  
 $f_{bu} = 0,85f_{cj} / \theta * \gamma_b$

Avec :  $\theta = 1$  pour  $t > 24 \text{ h}$   
 $\theta = 0,9$  pour  $1 \leq t \leq 24 \text{ h}$   
 $\theta = 0,85$  pour  $t < 1 \text{ h}$

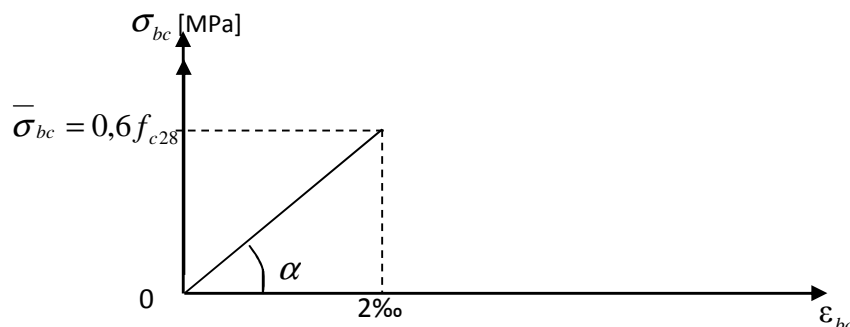
- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité partiel
- $\gamma_b = 1,5$ .....pour les cas courants (situation durable ou situation courante).
- $\gamma_b = 1,15$ .....pour les cas accidentels (situation accidentelle).
- La valeur de la contrainte admissible de compression du béton est :  
 $\sigma_{bc} = 0,6 f_{cj} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa. (BAEL91 modifiée 99.Art. A.4.5.2)}$



**Figure I-1 : Diagramme de calcul contrainte – déformation du béton à L'ELU.**

**-MODELE DE CALCUL à L'E.L.S :**

Les déformations nécessaires pour atteindre L'E.L.S sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique, on adopte donc la loi de Hooke de l'élasticité pour décrire le comportement du béton à L' E.L.S avec ; pour des charges de longue durée  $E_b = E_{vj}$  et  $\nu = 0,2$ . La résistance mécanique du béton tendu est négligée (Art -4.5.1) de plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égal à 1/15 de celle de l'acier ( $E_b = 13333 \text{ MPa}$ ).



**Figure I-2 : Diagramme de calcul contrainte – déformation du béton à L'ELS.**

- **Contraintes tangentielles conventionnelles :**

La contrainte tangente conventionnelle utilisée pour le calcul relatif à l'effort tranchant est définie par :

$$\tau_u = V_u / b_0 \cdot d \quad (\text{BAEL91 modifiée 99.Art 5.1.1})$$

$V_u$  : Effort tranchant à L'E.L.U dans la section

$b_0$  : Largeur de l'âme

$d = 0,9h$  : Position des aciers tendus.

Cette situation doit vérifier les conditions suivantes :

- Si les armatures sont droites :

$$\text{En FPP : } \tau_u \leq \min \{0,2f_{cj} / \gamma_b ; 5\text{MPa}\}$$

$$\text{En FP et FTP : } \tau_u \leq \min \{0,15f_{cj} / \gamma_b ; 4\text{MPa}\} \quad (\text{BAEL91 modifiée 99.Art 5.1.2})$$

- Si les armatures sont inclinées à  $45^\circ$  :

$$\tau_u \leq \min \{0,27f_{cj} / \gamma_b ; 7\text{MPa}\}$$

- Si les armatures sont disposées de façon intermédiaire  $45^\circ < \alpha < 90^\circ$

Il est loisible de procéder à une interpolation linéaire pour fixer la valeur de  $\tau_u$ .

- **Poids volumique de béton :**

Le poids volumique de béton est de l'ordre de :

- 2300 à 2400daN/m<sup>3</sup> s'il n'est pas armé.
- 2500daN/m<sup>3</sup> s'il est armé.

## I-2-2) Les aciers d'armatures :

### I-2-2-1) Types d'aciers :

On distingue 4 types d'aciers pour armatures, du moins au plus écroui :

1. Les aciers doux : Ayant une valeur caractéristique de la limite élastique garantie de 125 ou 235 MPa. Ce sont les ronds lisses.
2. Les aciers durs, type I : Ayant une limite d'élasticité garantie de 400MPa et un allongement à la rupture de 14 %. Ce sont les aciers à haute adhérence de type I.
3. Les aciers durs, type II : Ayant une limite d'élasticité garantie de 500MPa et un allongement à la rupture de 12%. Ce sont les aciers à haute adhérence de type II.
4. Les aciers fortement écrouis : Ayant une limite d'élasticité garantie de 500MPa et un allongement à la rupture de 8%. Ces aciers sont utilisés pour fabriquer les treillis soudés et les fils sur bobines.

Dans le calcul des aciers, les caractéristiques qu'il faut prendre en compte sont :

$f_e$  : Limite d'élasticité garantie

$\eta$  : Coefficient de fissuration

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement

$E_s$  : Module de déformation longitudinale

$\Phi$  : Diamètre de l'armature.

Tableau. I-1 : Caractéristiques mécaniques garanties des aciers (E.L.S).

Principales caractéristiques des aciers		
Barres lisses	Φ	
Nuance FeE	215	235
Limite d'élasticité $f_e$ (MPa)	215	235
Résistance à la rupture $\sigma_r$ (MPa)	330	410
Allongement de rupture	22%	25%
Barres à haute adhérence	HA	
Nuance FeE	400	500
Limite d'élasticité $f_e$ (MPa)	400	500
Résistance à la rupture $\sigma_r$ (MPa)	480	550
Allongement de rupture	14%	12%
Treillis soudés	TS	
Nuance FeE	500	
Limite d'élasticité $f_e$ (MPa)	500	
Résistance à la rupture $\sigma_r$ (MPa)	550	
Allongement de rupture	8%	

Tableau. I-2 : Caractéristiques d'adhérence des aciers

Barres (tous diamètre)			
	Lisses	HA	
$\psi_s$	1	1,5	
$\eta$	1	1,6 en général	
Treillis soudés (tous types standard)			
	TSL	TS HA	
		$\phi < 6\text{mm}$	$\phi \geq 6\text{mm}$
$\psi_s$	1	1,5	1,5
$\eta$	1	1,3	1,6

**I-2-2-2) Module de déformation longitudinale « Es » :**

A L'E.L.S on suppose que les aciers travaillent dans le domaine élastique.

-On utilise donc la loi de Hooke de l'élasticité, on adopte une valeur de module de Young.

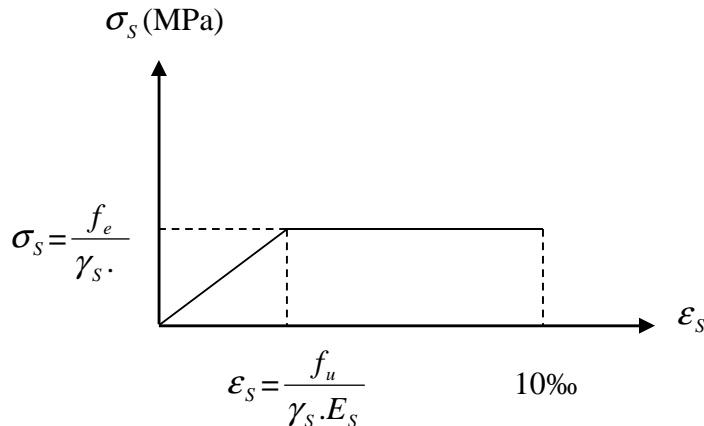
$E_s = 200\,000\text{ MPa}$  (BAEL91 modifiée 99.Art-2.2.1)

**I-2-2-3) Contrainte limite d'élasticité de l'acier :**

**I-2-2-3-1) Contrainte limite ultime:**

$$\sigma_s = f_{su} = f_e / \gamma_s \text{ (BAEL91 modified 99. Art.4.3, 2)}$$

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité partiel qui est égal à :  $\gamma_s = 1,15 \rightarrow$  Situation courante.  
 $\gamma_s = 1,00 \rightarrow$  Situation accidentelle.



**Figure I-3 : Diagramme de calcul contrainte – déformation de l'acier à L'ELU.**

**I-2-2-3-2) Contrainte limite de service :**

Dans L'E.L.S on suppose que :

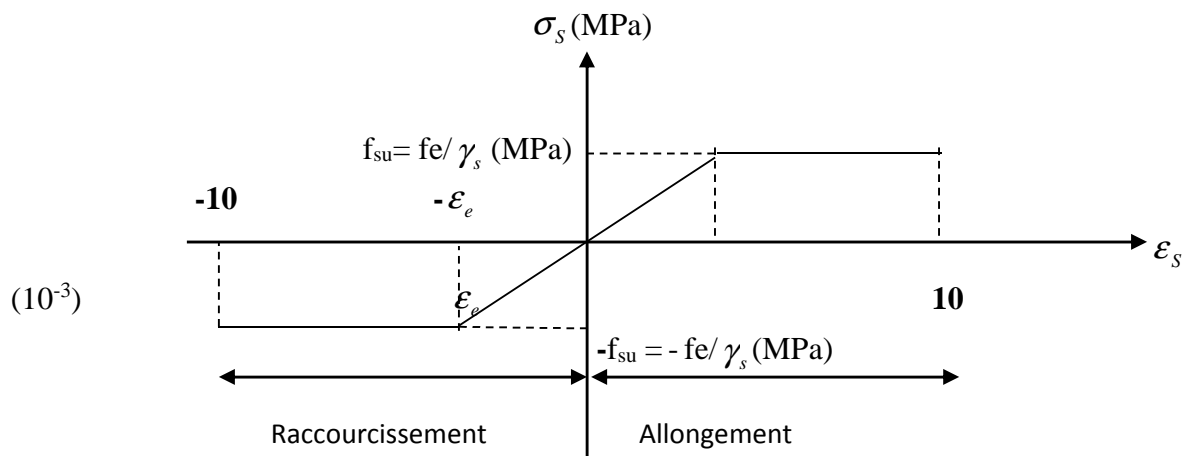
- L'acier reste dans son domaine élastique.
- On limite la contrainte dans les barres d'aciers afin de réduire le risque d'apparition des fissures dans le béton.

La contrainte limite de service de l'acier est :

$$\bar{\sigma}_s = f_e \dots \dots \dots \text{Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 2/3 f_e ; \max (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}) \} \dots \dots \text{Fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min 0,8 \{ 2/3 f_e ; \max (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}) \} \dots \dots \text{Fissuration très préjudiciable.}$$



**Figure I-4 : Diagramme de calcul contrainte – déformation de l'acier à L'ELS.**

**I-3) Protection des armatures :**

Pour éviter les problèmes de corrosion des aciers, il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitation de l'ouvrage.

On adopte les valeurs suivantes (A-7.1) :

- 5cm : → Pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux atmosphères très agressives (industrie chimique).
- 3cm : → Pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.
- 1cm : → Pour les parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.
- En outre l'enrobage de chaque armature est au moins égal à son diamètre si elle est isolée, ou à la largeur de paquet dont elle fait partie (A-7.2, 4) afin de permettre le passage de l'aiguille vibrante, il convient de laisser des espacements d'au moins 5cm (A-7.2,8).

**I-3-1) Diamètre maximal des aciers :**

Pour les dalles et les voiles d'épaisseur  $h$ , afin d'améliorer l'adhérence acier-béton, on limite le diamètre des aciers longitudinaux à :  $\Phi_l \leq h / 10$ .

Pour les poutres de hauteur  $h$  on limite le diamètre des aciers transversaux à :

$$\Phi_t \leq \min (h / 35 ; \Phi_l ; b_0 / 10).$$

$b_0$ : Largeur de l'âme.

**I-3-2) Le système de coffrage :**

On opte pour un coffrage métallique dans le but de limiter le temps d'exécution pour les voiles et un coffrage classique en bois pour les portiques.

**Chapitre II :**  
**PREDIMENSIONNEMENT DES**  
**ELEMENTS**

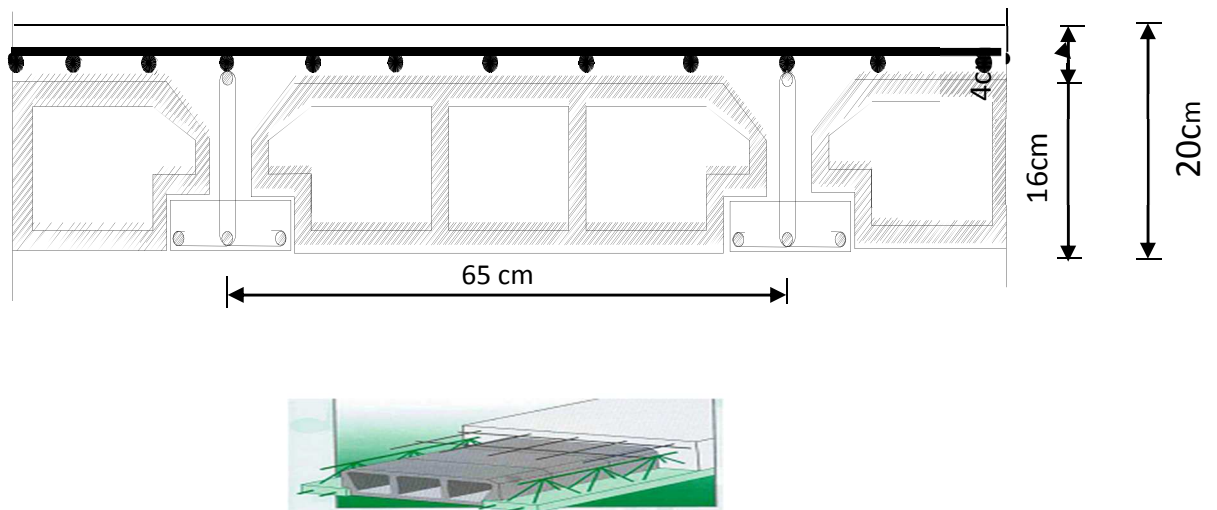
**II-1) PLANCHERS :**

Le plancher est une partie horizontale de la construction, ses fonctions essentielles sont :

- Séparation entre chaque deux niveau successif d'un bâtiment.
- Résistance aux charges et surcharges.
- Isolation acoustique et thermique entre étages.
- Transmission des différentes charges aux éléments porteurs.
- Supports de revêtement et plafond.

**II-1-1) PLANCHERS EN CORPS CREUX :**

Ils sont composés de corps creux (hourdis), poutrelles, treillis soudé et dalle de compression.



**Fig. II-1 : Coupe transversale d'un plancher en corps creux.**

- **DIMENSIONNEMENT :**

La hauteur du plancher est donnée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad (\text{BAEL 91, modifié 99 ; Art. B.6.5.1})$$

Avec ;

. $h_t$  : Hauteur totale du plancher.

. $L_{\max}$  : Portée libre maximale entre nus des appuis dans le sens des poutrelles.

-Pour notre cas :

$$h_t \geq 360/22,5 = 16\text{cm.}$$

On opte pour un plancher d'épaisseur  $(16+04) = 20\text{cm.}$

-Épaisseur de corps creux = 16cm.

-Épaisseur de la dalle de compression = 04cm.

### II-1-2) PLANCHERS EN DALLE PLEINE :

Ils sont composés d'une dalle mince et plane d'épaisseur constante reposant sur un système d'appuis (sur appuis continus ou sur appuis ponctuels).

-L'épaisseur d'une dalle pleine peut être déterminée en fonction de sa portée, avec vérification de la résistance au feu, l'isolation acoustique, et sa flèche.

#### II-1-2-1) Condition de l'isolation acoustique :

Selon les règles techniques (CBA93) en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être  $e_p \geq 13$  cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

#### II-1-2-2) Condition de la résistance au feu :( BAEL 91 révisé 993.1.33)

Selon le classement des planchers, les normes en vigueur nous donnent les épaisseurs suivantes :

- $e_p = 11$ cm .....Pour les planchers présentant un risque particulier contre l'incendie.

-  $e_p \geq 7$ cm.....Pour les planchers présentant aucun risque particulier contre l'incendie.

#### II-1-2-3) Condition de la résistance à la flexion :

-Un panneau de dalle continu portant dans deux sens si :

$$0,4 \leq \rho = L_x/L_y \leq 1 \quad \text{d'où} \quad L_x/50 \leq e_p \leq L_x/40.$$

-Un panneau de dalle portant dans un seul sens si :

$$\rho = L_x/L_y < 0,4 \quad \text{d'où} \quad L_x/35 \leq e_p \leq L_x/30.$$

$L_x$  : La petite portée du panneau le plus sollicité.

-Dans notre cas

$$L_x = 130\text{cm.}$$

$$L_y = 370\text{cm.}$$

$$\text{Donc : } \rho = L_x/L_y = 130/370 = 0,35 \quad \Longrightarrow \quad \rho = L_x/L_y \leq 0,4$$

-Nous avons des panneaux de dalle continus portants dans un seul sens, leurs épaisseurs sont déterminées par la formule suivante :

$$L_x/35 \leq e_p \leq L_x/30.$$

$$130/35 \leq e_p \leq 130/30.$$

$$3,7\text{cm} \leq e_p \leq 4,33\text{cm.}$$

Donc pour satisfaire la condition de la résistance à la flexion, l'épaisseur de la dalle pleine doit être au moins égal à :  **$3,7\text{cm} \leq e_p \leq 4,33\text{cm}$** .

On limite donc notre épaisseur à :  **$e_p = 15$  cm**

**II-2) les poutres :**

Dans notre bâtiment on a trois types de poutre (poutres principales, secondaires et palières).

Le dimensionnement se fait par les règles de BAEL 91, il est donné comme suit :

**a)-Poutres principales :**

- **La hauteur :**

$$L_{\max}/15 \leq h_{pp} \leq L_{\max}/10.$$

$L_{\max}$  : Longueur maximale entre nus des poteaux (450-25=425).

$$425/15 \leq h_{pp} \leq 425/10$$

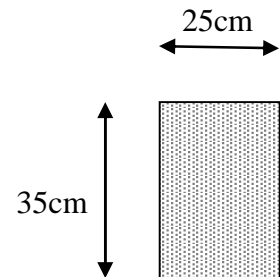
28,33 ≤  $h_{pp}$  ≤ 42,50. On opte pour une hauteur :  **$h_{pp} = 35\text{cm}$**

- **La largeur :**

$$0,4h \leq b \leq 0,7h.$$

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35.$$

14 ≤  $b$  ≤ 25. On opte pour une largeur :  **$b = 25\text{cm}$** .

**b)-Poutres secondaires :**

- **La hauteur :**

$$L_{\max}/15 \leq h_{ps} \leq L_{\max}/10$$

$L_{\max}$  : Longueur maximale entre nus des poteaux (390-25=365).

$$365/15 \leq h_{ps} \leq 365/10$$

24,33 ≤  $h_{ps}$  ≤ 36,50. On opte pour une hauteur :  **$h_{ps} = 35\text{cm}$**

- **La largeur :**

$$0,4h \leq b \leq 0,7h.$$

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35.$$

14 ≤  $b$  ≤ 24,5. On opte pour une largeur :  **$b = 25\text{cm}$** .

**c)-Poutres palières :**

- **La hauteur :**  $260/15 \leq h \leq 260/10$  On opte pour une hauteur :  **$h = 25\text{cm}$**

- **La largeur :**  $0,4 \times 25 \leq b \leq 0,7 \times 25$  On opte pour une largeur :  **$b = 20\text{cm}$**

$L_{\max}$  : Portée libre maximale entre nus des appuis.

$h_{pp}$  : Hauteur de la poutre principale.

$h_{ps}$  : Hauteur de la poutre secondaire.

$b$  : Largeur des poutres.

**Remarque :**

La hauteur des poutres est la même dans les deux sens, pour but de faciliter les travaux ainsi on préconise de prendre la même largeur (**b**).

**d) -Vérification :**

Selon l'article 7.5.1 de RPA 99/ modifié 2003, les poutres doivent respecter les dimensions ci – après :

- $b \geq 20\text{cm}$ .....condition vérifiée.
- $h \geq 30\text{cm}$ .....condition vérifiée.
- $h/b = 35/25 = 1,4 < 4,00$ .....condition vérifiée.
- $b_{\max} \leq 1,5 h + b_1 = 77.5\text{cm}$ .....condition vérifiée.

\*Les dimensions des poutres retenues sont :

- Poutres principales : 25 x 35 cm<sup>2</sup>.
- Poutres secondaires : 25 x 35 cm<sup>2</sup>.

**II-3) Les voiles :**

Les voiles sont des éléments en béton armé destinés à assurer principalement la transmission des charges horizontales jusqu'au sol, sans désordre ni déformation excessive.

D'après l'article 7.7.1 de RPA 99/modifié 2003, les voiles sont dimensionnés comme suit :

**II-3-1) Epaisseur :**

L'épaisseur minimale est de 15cm, de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidités aux extrémités.

$$a \geq \frac{h_e}{20} = (4,08)/20$$

$$e_p \geq 20.4\text{cm.}$$

En tenant compte de tous les résultats trouvés, on opte pour une épaisseur .....  $e_p = 25\text{cm}$ .

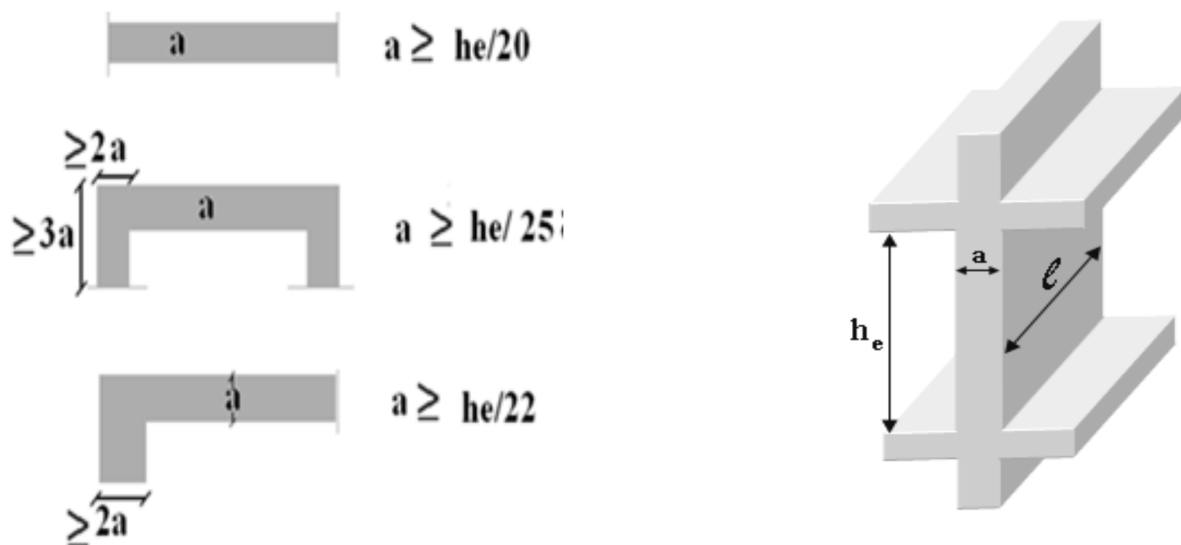


Fig. II-2 : coupes de voiles en plan

**II-3-2) largeur :**

Selon le RPA (art 7.7) un voile doit satisfaire les conditions suivantes :

$$L \geq 4.a$$

$$.a = 25\text{cm.}$$

$$L \geq 4 \times 25 = 100\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Donc la largeur de nos voiles doit dépasser 100cm.}$$

**II-4) Les poteaux :**

Le pré dimensionnement des poteaux est établi à l'ELS en prenant le plus sollicité (poteau central) en considérant un effort de compression axial N, qui sera repris uniquement par la section du béton.

La section du poteau est donnée par la relation suivante  $S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$

Avec :

N: effort de compression revenant au poteau le plus sollicité.

$\sigma_{bc}$  : contrainte admissible du béton à la compression simple

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

**Remarque :**

L'effort normal « N » sera déterminé à partir de la descente de charge, elle consiste à sommer toutes les charges et surcharges de tous les niveaux revenant au poteau le plus sollicité. On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges de différents niveaux du bâtiment

**Localisation du poteau le plus sollicité :** Le poteau le plus sollicité est le : **B4**.

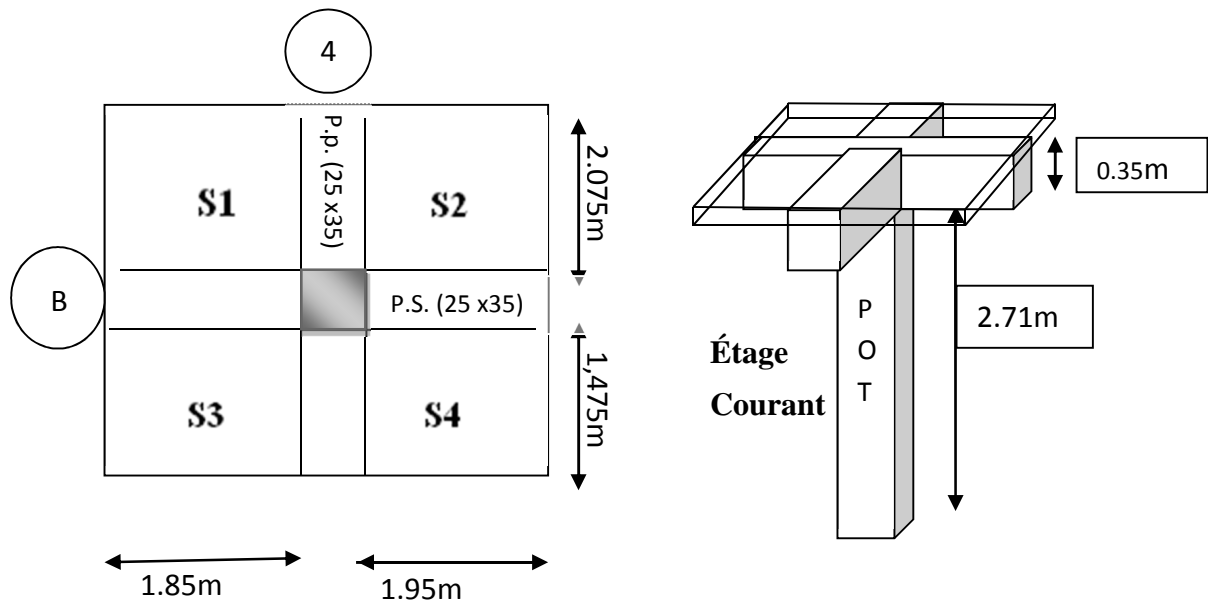


Fig. II-3 : poteau le plus sollicité

**Calcul de La surface du plancher revenant au poteau B 4 :**

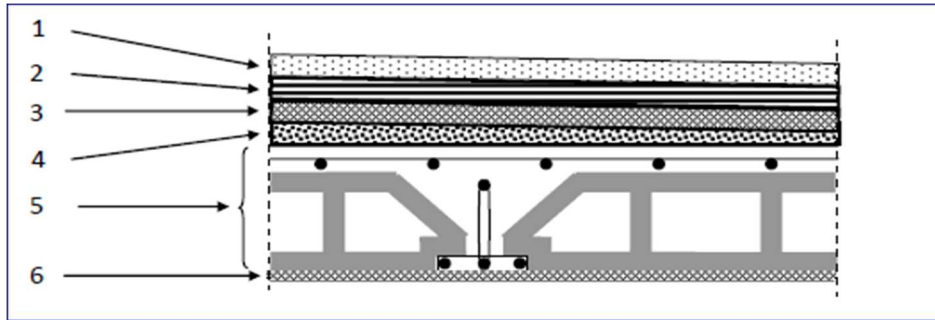
$$S_{brute} = (3.55) \times (3.8) = 13.49\text{m}^2.$$

$$S_{plancher} = S1+S2+S3+S4 = (2,075 \times 1,85) + (2,075 \times 1,95) + (1,475 \times 1,85) + (1,475 \times 1,95) = 11,66\text{m}^2.$$

**II-4-1) Détermination des charges et surcharges :** Les charges et surcharges seront sommées pour chaque étage de la structure (plancher terrasse, étage courant, RDC).

➤ **Charges permanentes :** Elles sont prises à partir du (DTR B.C.2.2).

**a-Plancher terrasse :** Il s'agit d'une terrasse inaccessible réalisée en corps creux.



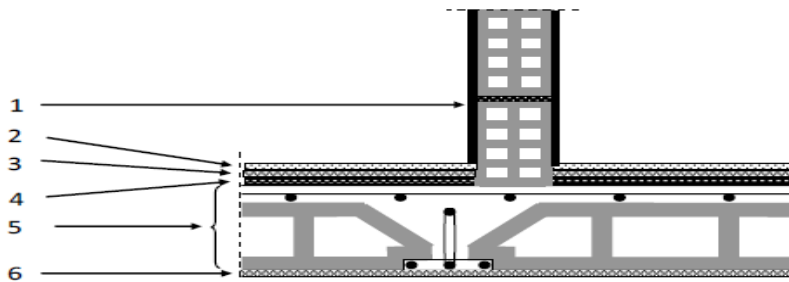
**Figure II-4 : coupe transversale du plancher terrasse.**

- 1-Gravillon de protection roulé (ep = 5cm).....1,00 KN/m<sup>2</sup>
- 2- Etanchéité multiple (ep = 2cm).....0,19 KN/m<sup>2</sup>
- 3- Forme de pente (ep = 7cm).....1,55 KN/m<sup>2</sup>
- 4- Isolation thermique en liège (ep = 5cm).....0,20 KN/m<sup>2</sup>
- 5- Plancher corps creux (16+4cm).....2,85 KN/m<sup>2</sup>
- 6- Enduit de plâtre (ep= 2cm).....0,20 KN/m<sup>2</sup>

---

**G=6,00 KN/m<sup>2</sup>**

**b-Plancher courant :** Les planchers courants sont réalisés en corps creux.



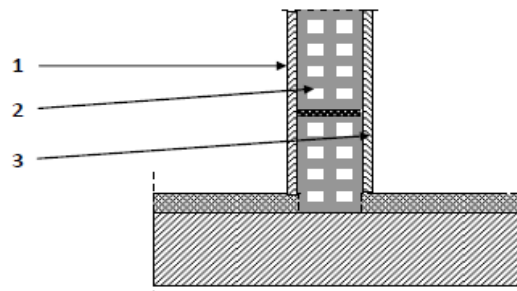
**Figure II-5 : coupe transversale du plancher courant.**

- 1-Maçonnerie en brique creuse ..... 1,80KN/m<sup>2</sup>
- 2-Revêtement en carrelage (ep = 2cm) .....0,40 KN/m<sup>2</sup>
- 3-Mortier de pose (ep = 3cm) .....0,54 KN/m<sup>2</sup>
- 4-Couche de sable (ep = 3cm) .....0,66 KN/m<sup>2</sup>
- 5-Plancher corps creux (16+4cm) .....2,85 KN/m<sup>2</sup>
- 6-Enduit de plâtre (ep= 2cm) .....0,20 KN/m<sup>2</sup>

---

**G=6,45 KN/m<sup>2</sup>**

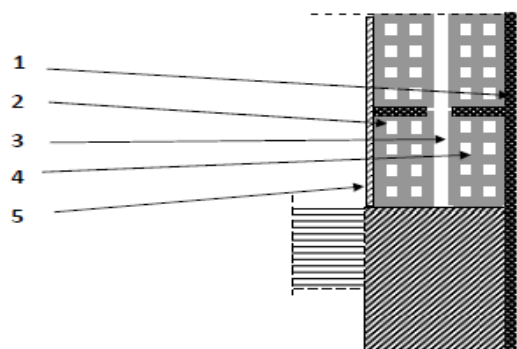
**c-Mur intérieure :** Il représente le poids des cloisons intérieures ainsi que de leurs enduits.



**Figure II-6 : coupe transversale du mur intérieur.**

1-Enduit en plâtre : (ep=2 cm).....	0,20KN/m <sup>2</sup>
2-Brique creuse : (ep=10 cm).....	0,90KN/m <sup>2</sup>
3-Enduit en plâtre : (ep=2 cm).....	0,20KN/m <sup>2</sup>
	<b>Gt=1,30 KN/m<sup>2</sup></b>

**d-Murs extérieurs :** Il est réalisé en double cloisons avec une lame d'air pour des considérations d'isolation.



**Figure II-7 : coupe transversale du mur extérieur.**

1-Mortier de ciment : (ep=2cm).....	0,36 KN/m <sup>2</sup> .
2-Cloison en brique creuse : (ep=10 cm).....	0,9 KN/m <sup>2</sup> .
3-Lame d'air : (ep=10 cm).....	/
4-Cloison en brique creuse : (ep=10 cm).....	0,9 KN/m <sup>2</sup> .
5-Enduit en plâtre : (ep=2 cm).....	0,20KN/m <sup>2</sup> .
	<b>Gt=2,36 KN/m<sup>2</sup></b>

➤ **Surcharges d'exploitations :** Les surcharges d'exploitation sont relevées à partir du DTR en vigueur à savoir le DTR B.C.2.2 comme suit :

- Plancher terrasse inaccessible..... Q = 1 KN/m<sup>2</sup>.
- Plancher étage courant à usage d'habitation ..... Q = 1.50 KN/m<sup>2</sup>.
- Plancher à usage commercial ..... Q = 2,50 KN/m<sup>2</sup>.
- Balcons ..... Q = 3.50 KN/m<sup>2</sup>.
- Acrotère..... Q = 1.00 KN/m.
- Escalier..... Q = 2.50 KN/m<sup>2</sup>.

**II-1-4-2) Poids propre des éléments :** C'est le poids des éléments s'appuyant sur la surface d'influence délimitée précédemment.

**a- Plancher terrasse :**

$$G_t = 11,66 \times 6,00 = 69,96 \text{ KN}$$

**b- Plancher courant :**

$$G_c = 11,66 \times 6,45 = 75,21 \text{ KN}$$

**c- Poutres :**

**c-1-Poutres principales :**

$$G_{PP} = (0,35 \times 0,25) \times (2,075 + 1,475) \times 25 = 7,66 \text{ KN}$$

**c-2-Poutres secondaires :**

$$G_{PS} = (0,35 \times 0,25) \times (1,95 + 1,85) \times 25 = 8,32 \text{ KN}$$

$$G_{\text{total}} = 7,66 + 8,32 = 15,98 \text{ KN}$$

**d- Poteau :**

$$G_{RDC} = 0,25 \times 0,25 \times (h_{RDC}) \times 25 = (0,25 \times 0,25) \times (4,08) \times 25 = 6,38 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Etage}} = 0,25 \times 0,25 \times (h_e) \times 25 = (0,25 \times 0,25) \times (3,06) \times 25 = 4,79 \text{ KN}$$

**II-1-4-3) Surcharge d'exploitation :** Elles seront multipliées par la surface d'influence du plancher.

**a- Plancher RDC a usage commerciale**

$$Q_x = 0,25 \times 13,49 = 3,37 \text{ KN}$$

**b-Etages courants**

$$Q_x S = 1,5 \times 13,49 = 20,24 \text{ KN}$$

**e-Plancher terrasse inaccessible**

$$Q_x S = 1 \times 13,49 = 13,49 \text{ KN}$$

**II-1-4-4) Dégression vertical des surcharges d'exploitation :** Pour une structure comprenant un grand nombre d'étages, le BAEL exige l'application de la loi de la dégression des surcharges d'exploitation du fait que l'occupation des derniers niveaux peut être indépendante.

La loi de dégression s'écrit comme suit : 
$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{pour } n \geq 5.$$

Avec :

$Q_0$  : surcharge d'exploitation à la terrasse.

$Q_i$  : surcharge d'exploitation de l'étage i.

n : numéro de l'étage du haut vers le bas

$Q_n$  : surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges.

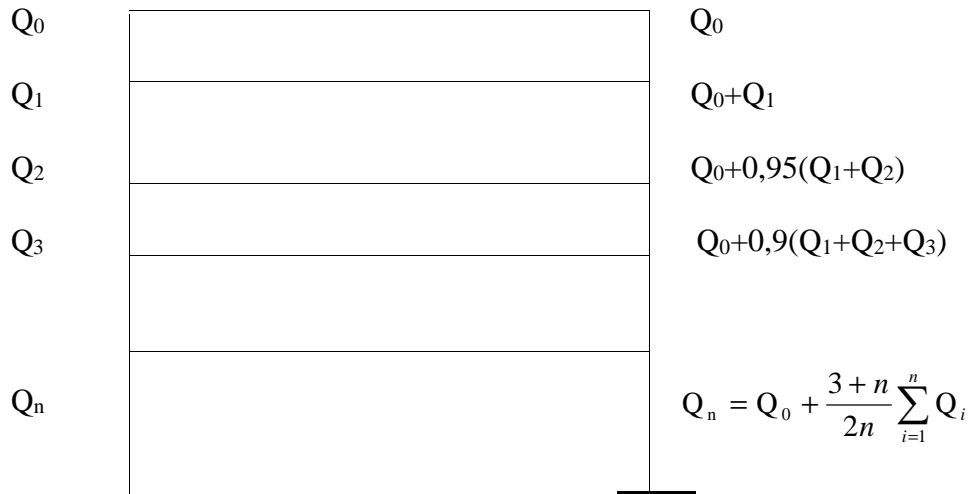


Figure II-8 : Dégression vertical des surcharges d’exploitation

Niveau9.....	Q <sub>0</sub> .
Niveau8.....	Q <sub>0</sub> +Q <sub>1</sub> .
Niveau7.....	Q <sub>0</sub> +0,95(Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> )
Niveau6.....	Q <sub>0</sub> +0,9(Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> ).
Niveau5.....	Q <sub>0</sub> +0,80 (Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> ).
Niveau4.....	Q <sub>0</sub> +0,75 (Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> ).
Niveau3.....	Q <sub>0</sub> +0,71 (Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> +Q <sub>6</sub> ).
Niveau2.....	Q <sub>0</sub> +0,69(Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> +Q <sub>6</sub> +Q <sub>7</sub> ).
Niveau1.....	Q <sub>0</sub> +0,67(Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> +Q <sub>6</sub> +Q <sub>7</sub> +Q <sub>8</sub> ).
RDC.....	Q <sub>0</sub> +0,65(Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> +Q <sub>6</sub> +Q <sub>7</sub> +Q <sub>8</sub> +Q <sub>9</sub> ).

II-1-4-5) Tableau récapitulatif de la descente de charge : La section des poteaux à adopter est fonction de la descente des charges, elle peut être réduite pour les étages des niveaux supérieurs.

Tableau II-1 : Calcul de la descente de charge

NIVEAU	Charges permanentes [kN]					Surcharges d’exploitation [kN]		Efforts normaux N=G <sub>c</sub> +Q <sub>c</sub> [kN]	Section du poteau [cm <sup>2</sup> ]	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G <sub>totale</sub>	G <sub>cumulée</sub>	Q <sub>i</sub>	Q <sub>c</sub>		Section trouvée	Section adoptée
9	69,96	15,98	4,79	90,73	90,73	13,49	13,49	104,22	69,48	30× 30
8	75,21	15,98	4,79	95,98	186,71	20,24	33,73	220,44	146,96	30× 30
7	75,21	15,98	4,79	95,98	282,69	20,24	51,95	334,64	223,10	30× 30
6	75,21	15,98	4,79	95,98	378,67	20,24	68,14	446,81	297,87	30× 30
5	75,21	15,98	4,79	95,98	474,65	20,24	78,26	552,91	368,61	35× 35
4	75,21	15,98	4,79	95,98	570,63	20,24	89,39	660,02	440,01	35× 35
3	75,21	15,98	4,79	95,98	666,61	20,24	90,71	757,32	504,88	35×35
2	75,21	15,98	4,79	95,98	762,59	20,24	111,25	873,84	582,56	40×40
1	75,21	15,98	4,79	95,98	858,57	20,24	121,98	980,55	653,70	40×40
RDC	75,21	15,98	6,38	97,57	956,14	33,73	155,71	1111,85	741,23	40×40

**Remarque :**

Le tableau ci-dessous résume les sections adoptées pour les poteaux sur les différents niveaux.

Le choix des sections des poteaux s'effectue en tenant compte :

- des valeurs trouvées dans le tableau II-1.
- pour des raisons pratiques et une bonne répartition des armatures.
- afin d'avoir des sections qui résistent à d'éventuelles efforts dynamiques.
- éviter la rotule plastique dans les poteaux.

➤ **sections adoptées suivant les étages :**

Le RDC, le 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> étage : **S= (40× 40)**

Pour le 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étages : **S= (35 ×35)**

Pour le 6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> étages : **S= (30 ×30)**

**Remarque 2 :**

Pour donner aux poteaux une meilleure résistance aux sollicitations sismique, il est recommandé de donner aux poteaux d'angle et de rive des sections de même dimensions à celles des poteaux centraux. Rappelant que les poteaux doivent être coulés une seule fois suivant toute leur longueur, les dés de calages sont interdits. (**Art.7.4.1.RPA**)

**II-1-5) Vérification des conditions du RPA (article 7.4.1) :**

a).  $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$  en zone IIa.

b).  $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$

c).  $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Avec :  $h_e$  hauteur libre du poteau.

**Pour le RDC, le 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup> étage :**

- $\text{Min}(b_1, h_1) = \text{min}(40 \times 40) = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \rightarrow$  Condition vérifiée.
- $\text{Min}(b_1, h_1) = 40 \text{ cm} > \frac{h_{RDC}}{20} = \frac{373}{20} = 18,65 \text{ cm} \rightarrow$  Condition vérifiée.
- $\text{Min}(b_1, h_1) = 40 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{271}{20} = 13,55 \text{ cm} \rightarrow$  Condition vérifiée.
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} = \frac{40}{40} = 1 < 4 \rightarrow$  Condition vérifiée.

**Pour le 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étages :**

- $\text{Min}(b_1, h_1) = \text{min}(35 \times 35) = 35 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \rightarrow$  Condition vérifiée.
- $\text{Min}(b_1, h_1) = 35 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{271}{20} = 13,55 \text{ cm} \rightarrow$  Condition vérifiée.

- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} = \frac{35}{35} = 1 < 4 \rightarrow$  Condition vérifiée.

Pour les 6<sup>eme</sup>, 7<sup>eme</sup> et 8<sup>eme</sup> étages:

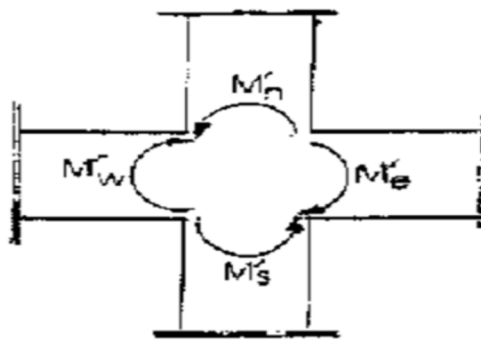
- $\text{Min}(b_1, h_1) = \text{min}(30 \times 30) = 30\text{cm} > 25\text{cm} \rightarrow$  Condition vérifiée.
- $\text{Min}(b_1, h_1) = 30\text{cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{271}{20} = 13,55\text{ cm} \rightarrow$  Condition vérifiée.
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} = \frac{30}{30} = 1 < 4 \rightarrow$  Condition vérifiée.

**Conclusion:**

Les sections transversales des poteaux sont conformes aux exigences minimales données par le RPA99/2003. Ces valeurs peuvent faire l'objet de modifications dans le cas où la section des poteaux n'est pas vérifiée.

**II-1-5-1) Vérification de la rotule plastique :**

- ✓ L'article 7.6.2 du RPA 99 révisé en 2003 relatif à la rotule plastique utilise les moments résistants des poutres à des poteaux arrivant aux nœuds.



$$|Mn| + |Ms| \geq 1,25(|Mw| + |Me|)$$

**Figure II-9 : rotule plastique**

Tel que :

**Mn et Ms :** sont les moments fléchissant résistants dans les poteaux.

**Me et Mw :** sont les moments fléchissant dans les poutres

- ✓ On utilise cette relation en sachant que les moments résultants ne sont pas encore connus car en effet, les moments résultants sont calculés pour une section de béton armé, or à ce niveau de calcul, on ne connaît pas encore l'acier nécessaire alors on fait abstraction des aciers pour le béton et on fait une analogie entre le moment et l'inertie, autrement dit on a :

$$\sigma = M \times \frac{v}{I} \quad \longrightarrow \quad M = \sigma \times \frac{I}{v}$$

On replace :

$$I_{s\ poteau} + I_{n\ poteau} \geq 1,25 (I_{e\ poutre} + I_{w\ poutre})$$

$$2I_{poteau} \geq 1,25 2I_{poutre}$$

➔  $I_{poteau} \geq 1,25 I_{poutre}$

On a la section de la poutre principale qui est de 25 x 35 cm<sup>2</sup>.

$$I_{poutre} = \frac{0,25 \times 0,35^3}{12} = 8,93 \times 10^{-4} m^4$$

Pour les poteaux qui sont de section carré:

$$I_{poteau} = \frac{a^4}{12}$$

$$I_{poteau} = \frac{a^4}{12} \geq 1,25 \times I_{poutre} = 1,25 \times 8,93 \times 10^{-4}$$

$$a^4 \geq 12 \times 1,117 \times 10^{-4} = 0,0134 m^4$$

$$a \geq \sqrt[4]{0,0134} = 0,34 m$$

→ On prend a=0.35m.

✓ **Donc on opte pour une section minimale de poteau carré de 35 x 35 cm<sup>2</sup>.**

**Remarque :**

D'après les dégâts constatés lors de séisme du 21 mai 2003 à Boumerdès, il est recommandé de concevoir des poteaux forts et des poutres faibles afin de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non pas au niveau du poteau. Ceci nous a conduits à augmenter de nos poteaux afin de respecter les recommandations des experts lors du séisme dernier.

**II-1-5-2) Vérification des poteaux au flambement :**

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures .La vérification consiste à calculer l'élancement  $\lambda$  qui doit satisfaire la condition suivante :  $\lambda \leq 50$

Avec :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} : L'élancement du poteau$$

$l_f$  : Longueur de flambement ( $l_f = 0,7l_0$ )

$l_0$  : Hauteur libre du poteau pour RDC=3,73m ; étage =2,71m.

$$i : \text{Rayon de giration } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad .I = \frac{ab^3}{12}$$

$B = a \times b$  : Section transversale du poteau. Avec  $I$  :(moment d'inertie)

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{ab^3}{12ab}}}$$

- **Poteaux du RDC**

$(45 \times 45), l_0 = 3,73m, \lambda = 20,1 < 50 \rightarrow$  Condition vérifiée

- **Poteaux des 1<sup>er</sup>, 2<sup>eme</sup> étages :**

$(45 \times 45), l_0 = 2,71m, \lambda = 14,6 < 50 \rightarrow$  Condition vérifiée

- **Poteaux des 3<sup>eme</sup>, 4<sup>eme</sup> et 5<sup>eme</sup> étages :**

$(40 \times 40), l_0 = 2,71m \Rightarrow \lambda = 16,43 < 50 \rightarrow$  Condition vérifiée

- **Poteaux des 6<sup>eme</sup>, 7<sup>eme</sup> et 8<sup>eme</sup> étages :**

$(35 \times 35), l_0 = 2,71 \Rightarrow \lambda = 18,78 < 50 \rightarrow$  Condition vérifiée.

### **Conclusion :**

Les sections des poteaux adoptées pour les différents niveaux sont vérifiées vis-à-vis du flambement.

### **Conclusion général :**

Dans ce chapitre j'ai procédé au dimensionnement de la structure dont les principaux résultats sont les suivant :

Dalle en corps creux :  $16+4=20cm$

Dalle pleine : 15cm

Voiles : 25 cm

Poutres principal : 25x35

Poutres secondaire : 25x35

Poutres palière noyé dans le voile

Voile de contreventement :  $e_p=25cm$

Poteaux niveau RDC, 1et 2 : 45x45

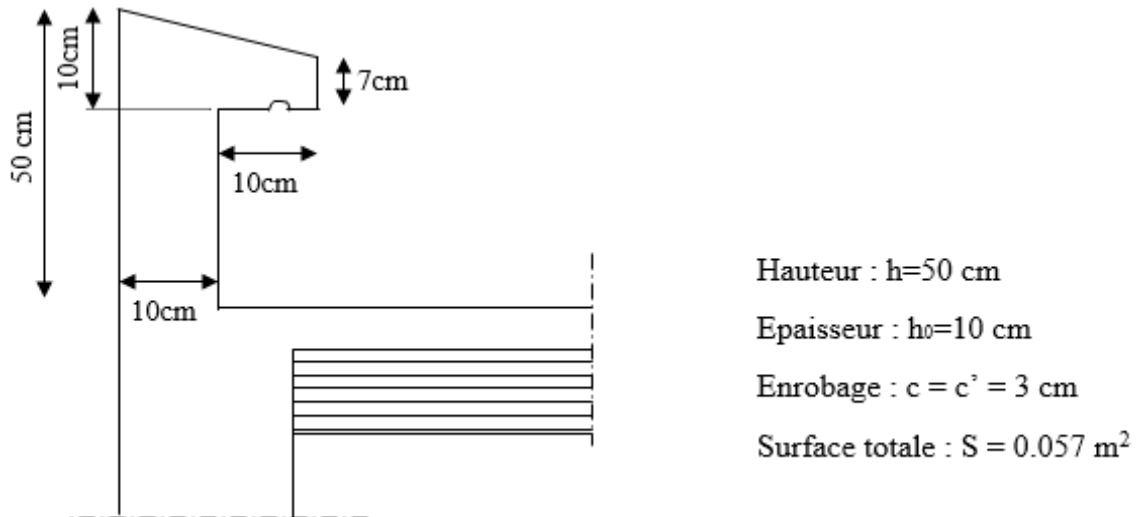
Poteaux niveau 3,4 et 5 : 40x40

Poteaux niveau 6, 7,8 et 9 : 35x35

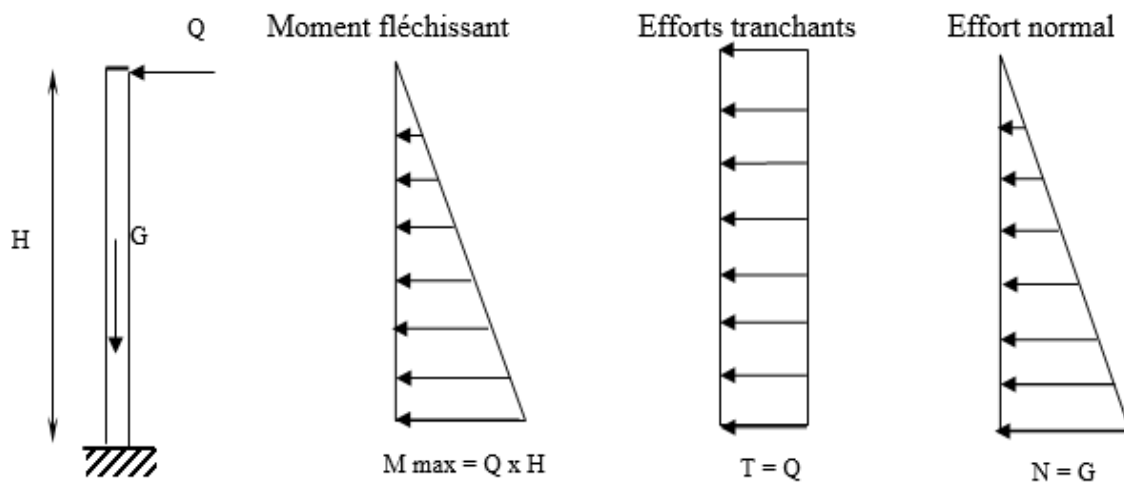
**CHAPITRE III :**  
**CALCUL DES ELEMENTS NON**  
**STRUCTURAUX**

**III-1) Acrotère :**

Il sera calculé comme une console encastree au niveau du plancher terrasse. Il est soumis à un effort **G** dû à son poids propre et à un effort latéral **Q** dû à la main courante, engendrant un moment de renversement **M** dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de largeur unitaire. (1m)



**Figure III-1 : coupe verticale de l'acrotère**



**Figure III-2 : Schéma statique de l'acrotère**

**III-1-1) Vérification d'acrotère au séisme:**

Le RPA préconise le calcul de l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule:

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad (\text{Art. 6.2.3 RPA 99})$$

A : coefficient d'accélération de zone ( $A= 0,15$  en zone **IIa** et groupe d'usage **2**).

$W_p$  : poids de l'acrotère = 1,425 KN/ml.

$C_p$  : facteur de force horizontale ( $C_p = 0,8$  pour les éléments en console).

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.425 = 0,684 \text{ KN/ml} < Q=1\text{KN/ml.}$$

⇒ il est inutile de vérifier l'acrotère au séisme.

**III-1-2) Calcul des efforts:**

.Effort normal dû au poids propre:  $G = \rho \times S = 25 [(0.03 \times 0.2 / 2) + (0.07 \times 0.2) + (0.1 \times 0.4)] = 1.425 \text{ K/ml.}$

. $\rho$  : masse volumique de béton.

.S : section longitudinale de l'acrotère.

.Effort horizontal dû à la main courante:  $Q = 1 \text{ KN/ml.}$

.Moment de renversement **M** dû à l'effort horizontal:  $M = Q \times H = 1 \times 0.5 = 0.5 \text{ KN.m.}$

**III-1-3) Combinaison de charges:**

A l'ELU, la combinaison de charges est:  $1.35 G + 1.50 Q.$

-Effort normal de compression dû à G :  $N_u = 1.35 G = 1.35 \times 1.425 = 1.923 \text{ KN/ml.}$

-Moment de renversement dû à Q :  $M_u = 1.50 M_Q = 1.50 \times 0.5 = 0.75 \text{ KN.m.}$

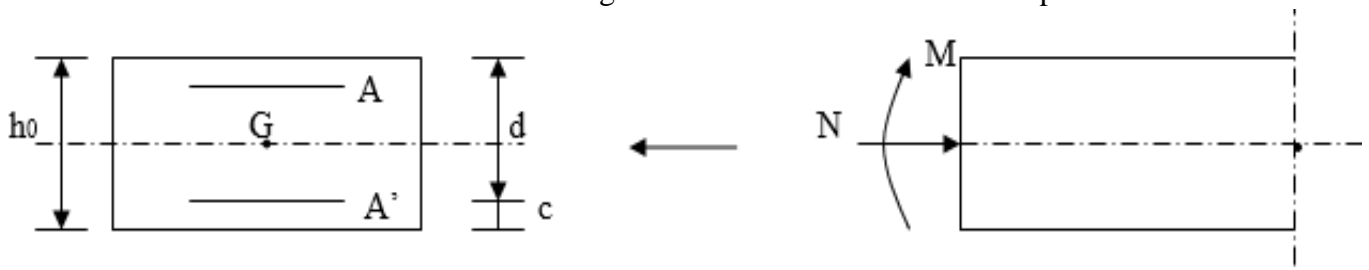
A l'ELS, la combinaison de charges est:  $G + Q$

- Effort normal de compression :  $N_s = G = 1.425 \text{ KN/ml.}$

-Moment de renversement :  $M_s = 0.5 \text{ KN.m.}$

**III-1-4) Ferrailage:**

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à une flexion composée.



c : centre de poussée.

e : excentricité.

$M_f$  : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

**Figure III-3 : Schéma de calcul**

**III-1-4-1) Calcul de l'excentricité:**

$$e_u = M_u / N_u = 0,75 / 1,923 = 0,39 \text{ m} = 39 \text{ cm.}$$

$$(h_0 / 2) - c = (10/2) - 3 = 2 \text{ cm} \Rightarrow e_u > h/2 - c$$

D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures.

L'effort normal N est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée.

Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_f$  puis elle se ramène à la flexion composée.

**III-1-4-2) Calcul d'armatures en flexion simple:**

Moment fictif:  $M_f = M_u + N_u (h/2 - c) = 0.75 + 1.923 (0.1/2 - 0.03) = 0.788 \text{ KN.m}$

$\mu_b = M_f / b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = 0.788 / (1 \times 0.07^2 \times 14.2 \times 1000) = 0.0113 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$

$\mu_b = 0.0113 \Rightarrow \beta = 0.994$

Les armatures fictives:  $A_f = M_f / \beta \times d \times \sigma_s = 0.788 / 0.994 \times 0.07 \times 348 \times 1000$   
 $= 0.325 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \longrightarrow 0.325 \text{ cm}^2$

**III-1-4-3) Calcul d'armatures en flexion composée:**

La section réelle d'armatures:  $A = A_f - N_u / \sigma_s = 0.325 - 1.923 / 34.8 = 0.269 \text{ cm}^2$

**III-1-4-4) vérification de contraintes à l'ELU:**

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455 \cdot d}{e_s - 0.185 \cdot d}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 7 \times 2.1}{400} \times \frac{35 - 0.455 \times 7}{35 - 0.185 \times 7} = 0.798 \text{ cm}^2$$

Avec : b : épaisseur de console

$e_s = M_s / N_s = 0.5 / 1.425 = 0.35087 \text{ m.}$

- **Armatures de principales :**

$\Rightarrow A_{min} = 0.798 \text{ cm}^2 > A_{st} (ELU) = 0.269 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  d'où la condition n'est pas vérifiée.

Par conséquent, nous prendrons  $A = A_{min} = 0.798 \text{ cm}^2$

Nous adopterons **4 HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup> avec un espacement de 25cm.**

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = A / 4 = 2.01 / 4 = 0.51 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons **4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup> avec un espacement de 25 cm.**

- **Vérification au cisaillement:**

Nous avons une fissuration préjudiciable, d'où  $\bar{\tau}_u = \min (0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ Mpa}) = 2.5 \text{ Mpa}$   
 $\tau_u = V_u / b \times d$  ;  $V_u = 1 \text{ KN}$  ; b : épaisseur de la console.

$$\tau_u = 1000 / 0.1 \times (0.07) \times 10^6 = 0.143 \text{ Mpa.}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$  condition vérifiée  $\Rightarrow$  les armatures longitudinale ne sont pas nécessaires mais

Nous adopterons **2x4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup> avec un espacement de 15 cm.**

- **Vérification de l'adhérence des barres:**

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

Où :

$\Psi_s$  : coefficient de scellement (en fonction de la nuance d'acier)

$\Psi_s$  : 1,5 (barre de haute adhérence)

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{se} = T_u / (0,9 \times d \times \sum u_i) \quad \text{avec } \sum u_i : \text{ la somme des périmètres utiles des armatures.}$$

$$\sum u_i = 4 \times 3,1416 \times 0,8 = 10,053 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = 1000 / (0,9 \times 0,07 \times 0,10053) = 157893,32 \text{ N/m}^2 = 0,158 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **Vérification de contraintes à l'ELS:**

**Dans le béton:**

$$\text{Nous devons vérifier que: } \sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_b = K y_1 \quad , \quad y_1 = y_2 + c$$

$$\text{Avec } y_2 : \text{ racine de l'équation } y^3 + p y + q = 0$$

$C = e_s - h/2$  avec  $C$ : distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée de la section.

$$C = 35,087 - 10/2 = 30,087 \text{ cm.}$$

$C = -30,087 \text{ cm}$  (le centre de poussée se trouve à l'extérieur de la section et  $N$ : effort de compression)

$$P = -3C^2 - 90 A' (C - d') / b + 90 A (d - C) / b$$

$$P = -3C^2 + 90 A (d - C) / b = -2689,046$$

$$q = -2C^3 - (C - d')^2 \times 90 A' / b - (d - C)^2 \times 90 A / b$$

$$q = -2C^3 - (d - C)^2 \times 90 A / b = 53483,2$$

Finalement, nous aurons l'équation suivante à résoudre:

$$y^3 - 2689,046 y + 53483,2 = 0 \quad \Rightarrow \begin{cases} y_2 = 31,37 \text{ cm.} \\ y_2 = 28,47 \text{ cm.} \\ y_2 = -59,85 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$0 < y_1 = y_2 + C \quad \text{avec } y_2 = 31,37 \text{ cm.}$$

$$y_1 = 31,37 - 30,087 = 1,283 \text{ cm.}$$

$$K = N / (100.S) \quad \text{avec } S = b \cdot y_1^2 / 2 + 15[A' (y - d') - A (d - y_1)] = 13,872 \text{ cm}^2$$

$$K = 1425 / (100 \times 13,872) = 1,027 \text{ N/cm}^3$$

$$\text{D'où } \sigma_b = 1,027 \times 1,283 = 1,317 \text{ N/cm}^2$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**Dans les aciers:**

Nous devons vérifier que:  $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = n \times K \times (d - y_1)$$

$$\sigma_s = 15 \times 1,027 (7 - 1,283) = 88,07 \text{ N/cm}^2$$

La fissuration est préjudiciable:

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{n \cdot f_t 28} \right\} \quad n=1,6 \text{ pour une barre HA.}$$

$$= \min \{ 266,66 ; 201,633 \} = 201,633 \text{ Mpa.}$$

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \Rightarrow$  condition vérifiée.

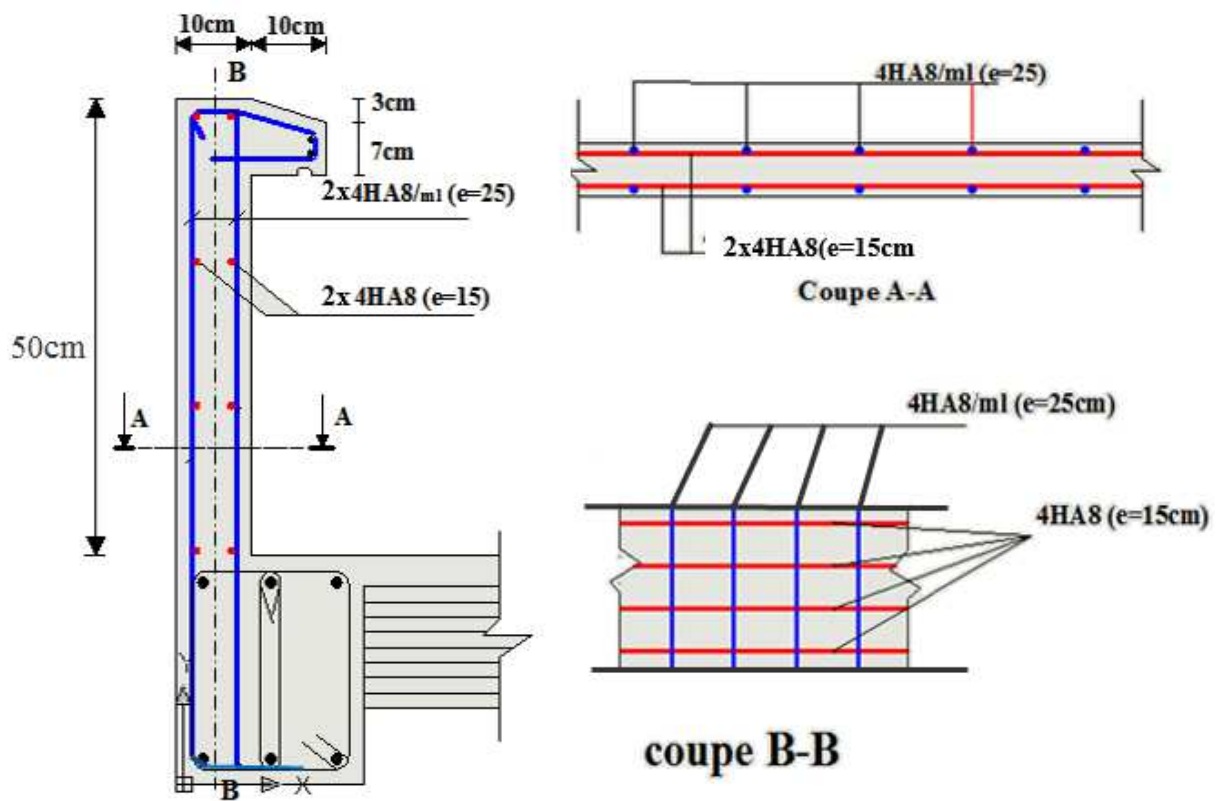


Figure III-4 : plan de ferrailage de l'acrotère.

### III-2) Les planchers :

Un plancher est une aire généralement plane destinée à limiter les étages et assurer l'isolation thermique et phonique. La structure en comporte deux types :

- **Plancher en corps creux :**

Il est constitué de trois éléments :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction portance, la distance entre axes de deux poutrelles voisines est de 65 cm.
- Remplissage en corps creux, sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa dimension est de 16 cm pour notre ouvrage.
- Une dalle de compression en béton armé de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage (treillis soudés) ayant pour but :
  - Limiter les risques de fissuration par retrait
  - Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites
  - Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées.

Le calcul sera fait pour les poutrelles avant et après coulage de la dalle de compression.

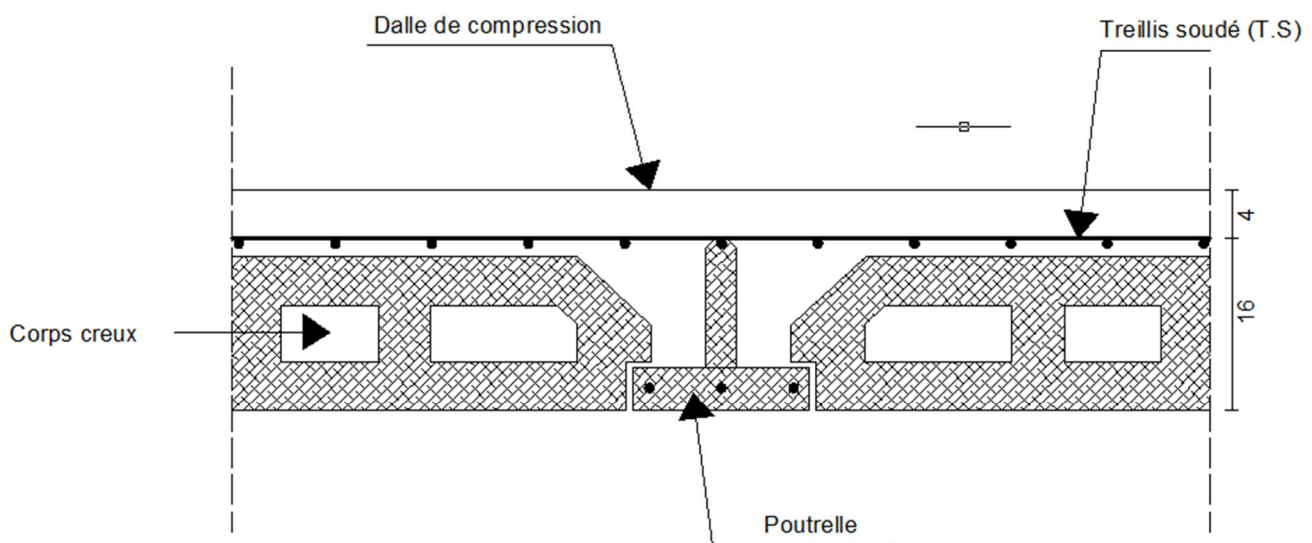


Figure III-5 : Coupe transversale d'un plancher en corps creux

**III-2-1) Calcul de la dalle de compression :**

La dalle de compression est coulée sur place. Elle est armée d'un treillis soudé afin de :

- Limiter les risques de fissuration par retrait, qui sont eux même aggravés par l'utilisation de ciments à fort retrait.
- Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Réaliser un effet de répartition, entre nervures voisines, des charges localisées notamment de celles correspondant aux cloisons.

Le treillis soudé (TS 520) à utiliser doit avoir des mailles de dimensions au plus égales aux valeurs indiquées par l'article (B.6.8, 423) du B.A.E.L qui sont de :

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

❖ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$l$  : distance entre axes des poutrelles.

$f_e$  : limite d'élasticité de l'acier utilisé ( $f_e=520\text{Mpa}$ )

$$50\text{cm} < l < 80\text{cm} \rightarrow A_{\perp} = \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit : } A_{\perp} = 5\text{HA4} = 0.63 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 0,63 / 2 = 0,315 \text{ cm}^2$$

*\*Pour le ferrailage de la dalle de compression, nous adopterons un treillis soudé de maille (200x200 mm<sup>2</sup>). Le diamètre des aciers est de 4mm soit une section de 0,63cm<sup>2</sup>/ml.*

**III-2-2) Calcul des poutrelles :**

Les poutrelles préfabriquées sont disposées suivant le sens de la plus petite portée. Le calcul quant à lui, se fait en deux étapes :

**a. Calcul des poutrelles avant coulage de la dalle de compression :**

Les poutrelles sont considérées uniformément chargées et seront calculées en deux étapes :

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux qui est de 0,95 KN/m<sup>2</sup> et la surcharge de l'ouvrier.

-Poids propre :  $G_1 = (0,04 \times 0,12) \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml. (Charge permanente)}$

-Poids du corps creux :  $G_2 = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml. (Charge permanente)}$

-Surcharge de l'ouvrier :  $Q = 1 \text{ KN/ml. (Surcharge d'exploitation)}$

$$\rightarrow G = G_1 + G_2 = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ KN/ml.}$$

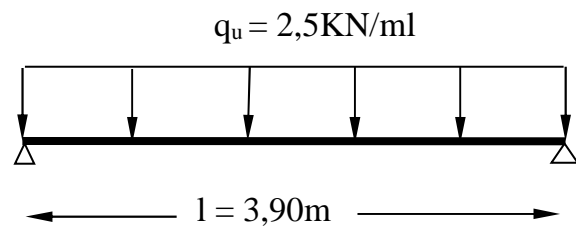
❖ **Ferraillage à l'ELU :**

La combinaison de charges à considérer est :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q \quad \text{avec : } G = G_1 + G_2$$

$$q_u = 1,35 \times (0,12 + 0,62) + 1,5 \times 1$$

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

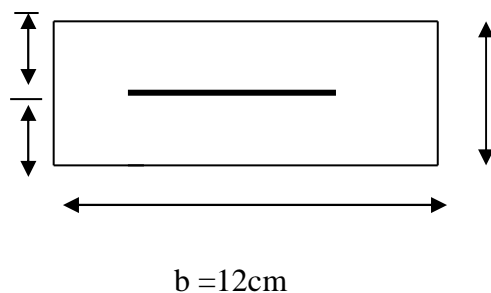


**Figure III-6 :** Schéma statique de la poutrelle et son chargement avant coulage de la dalle de

$$d = 2\text{cm}$$

$$h = 4\text{cm}$$

$$d = 2\text{cm}$$



**Figure III-7 :** Coupe transversale de la nervure

**-Moment max en travée :**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2,5 \times 3,90^2}{8} = 4,75 \text{ KN.m}$$

**-Effort tranchant max :**

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2,5 \times 3,90}{2} = 4,88 \text{ KN}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{4,75 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14,2} = 6,968 > \mu_l = 0,392. \text{ La section est doublement armée.}$$

Vu les faibles dimensions de la section de la poutrelle ( $12 \times 4 \text{ cm}^2$ ), il est impossible de réaliser deux lits d'armatures, donc on doit prévoir trois étais intermédiaires par travée pour l'aider à supporter les charges qui lui sont appliquées et de manière à ce que les armatures comprimées ne soient pas nécessaires.

**b. Calcul des poutrelles après coulage de la dalle de compression :**

La poutrelle est calculée comme une poutre continue, de section en T partiellement encastrée à ses deux extrémités, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux, le poids de la dalle de compression et les charges et surcharges revenant au plancher.

- Largeur de la table de compression « b » :

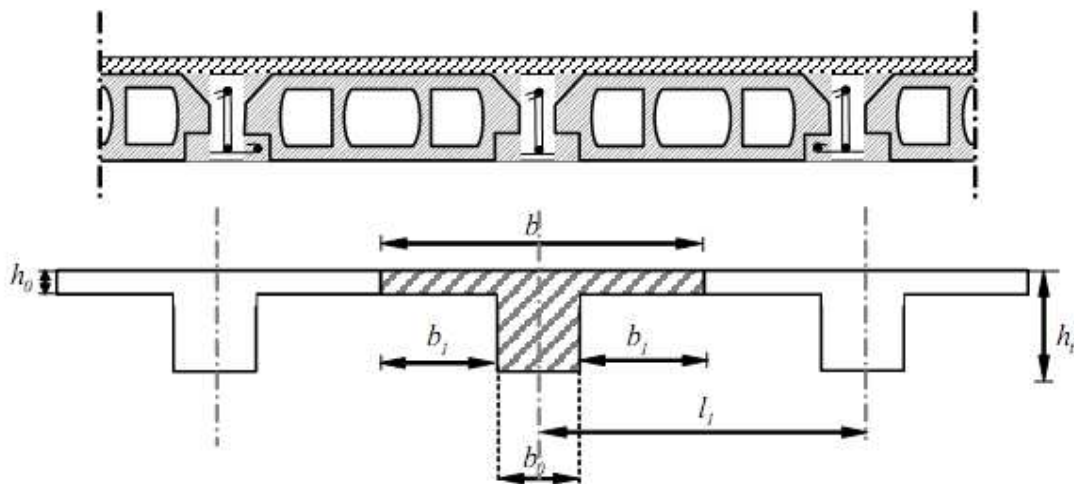


Figure III-8 : schéma de la table de compression

$$B = 2b_1 + b_0$$

$$b_1 = \min \left\{ \frac{L}{10}; \frac{L - b_0}{2} \right\} \text{ avec } 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0$$

$$b_1 = \min \left\{ \frac{390}{10}; \frac{65 - 12}{2} \right\} \text{ avec } 24\text{cm} \leq b_1 \leq 32\text{cm}$$

Avec :

- $L_1$  : longueur entre axes des poutrelles ( $L_1 = 65$  cm)
- $b_0$  : longueur de la nervure ( $b_0 = 12$  cm)
- $h_0$  : épaisseur de la dalle de compression ( $h_0 = 12$  cm)
- $b_1$  : largeur des hourdis de chaque côté de la nervure ( $b_1 = 26,5$ )

$$\text{Un plancher à corps creux} \rightarrow h_t = 20 \text{ cm} \begin{cases} 16\text{cm} \\ 4\text{cm} \end{cases}$$

$$\text{Donc on a des poutrelles de : } \begin{cases} h_t = 20\text{cm} \\ b_0 = 12\text{cm} \\ h_0 = 4\text{cm} \end{cases}$$

**Détermination de la largeur "b" :**

Choix de  $b_1$  : le calcul de la largeur "b" se fait à partir des conditions suivantes :

$$b_1 \leq \frac{l_1 - b_0}{2} \quad b_1 \leq \frac{65 - 12}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{l}{10} \quad b_1 \leq \frac{390}{10} = 39 \text{ cm}$$

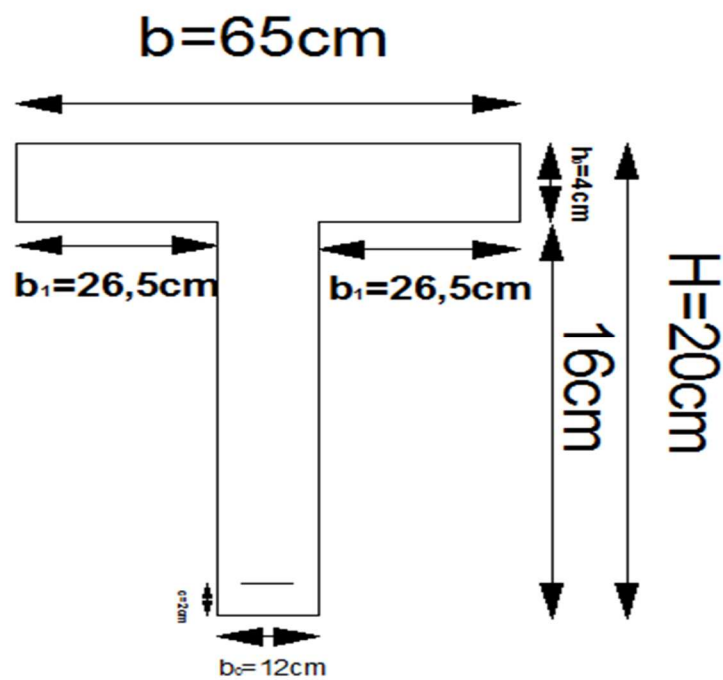
$$b_1 = \min \left( \frac{l}{10} ; \frac{l_1 - b_0}{2} = 26,5 \right)$$

$$6h_0 = 24 \text{ cm} \leq b_1 = 26,5 \leq 8h_0 = 32 \text{ cm}$$

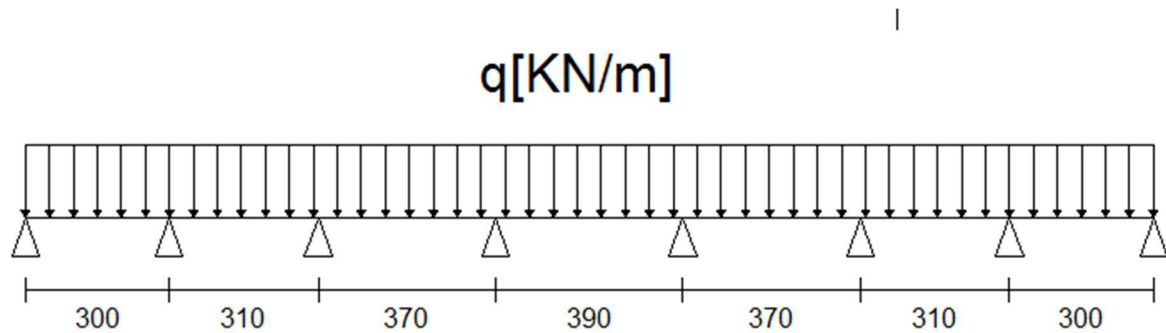
Donc :  $b_1 = 26,5 \text{ cm}$  Pour avoir :  $b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm}$ .

$l_1$  : Longueur libre entre axes des poutrelles  $b = 65 \text{ cm}$

$l$  : Longueur libre entre nus d'appuis



**Figure III-9** : Coupe transversale de la poutrelle



**Figure III-10** : Schéma statique de la poutrelle

- **Méthode de calcul :**

Pour les poutres et les poutrelles, cette étape se fait généralement avec l'une de ces méthodes :

- 1/Méthode forfaitaire.
- 2/Méthode de Caquot
- 3/Méthode des trois moments

L'application de la méthode forfaitaire de calcul implique que les conditions suivantes soient réunies (BAEL 91-A 6,2)

**Hypothèse 01** :  $q \leq \min(2G ; 5KN)$

**Hypothèse 02** : Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.

**Hypothèse 03** : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

- **Poids propre de plancher :**

$$g = G \times 0,65 = 5,5 \times 0,65$$

$$g = 3,575 \text{ KN/ml}$$

- **Surcharge d'exploitation du plancher :**

$$q = Q \times 0,65$$

$$q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$$

- $q = 0,975 \leq \min(2 \times 3,575 ; 5)$ .....OK..... (hyp 01 vérifiée).

-L'épaisseur est la même pour les différentes travées ..... OK..... (hyp 02 vérifiée).

-Le rapport  $(L_{1-2}/L_{2-3}) = 310/300 = 0,967$

$$(L_{2-3}/L_{3-4}) = 310/370 = 0,837$$

$$(L_{3-4}/L_{4-5}) = 370/390 = 0,948 \dots\dots\dots \text{OK} \dots\dots\dots \text{(hyp 03 vérifiée)}.$$

-Cas de fissuration non préjudiciable..... OK

. **Conclusion** : la méthode forfaitaire est applicable

. Application de la méthode :

.  $\alpha$  : Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeur non pondérées, où :  $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

.  $M_0$  : La valeur maximale du moment fléchissant dans une travée indépendante

.  $M_t$  : la valeur maximale du moment dans la travée considérée, où :

$$M_t \geq \max \left[ \left( \max \left[ (1+0.3\alpha) M_0 ; 1,05 M_0 \right] - \frac{M_w - M_e}{2} \right) ; \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 \right]. \text{ Dans une travée de rive.}$$

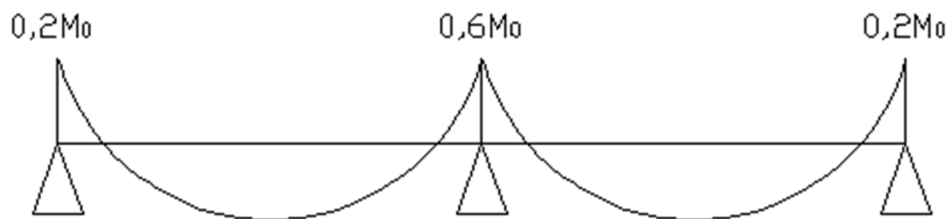
$$M_t \geq \max \left[ \left( \max \left[ (1+0,3\alpha) M_0 ; 1,05 M_0 \right] - \frac{M_w - M_e}{2} \right) ; \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 \right]. \text{ Dans une travée intermédiaire.}$$

**Avec :**

.  $M_w$  et  $M_e$  : sont respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche (w) et de droite (e) dans la travée considérée.

La valeur absolue de chaque moment sur appuis sera au moins égale à :

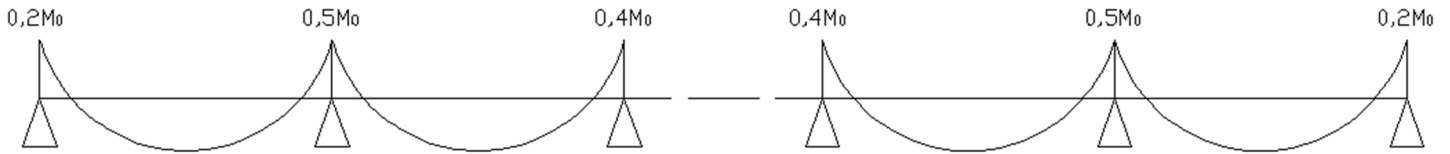
- Cas de deux travées :



- Cas de trois travées :



- Cas de plus de trois travées :



La valeur des efforts tranchants est obtenue à l'aide des relations suivantes :

$$T_w = \frac{Mw - Me}{2} + \frac{q.l}{2}$$

$$T_e = \frac{Mw - Me}{2} - \frac{q.l}{2}$$

- Remarque :

Les portées des différentes travées sont prises entre nus d'appuis.

. Calcul d'efforts :

Nous avons quatre types de poutrelles

- 1<sup>er</sup> cas : poutrelle à une seule travée.
- 2<sup>eme</sup> cas : poutrelle à cinq travées.
- 3<sup>eme</sup> cas : poutrelle à six travées.
- 4<sup>eme</sup> cas : poutrelle à sept travées.

La combinaison de charges est:  $q_u = 1,35 G + 1,5 Q$

$$Q_u = 1,35 \times 5,55 \times 0,65 + 1,5 \times 1,5 \times 0,65 = 6,332 \text{ KN/ml}$$

❖ Poutrelles à 5 travées :

1/Rapport des charges :

$$Q/G = 0,27.$$

$$\alpha = Q / (G + Q) = 1,5 / (5,55 + 1,5) = 0,213$$

$$1 + 0,3 \alpha = 1,064.$$

$$(1 + 0,3 \alpha) / 2 = 0,532.$$

$$(1,2 + 0,3 \alpha) / 2 = 0,632.$$

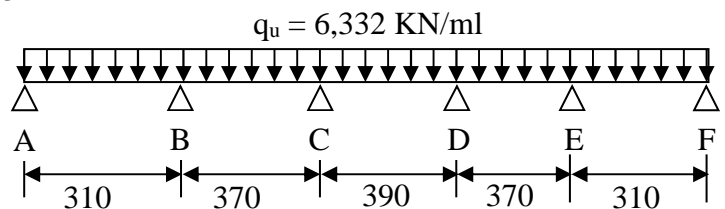


Figure III-11 : poutre continue à cinq travées

**2/Calcul des moments fléchissant :**

$$M_{01} = q_u (L_{AB})^2 / 8 = 6,332 \times (3,10)^2 / 8 = 7,606 \text{ KN.m.}$$

$$M_{02} = q_u (L_{BC})^2 / 8 = 6,332 \times (3,70)^2 / 8 = 10,836 \text{ KN.m.}$$

$$M_{03} = q_u (L_{CD})^2 / 8 = 6,332 \times (3,90)^2 / 8 = 12,039 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = q_u (L_{DE})^2 / 8 = 6,332 \times (3,70)^2 / 8 = 10,836 \text{ KN.m}$$

$$M_{05} = q_u (L_{EF})^2 / 8 = 6,332 \times (3,10)^2 / 8 = 7,606 \text{ KN.m}$$

$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3 \times 7,606 = 2,282 \text{ KN/ml}$$

$$M_B = 0,5M_{01} = 0,5 \times 10,836 = 5,418 \text{ KN/ml}$$

$$M_C = 0,4M_{02} = 0,4 \times 12,039 = 4,816 \text{ KN/ml}$$

$$M_D = 0,4M_{03} = 0,4 \times 12,039 = 4,816 \text{ KN/ml}$$

$$M_E = 0,5M_{04} = 0,5 \times 10,836 = 5,418 \text{ KN/ml}$$

$$M_F = 0,3M_{05} = 0,3 \times 7,606 = 2,282 \text{ KN/ml}$$

**a-Etude de la travée AB :**

$$M_{t_{AB}} + (M_A + M_B) / 2 \geq (1 + 0,3\alpha) M_{01} \quad \text{et} \quad (1 + 0,3\alpha) \geq 1,05.$$

$$(1 + 0,3\alpha) = 1,064 \geq 1,05 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$M_{t_{AB}} + (2,282 + 5,418) / 2 \geq 1,064 \times 7,606 = 8,093 \text{ KN.m} \quad \Rightarrow \quad M_{t_{AB}} \geq 4,25 \text{ KN.m.}$$

$$M_{t_{AB}} \geq (1,2 + 0,3\alpha) / 2 M_{01} = 0,632 \times 7,606 = 4,807 \text{ KN.m.}$$

$$M_{t_{AB}} = 4,807 \text{ KN.m.}$$

**b- Etude de la travée BC:**

$$M_{t_{BC}} + (M_B + M_C) / 2 \geq (1 + 0,3\alpha) M_{02} \quad \text{et} \quad (1 + 0,3\alpha) \geq 1,05.$$

$$M_{t_{BC}} + (5,418 + 4,816) / 2 \geq 1,064 \times 10,836 = 11,529 \text{ KN.m} \quad \Rightarrow \quad M_{t_{BC}} \geq 6,413 \text{ KN.m.}$$

$$M_{t_{BC}} \geq 0,632 \times 10,836 = 6,848 \text{ KN.m.}$$

$$M_{t_{BC}} = 6,848 \text{ KN.m.}$$

**c- Etude de la travée CD:**

$$M_{t_{CD}} + (M_C + M_D) / 2 \geq (1 + 0,3\alpha) M_{03} \quad \text{et} \quad (1 + 0,3\alpha) \geq 1,05.$$

$$M_{t_{CD}} + (4,816 + 4,816) / 2 \geq 1,064 \times 12,039 = 12,809 \text{ KN.m} \quad \Rightarrow \quad M_{t_{CD}} \geq 7,993 \text{ KN.m.}$$

$$M_{t_{CD}} \geq 0,632 \times 12,039 = 7,609 \text{ KN.m.}$$

$$M_{t_{CD}} = 7,993 \text{ KN.m.}$$

**d- Etude de la travée DE:**

$$M_{t_{DE}} + (M_D + M_E)/2 \geq (1+0,3\alpha) M_{04} \quad \text{et} \quad (1+0,3\alpha) \geq 1,05.$$

$$M_{t_{DE}} + (4,816+5,418)/2 \geq 1,064 \times 10,836 = 11,529 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{t_{DE}} \geq 6,412 \text{ KN.m.}$$

$$M_{t_{DE}} \geq 0,632 \times 10,836 = 6,848 \text{ KN.m.}$$

$$M_{t_{DE}} = 6,848 \text{ KN.m.}$$

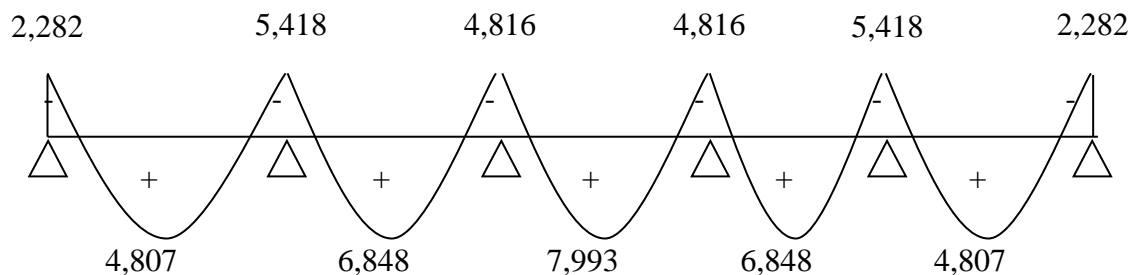
**e- Etude de la travée EF:**

$$M_{t_{EF}} + (M_E + M_F)/2 \geq (1+0,3\alpha) M_{05} \quad \text{et} \quad (1+0,3\alpha) \geq 1,05.$$

$$M_{t_{EF}} + (5,418+2,282)/2 \geq 1,064 \times 7,606 = 8,093 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{t_{EF}} \geq 4,243 \text{ KN.m.}$$

$$M_{t_{EF}} \geq 0,632 \times 7,606 = 4,807 \text{ KN.m.}$$

$$M_{t_{EF}} = 4,807 \text{ KN.m.}$$



**Figure III-12 : diagrammes des moments fléchissant aux appuis et en travées à l'ELU**

**3-Calcul des efforts tranchants:**

**a- Etude de la travée AB:**

$$V(x) = \theta(x) + (M_{i+1} - M_i) / l$$

$$V_A = 6,332 \times 3,1/2 + (5,418-2,282)/3,1 = 10,826 \text{ KN.}$$

$$V_B = -6,332 \times 3,1/2 + (5,418-2,282)/3,1 = -8,803 \text{ KN.}$$

$$V_A = 10,826 \text{ KN.}$$

$$V_B = -8,803 \text{ KN}$$

**b- Etude de la travée BC:**

$$V(x) = \theta(x) + (M_{i+1} - M_i) / l$$

$$V_B = 6,332 \times 3,7/2 + (4,816-5,418)/3,7 = 11,552 \text{ KN.}$$

$$V_C = -6,332 \times 3,7/2 + (4,816-5,418)/3,7 = -11,877 \text{ KN.}$$

$$V_B = 11,552 \text{ KN.}$$

$$V_C = -11,877 \text{ KN}$$

**c- Etude de la travée CD:**

$$V(x) = \theta(x) + (M_{i+1} - M_i) / l$$

$$V_C = 6,332 \times 3,9/2 + (4,816 - 4,816)/3,9 = 12,348 \text{ KN.}$$

$$V_D = -6,332 \times 3,9/2 + (4,816 - 4,816)/3,9 = -12,348 \text{ KN.}$$

$$V_C = 12,348 \text{ KN.}$$

$$V_D = -12,348 \text{ KN}$$

**d- Etude de la travée DE:**

$$V(x) = \theta(x) + (M_{i+1} - M_i) / l$$

$$V_D = 6,332 \times 3,7/2 + (5,418 - 4,816)/3,7 = 11,877 \text{ KN.}$$

$$V_E = -6,332 \times 3,7/2 + (5,418 - 4,816)/3,7 = -11,552 \text{ KN.}$$

$$V_D = 11,877 \text{ KN.}$$

$$V_E = -11,552 \text{ KN}$$

**e- Etude de la travée EF:**

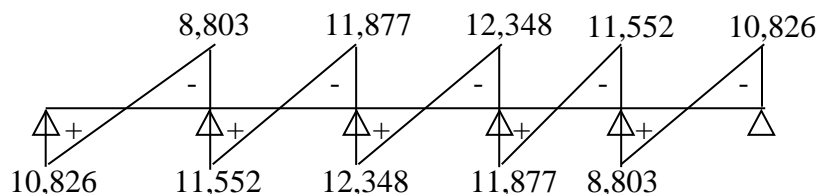
$$V(x) = \theta(x) + (M_{i+1} - M_i) / l$$

$$V_E = 6,332 \times 3,1/2 + (2,282 - 5,418)/3,1 = 8,803 \text{ KN.}$$

$$V_F = -6,332 \times 3,1/2 + (2,282 - 5,418)/3,1 = -10,826 \text{ KN.}$$

$$V_E = 8,803 \text{ KN.}$$

$$V_F = -10,826 \text{ KN}$$



**Figure III-13 : diagrammes des efforts tranchant à l'ELU**

❖ **Poutrelle à 6 travées:**

**1- Rapports des charges:**

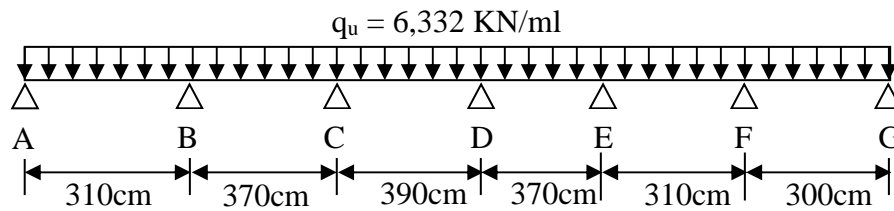
$$Q/G = 0,27.$$

$$\alpha = 0,213.$$

$$1 + 0,3 \alpha = 1,064.$$

$$(1 + 0,3 \alpha) / 2 = 0,532.$$

$$(1,2 + 0,3 \alpha) / 2 = 0,632.$$



**Figure III-14 : poutre continue à six travées**

**2/Calcul des moments fléchissant :**

$$M_{01} = q_u (l_{AB})^2 / 8 = 6,332 \times (3,10)^2 / 8 = 7,606 \text{ KN.m.}$$

$$M_{02} = q_u (l_{BC})^2 / 8 = 6,332 \times (3,70)^2 / 8 = 10,836 \text{ KN.m.}$$

$$M_{03} = q_u (l_{CD})^2 / 8 = 6,332 \times (3,90)^2 / 8 = 12,039 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = q_u (l_{DE})^2 / 8 = 6,332 \times (3,70)^2 / 8 = 10,836 \text{ KN.m}$$

$$M_{05} = q_u (l_{EF})^2 / 8 = 6,332 \times (3,10)^2 / 8 = 7,606 \text{ KN.m}$$

$$M_{06} = q_u (l_{FG})^2 / 8 = 6,332 \times (3)^2 / 8 = 7,123 \text{ KN.m}$$

$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3 \times 7,606 = 2,282 \text{ KN/ml}$$

$$M_B = 0,5M_{02} = 0,5 \times 10,836 = 5,418 \text{ KN/ml}$$

$$M_C = 0,4M_{03} = 0,4 \times 12,039 = 4,816 \text{ KN/ml}$$

$$M_D = 0,4M_{03} = 0,4 \times 12,039 = 4,816 \text{ KN/ml}$$

$$M_E = 0,4M_{04} = 0,4 \times 10,836 = 4,334 \text{ KN/ml}$$

$$M_F = 0,5 \times M_{05} = 0,5 \times 7,606 = 3,803 \text{ KN/ml}$$

$$M_G = 0,3 \times M_{06} = 0,3 \times 7,123 = 2,137 \text{ KN/ml}$$

**a-Etude de la travée AB :**

$$M_{t_{AB}} + (M_A + M_B) / 2 \geq (1 + 0,3\alpha) M_{01} \quad \text{et} \quad (1 + 0,3\alpha) \geq 1,05.$$

$$(1 + 0,3\alpha) = 1,064 \geq 1,05 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$M_{t_{AB}} + (2,282 + 5,418) / 2 \geq 1,064 \times 7,606 = 8,093 \text{ KN.m} \quad \Rightarrow \quad M_{t_{AB}} \geq 4,24 \text{ KN.m.}$$

$$M_{t_{AB}} \geq (1,2 + 0,3\alpha) / 2 M_{01} = 0,632 \times 7,606 = 4,807 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_{AB}} = 4,807 \text{ KN.m}$$

**b- Etude de la travée BC:**

$$M_{t_{BC}} + (M_B + M_C) / 2 \geq (1 + 0,3\alpha) M_{02} \quad \text{et} \quad (1 + 0,3\alpha) \geq 1,05.$$

$$M_{t_{BC}} + (5,418 + 4,816) / 2 \geq 1,064 \times 10,836 = 11,529 \text{ KN.m} \quad \Rightarrow \quad M_{t_{BC}} \geq 6,412 \text{ KN.m.}$$

$$M_{t_{BC}} \geq 0,632 \times 10,836 = 6,848 \text{ KN.m.}$$

$$M_{t_{BC}} = 6,848 \text{ KN.m.}$$

**c- Etude de la travée CD:**

$$M_{t_{CD}} + (M_C + M_D)/2 \geq (1+0,3\alpha) M_{03} \quad \text{et} \quad (1+0,3\alpha) \geq 1,05.$$

$$M_{t_{CD}} + (4,816+4,816)/2 \geq 1,064 \times 12,039 = 12,809 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{t_{CD}} \geq 7,993 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_{CD}} \geq 0,632 \times 12,039 = 7,609 \text{ KN.m.}$$

$$M_{t_{CD}} = 7,993 \text{ KN.m.}$$

**d- Etude de la travée DE:**

$$M_{t_{DE}} + (M_D + M_E)/2 \geq (1+0,3\alpha) M_{04} \quad \text{et} \quad (1+0,3\alpha) \geq 1,05.$$

$$M_{t_{DE}} + (4,816+4,334)/2 \geq 1,064 \times 10,836 = 11,529 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{t_{DE}} \geq 6,954 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_{DE}} \geq 0,632 \times 10,836 = 6,848 \text{ KN.m.}$$

$$M_{t_{DE}} = 6,954 \text{ KN.m.}$$

**e- Etude de la travée EF:**

$$M_{t_{EF}} + (M_E + M_F)/2 \geq (1+0,3\alpha) M_{05} \quad \text{et} \quad (1+0,3\alpha) \geq 1,05.$$

$$M_{t_{EF}} + (4,334+3,803)/2 \geq 1,064 \times 7,606 = 8,093 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{t_{EF}} \geq 4,024 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_{EF}} \geq 0,632 \times 7,606 = 4,807 \text{ KN.m.}$$

$$M_{t_{EF}} = 4,807 \text{ KN.m.}$$

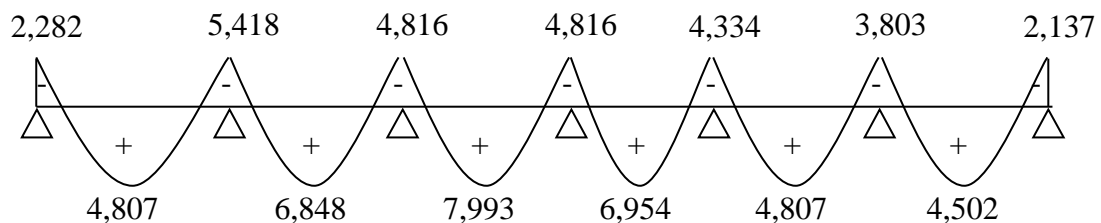
**f- Etude de la travée FG:**

$$M_{t_{FG}} + (M_F + M_G)/2 \geq (1+0,3\alpha) M_{06} \quad \text{et} \quad (1+0,3\alpha) \geq 1,05.$$

$$M_{t_{FG}} + (3,803+2,137)/2 \geq 1,064 \times 7,123 = 7,579 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{t_{FG}} \geq 4,153 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_{FG}} \geq 0,632 \times 7,123 = 4,502 \text{ KN.m.}$$

$$M_{t_{FG}} = 4,502 \text{ KN.m.}$$



**Figure III-15 : Diagramme des moments fléchissant aux appuis et en travées à l'ELU**

**3-Calcul des efforts tranchants:****a- Etude de la travée AB:**

$$V(x) = \theta(x) + (M_{i+1} - M_i) / l$$

$$V_A = 6,332 \times 3,1/2 + (5,418-2,282)/3,1 = 7,344 \text{ KN.}$$

$$V_B = -6,332 \times 3,1/2 + (5,418-2,282)/3,1 = -8,803 \text{ KN.}$$

$$V_A = 7,344 \text{ KN.}$$

$$V_B = -8,803 \text{ KN}$$

**b- Etude de la travée BC:**

$$V(x) = \theta(x) + (M_{i+1} - M_i) / l$$

$$V_B = 6,332 \times 3,7/2 + (4,816-5,418)/3,7 = 11,552 \text{ KN.}$$

$$V_C = -6,332 \times 3,7/2 + (4,816-5,418)/3,7 = -11,877 \text{ KN.}$$

$$V_B = 11,552 \text{ KN.}$$

$$V_C = -11,877 \text{ KN}$$

**c- Etude de la travée CD:**

$$V(x) = \theta(x) + (M_{i+1} - M_i) / l$$

$$V_C = 6,332 \times 3,9/2 + (4,816-4,816)/3,9 = 12,348 \text{ KN.}$$

$$V_D = -6,332 \times 3,9/2 + (4,816-4,816)/3,9 = -12,348 \text{ KN.}$$

$$V_C = 12,348 \text{ KN.}$$

$$V_D = -12,348 \text{ KN}$$

**d- Etude de la travée DE:**

$$V(x) = \theta(x) + (M_{i+1} - M_i) / l$$

$$V_D = 6,332 \times 3,7/2 + (4,334-4,816)/3,7 = 11,584 \text{ KN.}$$

$$V_E = -6,332 \times 3,7/2 + (-4,334+4,816)/3,7 = -11,845 \text{ KN.}$$

$$V_D = 11,584 \text{ KN.}$$

$$V_E = -11,845 \text{ KN}$$

**e- Etude de la travée EF:**

$$V(x) = \theta(x) + (M_{i+1} - M_i) / l$$

$$V_E = 6,332 \times 3,1/2 + (3,803-4,334)/3,1 = 9,643 \text{ KN.}$$

$$V_F = -6,332 \times 3,1/2 + (3,803-4,334)/3,1 = -9,986 \text{ KN.}$$

$$V_E = 9,643 \text{ KN.}$$

$$V_F = -9,986 \text{ KN}$$

**f- Etude de la travée FG:**

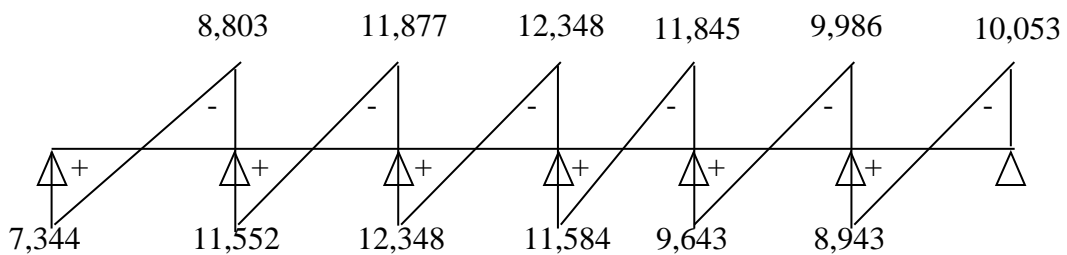
$$V(x) = \theta(x) + (M_{i+1} - M_i) / l$$

$$V_F = 6,332 \times 3/2 + (2,137 - 3,803)/3 = 8,943 \text{ KN.}$$

$$V_G = -6,332 \times 3/2 + (2,137 - 3,803)/3 = - 10,053 \text{ KN.}$$

$$V_F = 8,943 \text{ KN.}$$

$$V_G = -10,053 \text{ KN}$$



**Figure III-16 : diagramme des efforts tranchants à l'ELU**

❖ **Poutrelle à 7 travées:**

**1/Rapport des charges :**

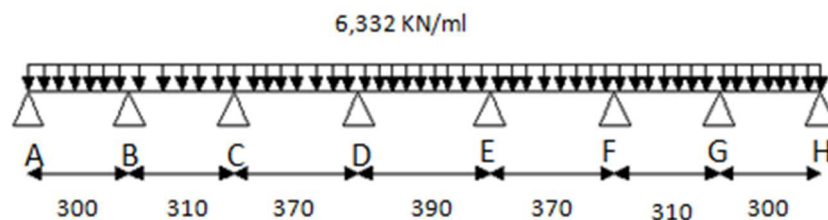
$$Q/G = 0,27.$$

$$\alpha = Q / (G + Q) = 1,5 / (5,55 + 1,5) = 0,213$$

$$1 + 0,3 \alpha = 1,064.$$

$$(1 + 0,3 \alpha) / 2 = 0,532.$$

$$(1,2 + 0,3 \alpha) / 2 = 0,632.$$



**Figure III-17 : poutre continue à sept travées**

**2/Calcul des moments fléchissant :**

$$M_{01} = q_u (l_{AB})^2 / 8 = 6,332 \times (3)^2 / 8 = 7,123 \text{ KN.m.}$$

$$M_{02} = q_u (l_{BC})^2 / 8 = 6,332 \times (3,10)^2 / 8 = 7,606 \text{ KN.m.}$$

$$M_{03} = q_u (l_{CD})^2 / 8 = 6,332 \times (3,70)^2 / 8 = 10,836 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = q_u (l_{DE})^2 / 8 = 6,332 \times (3,90)^2 / 8 = 12,039 \text{ KN.m}$$

$$M_{05} = q_u (l_{EF})^2 / 8 = 6,332 \times (3,70)^2 / 8 = 10,836 \text{ KN.m}$$

$$M_{06} = q_u (l_{FG})^2 / 8 = 6,332 \times (3,10)^2 / 8 = 7,606 \text{ KN.m}$$

$$M_{07} = q_u (l_{GH})^2 / 8 = 6,332 \times (3)^2 / 8 = 7,123 \text{ KN.m}$$

$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3 \times 7,123 = 2,137 \text{ KN/ml}$$

$$M_B = 0,5M_{01} = 0,5 \times 7,606 = 3,803 \text{ KN/ml}$$

$$M_C = 0,4M_{02} = 0,4 \times 10,836 = 4,335 \text{ KN/ml}$$

$$M_D = 0,4M_{03} = 0,4 \times 12,039 = 4,816 \text{ KN/ml}$$

$$M_E = 0,4M_{04} = 0,4 \times 12,039 = 4,816 \text{ KN/ml}$$

$$M_F = 0,4M_{05} = 0,4 \times 10,836 = 4,335 \text{ KN/m}$$

$$M_G = 0,5 \times M_{06} = 0,5 \times 7,606 = 3,803 \text{ KN/m}$$

$$M_H = 0,3 \times M_{07} = 0,3 \times 7,123 = 2,137 \text{ KN/m}$$

#### a- Etude de la travée AB :

$$M_{t_{AB}} + (M_A + M_B) / 2 \geq (1 + 0,3\alpha) M_{01} \quad \text{et} \quad (1 + 0,3\alpha) \geq 1,05.$$

$$(1 + 0,3\alpha) = 1,064 \geq 1,05 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$M_{t_{AB}} + (2,137 + 3,803) / 2 \geq 1,064 \times 7,123 = 7,579 \text{ KN.m} \quad \Rightarrow \quad M_{t_{AB}} \geq 4,609 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_{AB}} \geq (1,2 + 0,3\alpha) / 2 M_{01} = 0,632 \times 7,123 = 4,501 \text{ KN.m.}$$

$$M_{t_{AB}} = 4,609 \text{ KN.m.}$$

#### b- Etude de la travée BC:

$$M_{t_{BC}} + (M_B + M_C) / 2 \geq (1 + 0,3\alpha) M_{02} \quad \text{et} \quad (1 + 0,3\alpha) \geq 1,05.$$

$$M_{t_{BC}} + (3,803 + 4,335) / 2 \geq 1,064 \times 7,606 = 8,093 \text{ KN.m} \quad \Rightarrow \quad M_{t_{BC}} \geq 3,97 \text{ KN.m.}$$

$$M_{t_{BC}} \geq 0,632 \times 7,606 = 4,807 \text{ KN.m.}$$

$$M_{t_{BC}} = 4,807 \text{ KN.m.}$$

#### c- Etude de la travée CD:

$$M_{t_{CD}} + (M_C + M_D) / 2 \geq (1 + 0,3\alpha) M_{03} \quad \text{et} \quad (1 + 0,3\alpha) \geq 1,05.$$

$$M_{t_{CD}} + (4,335 + 4,816) / 2 \geq 1,064 \times 10,836 = 11,529 \text{ KN.m} \quad \Rightarrow \quad M_{t_{CD}} \geq 6,953 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_{CD}} \geq 0,632 \times 10,836 = 6,848 \text{ KN.m.}$$

$$M_{t_{CD}} = 6,953 \text{ KN.m.}$$

**d- Etude de la travée DE:**

$$Mt_{DE} + (M_D + M_E)/2 \geq (1+0,3\alpha) M_{04} \quad \text{et} \quad (1+0,3\alpha) \geq 1,05.$$

$$Mt_{DE} + (4,816+4,816)/2 \geq 1,064 \times 12,039 = 12,809 \text{ KN.m} \Rightarrow Mt_{DE} \geq 7,993 \text{ KN.m.}$$

$$Mt_{DE} \geq 0,632 \times 12,039 = 7,609 \text{ KN.m.}$$

$$Mt_{DE} = 7,993 \text{ KN.m.}$$

**e- Etude de la travée EF:**

$$Mt_{EF} + (M_E + M_F)/2 \geq (1+0,3\alpha) M_{05} \quad \text{et} \quad (1+0,3\alpha) \geq 1,05.$$

$$Mt_{EF} + (4,816+4,334)/2 \geq 1,064 \times 10,836 = 11,529 \text{ KN.m} \Rightarrow Mt_{EF} \geq 6,954 \text{ KN.m.}$$

$$Mt_{EF} \geq 0,632 \times 10,836 = 6,848 \text{ KN.m.}$$

$$Mt_{EF} = 6,954 \text{ KN.m.}$$

**f- Etude de la travée FG:**

$$Mt_{FG} + (M_F + M_G)/2 \geq (1+0,3\alpha) M_{06} \quad \text{et} \quad (1+0,3\alpha) \geq 1,05.$$

$$Mt_{FG} + (4,334+3,803)/2 \geq 1,064 \times 7,606 = 8,093 \text{ KN.m} \Rightarrow Mt_{FG} \geq 4,024 \text{ KN.m.}$$

$$Mt_{FG} \geq 0,632 \times 7,606 = 4,807 \text{ KN.m.}$$

$$Mt_{FG} = 4,807 \text{ KN.m.}$$

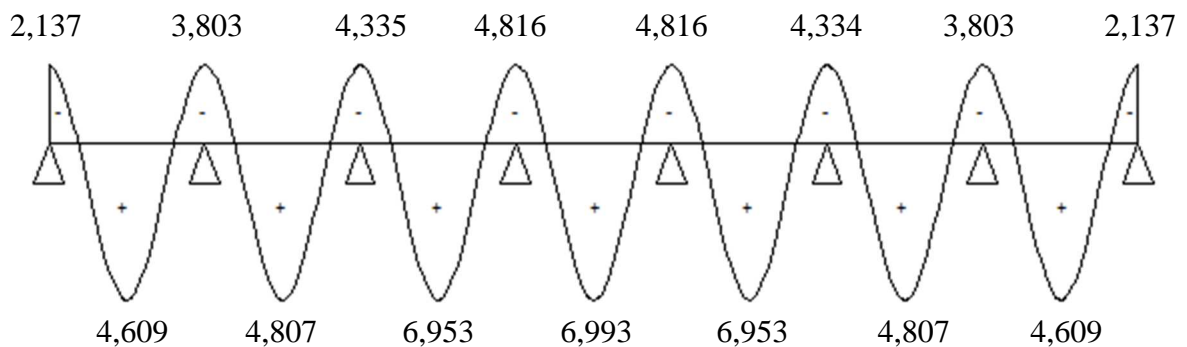
**j- Etude de la travée GH:**

$$Mt_{GH} + (M_G + M_H)/2 \geq (1+0,3\alpha) M_{07} \quad \text{et} \quad (1+0,3\alpha) \geq 1,05.$$

$$Mt_{GH} + (3,803+2,137)/2 \geq 1,064 \times 7,123 = 7,579 \text{ KN.m} \Rightarrow Mt_{GH} \geq 4,609 \text{ KN.m.}$$

$$Mt_{GH} \geq 0,632 \times 7,123 = 4,502 \text{ KN.m.}$$

$$Mt_{GH} = 4,609 \text{ KN.m.}$$



**Figure III-18 : diagramme des moments fléchissant aux appuis et en travées à l'ELU**

**3-Calcul des efforts tranchants:****a- Etude de la travée AB:**

$$V(x) = \theta(x) + (M_{i+1} - M_i) / l$$

$$V_A = 6,332 \times 3/2 + (3,803 - 2,137)/3 = 10,053 \text{ KN.}$$

$$V_B = -6,332 \times 3/2 + (3,803 - 2,137)/3 = -8,665 \text{ KN.}$$

$$V_A = 10,053 \text{ KN.}$$

$$V_B = -8,943 \text{ KN}$$

**b- Etude de la travée BC:**

$$V(x) = \theta(x) + (M_{i+1} - M_i) / l$$

$$V_B = 6,332 \times 3,1/2 + (4,335 - 3,803)/3,1 = 9,986 \text{ KN.}$$

$$V_C = -6,332 \times 3,1/2 + (4,335 - 3,803)/3,1 = -9,643 \text{ KN.}$$

$$V_B = 9,986 \text{ KN.}$$

$$V_C = -9,643 \text{ KN}$$

**c- Etude de la travée CD:**

$$V(x) = \theta(x) + (M_{i+1} - M_i) / l$$

$$V_C = 6,332 \times 3,7 / 2 + (4,816 - 4,335)/3,7 = 11,844 \text{ KN.}$$

$$V_D = -6,332 \times 3,7 / 2 + (4,816 - 4,335)/3,7 = -11,584 \text{ KN.}$$

$$V_C = 11,844 \text{ KN.}$$

$$V_D = -11,584 \text{ KN}$$

**d- Etude de la travée DE:**

$$V(x) = \theta(x) + (M_{i+1} - M_i) / l$$

$$V_D = 6,332 \times 3,9/2 + (4,816 + 4,816)/3,9 = 12,347 \text{ KN.}$$

$$V_E = -6,332 \times 3,9/2 + (4,816 - 4,816)/3,9 = -12,347 \text{ KN.}$$

$$V_D = 12,347 \text{ KN.}$$

$$V_E = -12,347 \text{ KN}$$

**e- Etude de la travée EF:**

$$V(x) = \theta(x) + (M_{i+1} - M_i) / l$$

$$V_E = 6,332 \times 3,7/2 + (4,335 + 4,816)/3,7 = 11,584 \text{ KN.}$$

$$V_F = -6,332 \times 3,7/2 + (4,334 + 4,816)/3,7 = -11,844 \text{ KN.}$$

$$V_E = 11,584 \text{ KN.}$$

$$V_F = -11,844 \text{ KN}$$

**f- Etude de la travée FG:**

$$V(x) = \theta(x) + (M_{i+1} - M_i) / l$$

$$V_F = 6,332 \times 3,1/2 + (3,803-4,335)/3,1 = 9,643 \text{ KN.}$$

$$V_G = -6,332 \times 3,1/2 + (3,803-4,335)/3,1 = -9,986 \text{ KN.}$$

$$V_F = 9,643 \text{ KN.}$$

$$V_G = -9,986 \text{ KN}$$

**g- Etude de la travée GH:**

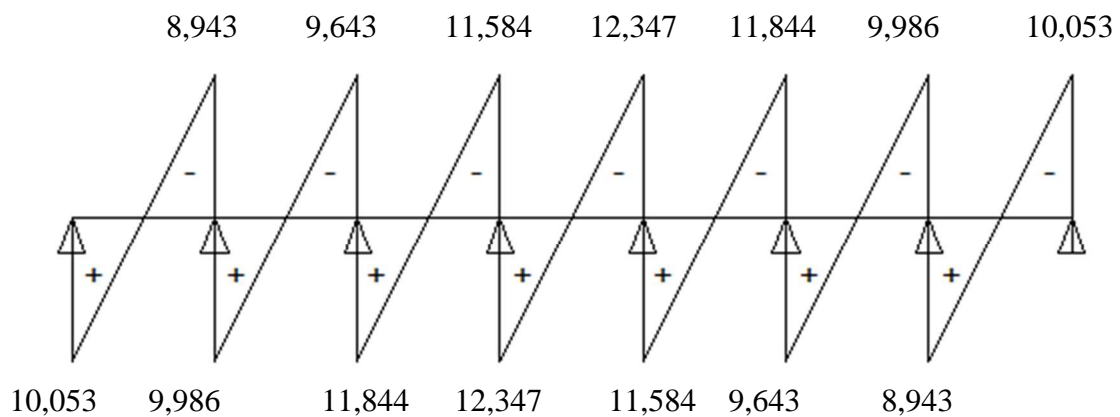
$$V(x) = \theta(x) + (M_{i+1} - M_i) / l$$

$$V_G = 6,332 \times 3/2 + (2,137-3,803)/3 = 8,943 \text{ KN.}$$

$$V_H = -6,332 \times 3/2 + (2,137-3,803)/3 = -10,053 \text{ KN.}$$

$$V_G = 8,943 \text{ KN.}$$

$$V_H = -10,053 \text{ KN}$$



**Figure III-19 : diagramme des efforts tranchants à l'ELU**

**N.B :**

On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées en utilisant le moment maximum qui correspond à la plus grande travée

$$M_{t \max} = 8,234 \text{ KN.m et } M_{a \max} = 5,418 \text{ KN.m}$$

**-Caractéristiques géométriques de la section de calcul :**

b = 65 cm (largeur de la table de compression)

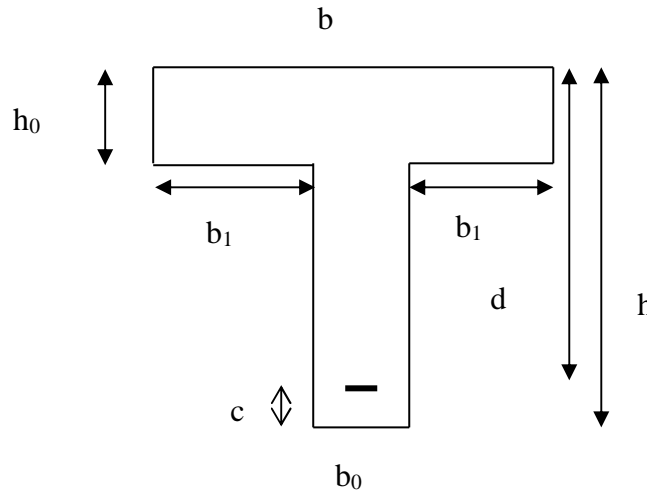
h = 20 cm (hauteur total de plancher)

$b_0 = 12 \text{ cm}$  (largeur de la nervure)

$h_0 = 4 \text{ cm}$  (épaisseur de la table de compression)

$c = 2 \text{ cm}$  (enrobage des armatures inférieurs)

$d = 18 \text{ cm}$  (distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibre la plus comprimée).



**Section de calcul de la poutrelle après Coulage de la dalle de compression (Section en T)**

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

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{1,5} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ Mpa}$$

$M_0$  : Moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \cdot 10^3 \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 59,072 \text{ KN.m}$$

$M_f = 8,234 \text{ KN/m} < M_0 = 59,072 \text{ KN/m} \rightarrow$  Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé, la section en T se calcule exactement comme une poutre rectangulaire de largeur "b" et de hauteur "h".

**→ Calcul des armatures longitudinales :**

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{8,234}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,0275 < 0,392 \dots \text{SSA} \rightarrow (\text{Asc} = 0).$$

$$\mu = 0,0275 \rightarrow \beta = 0,986 \text{ (du tableau de BAEL)}$$

-Les armatures nécessaires (traction) :

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{8,234 \times 10^2}{0,986 \times 18 \times 38,4} = 1,208 \text{ cm}^2$$

On adopte  $A_{st} = 2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2$

**Aux appuis :**

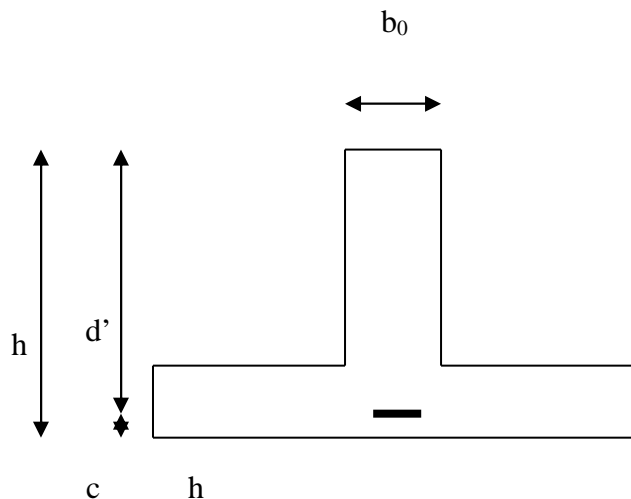
Les moments aux appuis sont négatifs, donc on renverse la section en T et on considère les moments positifs.

$$b_0 = 12\text{cm}$$

$$c = 2\text{cm}$$

$$h = 20\text{cm}$$

$$d' = 18\text{cm}$$



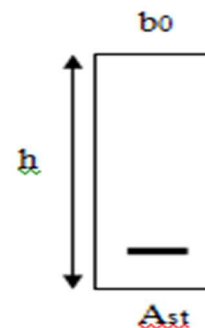
Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension  $b_0 \times h$

$$\text{-Moment réduit : } \mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d'^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5,418}{0,12 \cdot (0,18)^2 \cdot 14,2 \cdot 10^3} = 0,0981$$

$$\mu = 0,0981 < 0,392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow A_{sc} = 0\text{cm}^2$$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction

$$\mu = 0,0981 \rightarrow \beta = 0,948$$



$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d' \cdot f_{su}} = \frac{5,418 \times 10^2}{0,948 \times 18 \times 34,8} = 0,912 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_{st} = 1HA12 = 1,13 \text{ cm}^2$

**Calcul des armatures transversales :**

- **Diamètre des aciers transversaux (RPA99/2003-Art :7-2-2) :**

Il faut vérifier que :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \{ 10 ; 5,71 ; 10 \}$$

On adopte un diamètre  $\phi_t = 6$  mm

- **La section des armatures transversales :**

$$A_t = 2\phi_6 = 0,56 \text{ cm}^2$$

- **L'espace entre les cadres :**

$$S_{t1} = \min (0,9d, 40 \text{ cm}) = \min (16,2; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

Nous prendrons  $s_t = 15$  cm

-La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante:

$$A_t \cdot f_e / b_0 \cdot S_t \geq 0,5 \text{ Mpa.}$$

$$0,56 \times 10^2 \times 400 / 120 \times 150 = 1,24 \text{ Mpa} > 0,5 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**Remarque:**

*Le premier plan d'armatures transversales est placé à une distance de l'appui égal à  $S_t / 2 = 7,5$  cm.*

**- Vérification de la contrainte d'adhérence:**

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{se} = V_u / 0,9 d \sum u_i \quad \text{avec } \sum u_i: \text{ somme des périmètres utiles des armatures.}$$

$$\tau_{se} = 12,063 \times 10^3 / 0,9 \times 180 \times 37,68 = 1,976 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**- Ancrage des barres:**

$$\tau_s = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa.}$$

$$\text{-La longueur de scellement droit: } L_s = \Phi f_e / 4 \tau_s = 1,2 \times 400 / 4 \times 2,835 = 42,33 \text{ cm.}$$

$$\text{-La longueur d'ancrage mesurée hors crochets: } L_c = 0,4 L_s = 0,4 \times 42,33 = 16,93 \text{ cm.}$$

**- Vérification à L'ELS:**

La combinaison de charges est:  $q_s = G + Q$

$$q_s = (5,55 + 1,5) \times 0,65 = 4,583 \text{ KN/ml.}$$

Après application de la méthode forfaitaire, nous obtenons les valeurs suivantes:

**- Moments fléchissant:**

**-Sur appuis:**  $M_{a \max} = 3,921 \text{ KN.m.}$

**-En travées:**  $M_{t \max} = 6,351 \text{ KN.m.}$

**- Efforts tranchants:**

$V_{U \max} = 9,227 \text{ KN.}$

**• Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{M_t^s l^2}{10 \times E_U I_{fv}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3600}{500} = 7.2 \text{ mm}$$

$\bar{f}$  : La flèche admissible.

$M_t^s$  : Moment fléchissant max à l'ELS.

$E_U$  : Le module de déformation déferé :

$$E_U = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 3700^3 \sqrt{25} = 10818.86 \text{ MPa}$$

$I$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée

$I_f$  : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.  $I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \lambda_v}$

$I_0$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au CDG

$\mu, \lambda_v$  : Coefficients.

$A_s$  : section d'armatures tendues ;

$y_1$  : position de l'axe neutre :  $y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$  avec :

$S_{xx}$  : moment statique par rapport à l'axe XX passant par le centre de gravité de la section ;

$$B_0 = b_0 (h - h_0) + bh_0 + n A_t = 12 \times (20-4) + 65 \times 4 + 15 \times 1,13 = 468,95 \text{ cm}^2$$

$B_0$  : section du béton ;

$$S_{xx} = b_0 h \frac{h}{2} + (b - b_0) h_0 \frac{h_0}{3} + 15 A_t d$$

$$S_{xx} = 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65-12) \times 4 \times \frac{4}{3} + 15 \times 1,13 \times 18 = 2987,76 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{2987,76}{468,95} = \mathbf{6,37 \text{ cm}}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 6,37 = \mathbf{13,63 \text{ cm}}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[ A_s \left( \frac{h}{2} - c \right)^2 + A'_s \left( \frac{h}{2} - c \right)^2 \right]$$

Dans notre cas  $A'_s = 0$  :

$$I_0 = \frac{65 \times 20^3}{12} + 15 \left[ 1,13 \left( \frac{20}{2} - 2 \right)^2 \right] = \mathbf{44418,13 \text{ cm}^4}$$

$\rho$  : le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures)

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{1,13}{12 \times 18} = \mathbf{0.0052}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^S}{\beta d A_t} = \frac{6,351 \times 10^6}{0,804 \times 180 \times 1,13} = \mathbf{38836,05 \text{ MPa}}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left( 2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) 0,0052} = \mathbf{0.0209}$$

$$\mu = \text{Max} \left\{ 0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} \right\} = \text{Max} \left\{ 0 ; 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0052 \times 38836,05 + 2,1} \right\} = \text{Max} \left\{ 0 ; 0,995 \right\} = 0,995$$

$$I_f = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu \lambda_v} = \frac{1,1 \times 44418,13}{1 + 0,995 \times 0,0209} = \mathbf{47864,57 \text{ MPa}}$$

$$f = \frac{M_t^S l^2}{10 \times E_U I_{fv}} = \frac{6,351 \times 10^6 \times 3600^2}{10 \times 10818,86 \times 47864,57 \times 10^4} = \mathbf{1.59 \text{ mm}}$$

$f = 1,59 \text{ mm} \leq \bar{f} = 7,2 \text{ mm}$  donc la condition de la flèche est vérifiée.

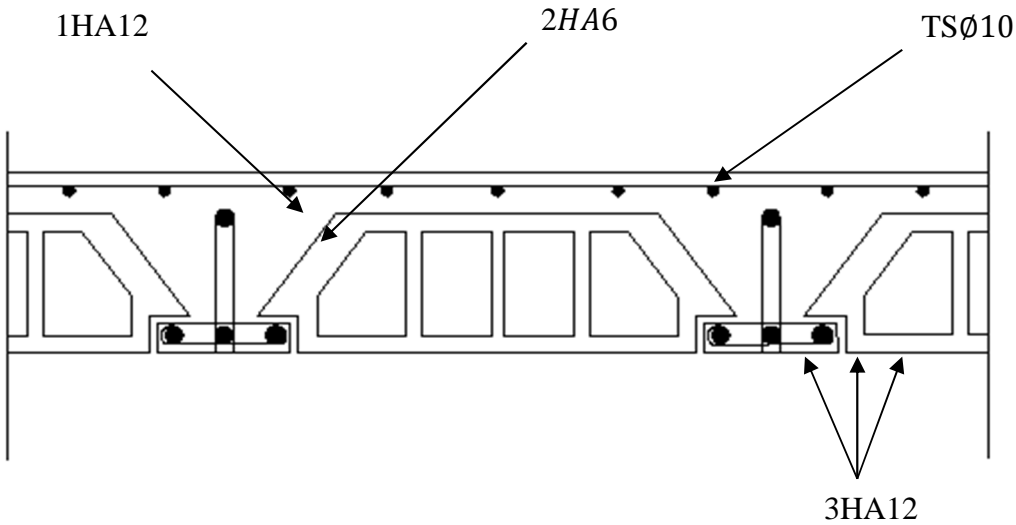


Figure III-20 : Plan de ferrailage du plancher en corps creux.

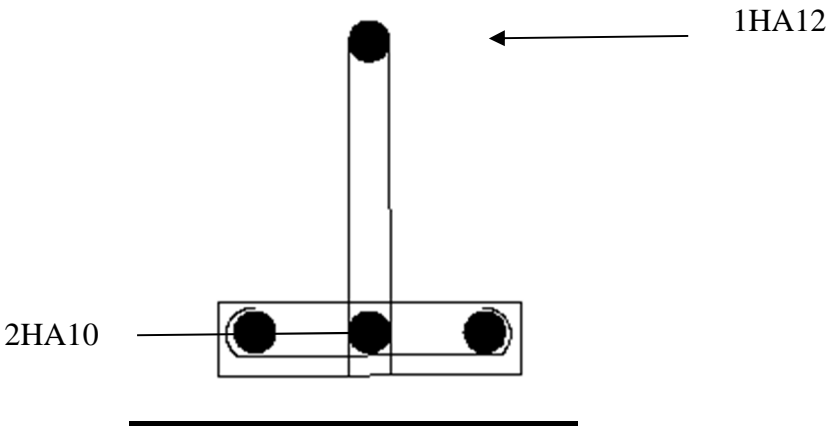


Figure III-21 : Plan de ferrailage de poutrelles.

### III-3) les dalles pleines (Balcons) :

#### III-3-1) Introduction :

Un balcon est un élément de structure réalisé en dalle pleine, avec un garde-corps de hauteur  $H = 1$  m en brique creuse de 10 cm d'épaisseur, il est assimilé à une console encastree à une extrémité, il subit des charges et surcharges, le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur.

#### III-3-2) Dimensionnement :

Largeur : 1,30 m  
Longueur : 3,70 m  
Epaisseur : 15 cm

-Epaisseur de balcon (dalle pleine) :  $e \geq \frac{l}{10} = \frac{130}{10} = 13\text{cm}$

On prend une épaisseur  $e = 15$  cm.

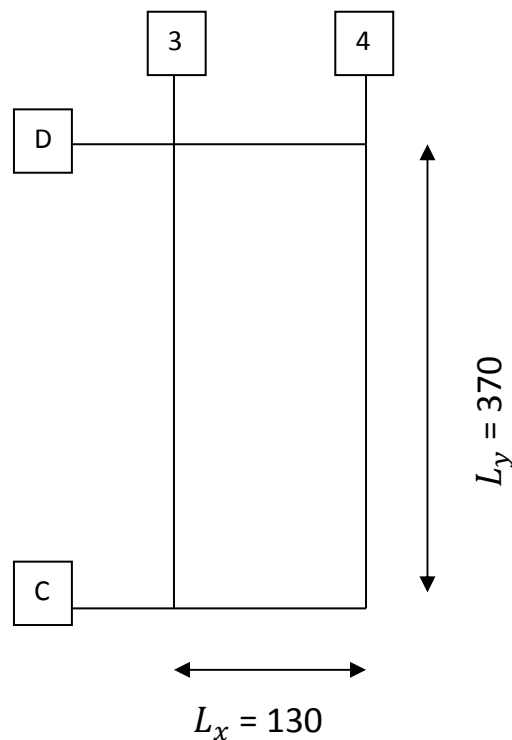


Figure III-22 : Schéma statique de la dalle pleine

**III-3-3) Charges et surcharges :**

**Les charges permanentes :**

- Poids propre de la dalle pleine :  $25 \times 0,15 \times 1 = 3,75 \text{ KN/ml}$
- Couche de sable (ep = 3 cm) :  $0,03 \times 22 = 0,66 \text{ KN/ml}$
- Mortier de pose (ep = 3 cm) :  $0,03 \times 18 = 0,54 \text{ KN/ml}$
- Revêtement en carrelage (ep = 2 cm) :  $0,02 \times 22 = 0,44 \text{ KN/ml}$
- Enduit de ciment (ep = 2 cm) :  $0,02 \times 10 = 0,2 \text{ KN/ml}$
- Maçonnerie en brique creuse (ep = 10 cm) :  $0,1 \times 9 = 0,90 \text{ KN/ml}$

$$G1 = 6,49 \text{ KN /ml}$$

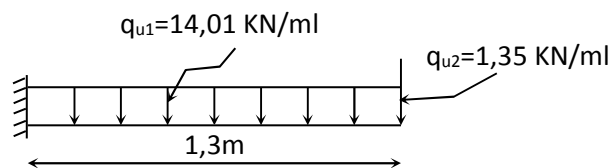
- Poids propre du garde-corps :  $G2 = 1 \text{ KN/ml}$
- Les surcharges d'exploitation :  $Q = 3,5 \text{ KN/ml}$

**III-3-4) Les combinaisons de charges :**

$$\text{ELU : } \rightarrow \left( \begin{array}{l} q_{u1} = 1,35G1 + 1,5Q = 1,35 \times 6,49 + 1,5 \times 3,5 = 14,01 \text{ KN/ml} \\ q_{u2} = 1,35G2 = 1,35 \times 1 = 1,35 \text{ KN/ml} \end{array} \right)$$

$$\text{ELS : } \rightarrow \left( \begin{array}{l} q_{s1} = G1 + Q = 6,49 + 3,5 = 9,99 \text{ KN/ml} \\ q_{s2} = G2 = 1 \text{ KN/ml} \end{array} \right)$$

**III-3-5) Calcul à l'ELU :**



$$\text{Soit : } M_u = \frac{q_{u1}l^2}{2} + q_{u2} \times l = \frac{14,01 \times 1,3^2}{2} + 1,35 \times 1,3 = 13,593 \text{ KN.m}$$

**Effort tranchant :**

$$V_u = q_{u1}l + q_{u2} = 14,01 \times 1,3 + 1,35 = 19,563 \text{ KN}$$

**Calcul de la section d'armatures à la flexion simple :**

$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{13,593 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,0566 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,056 \rightarrow \alpha = 0,0721 \rightarrow \beta = 0,971$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{13,593 \times 10^6}{0,971 \times 130 \times 34800} = 3,09 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA10  $\rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2$ ,  $S_{t1} = 25 \text{ cm}$

**Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA8  $\rightarrow A_r = 2,01 \text{ cm}^2$ ,  $S_{t2} = 25 \text{ cm}$

**III-3-6) Vérification :****- Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 100 \times 130 \times \frac{2,1}{400} = 1,569 \text{ cm}^2$$

Donc  $A_s = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,569 \text{ cm}^2$  «condition vérifiée»

**- Ecartement des barres :**

Pour les armatures principales :  $S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

$$S_{t1} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \text{«condition vérifiée»}$$

Pour les armatures de répartition :  $S_r \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

$$S_{t2} = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \quad \text{«condition vérifiée»}$$

**- Vérification à l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\{0,15f_{c28}, 5 \text{ MPa}\} \quad \text{«Fissuration préjudiciable»}$$

$$\tau_u = \frac{19,563 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,15 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,75 \text{ MPa} \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

- **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{MPa}$$

$$\sum U_i = 5 \pi 10 = 157,079 \text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{19.563 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 157,079} = 1,064 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

- **Vérification à l'E.L.S :**

- **Vérification des contraintes de compression du béton :**

Il faut vérifier que :  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$

$$b_0 \frac{y^2}{2} - n A_s (d - y) = 0 \Leftrightarrow 50y^2 - 3,93(13 - y) \cdot 15 = 0$$

$$\Leftrightarrow 50y^2 + 58,95y - 766,35 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 395,9 \Rightarrow y = 3,369 \text{cm}$$

$$I = 6741,91 \text{ cm}^4$$

$$M_{ser} = \frac{q_{s1} \times l}{2} + q_{s2} \times l = \frac{9,99 \times 1,3}{2} + 1 \times 1,3 = 7,793 \text{KNm}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{7,793 \times 10^6}{67419100} \times 33,69 = 3,89 < 15 \text{MPa} \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \quad n = 1.6 \text{ pour une barre HA.}$$

$$= \min \{ 266.66, 201.633 \} = 201.633 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y_1) = 15 \times \frac{7,793 \times 10^6}{67419100} \times (130 - 33,69) = 166,988 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \quad \Rightarrow \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

- Plan de ferrailage du balcon :

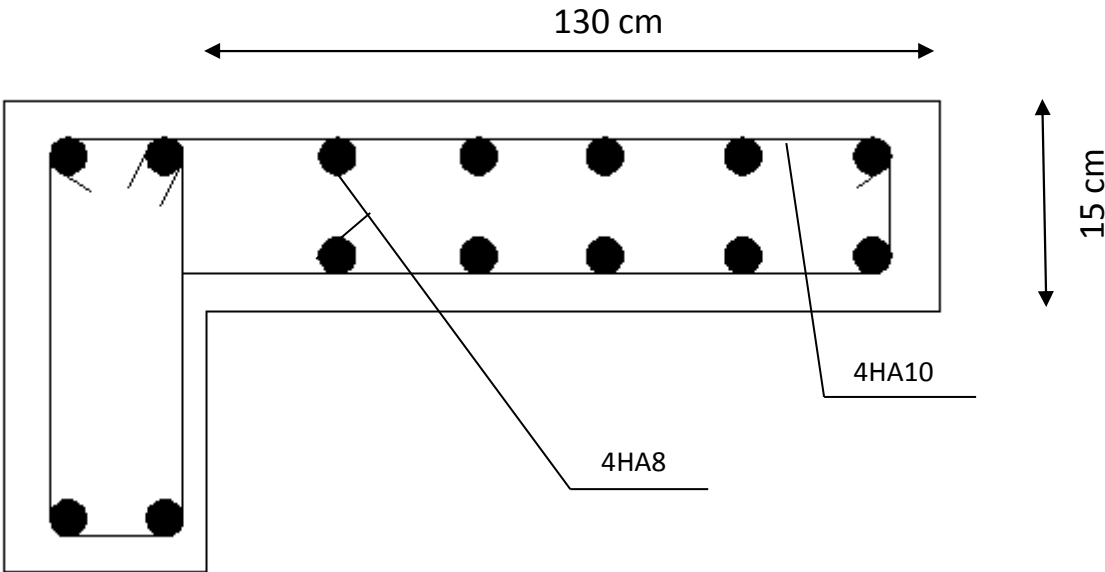


Figure III-23 : Plan de ferrailage du balcon.

### III-4) La dalle de la salle machine :

#### III-4-1) Introduction :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans les quelle l'utilisation des escaliers devient très fatigant.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique ; le contre

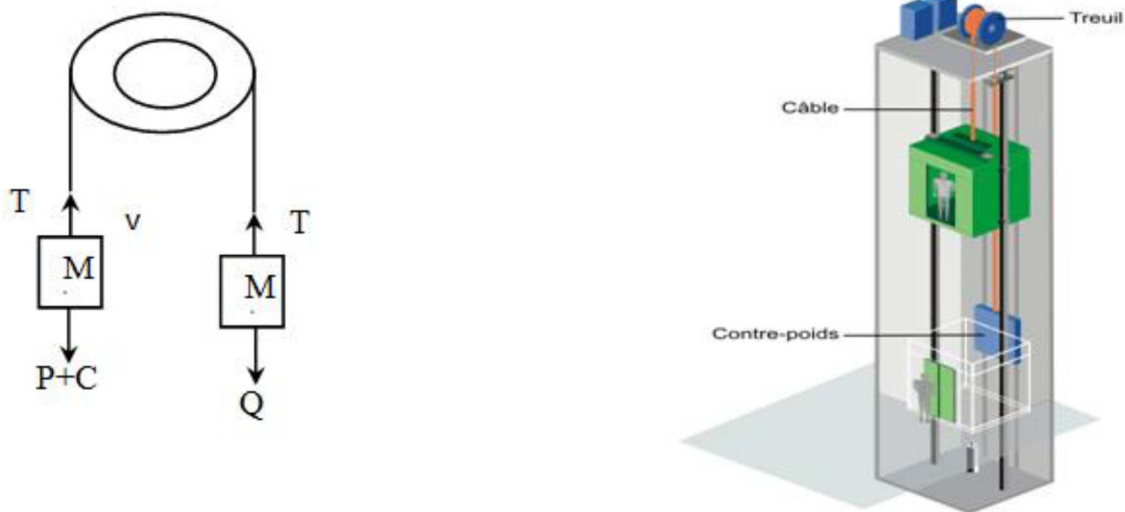


Figure III-24 : Schéma statique et concept d'ascenseur.

#### III-4-2) Dimensionnement :

$$0.4 \leq \rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,8}{1,8} = 1 \leq 1 \Rightarrow \text{Le panneaux travaille dans les deux sens.}$$

$$0.4 \leq \rho_x \leq 1 \Rightarrow e_x \geq \frac{l_x}{30} \geq \frac{1,8}{30} \Rightarrow e_p \geq 6 \text{ cm}$$

Alors on opte pour  $e_p = 15 \text{ cm}$ .

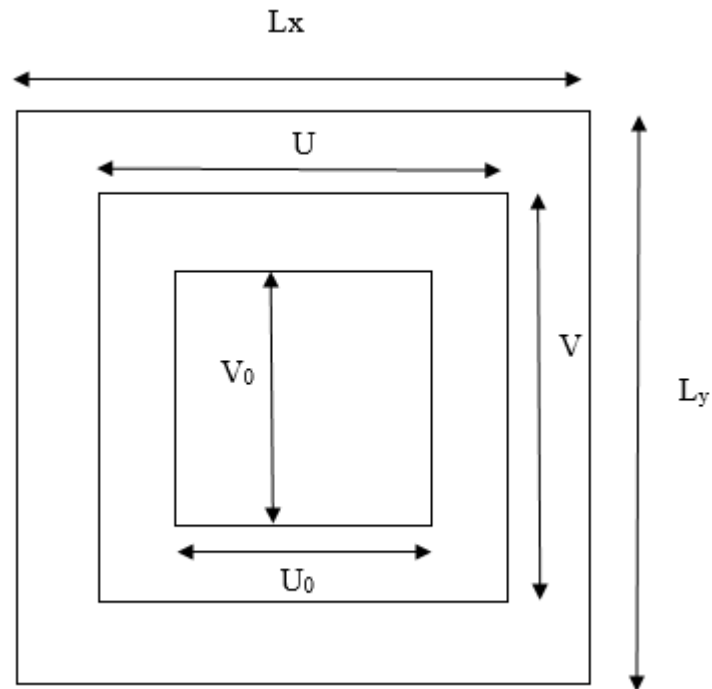


Figure III-25 : dimensions du rectangle sur lequel s'applique la charge

### III-4-3) Détermination des sollicitations :

#### a. Rectangle d'impact : (Pratique du BAEL 91)

$$. U = u_0 + h_0 + 2\xi h_1$$

$$. V = v_0 + h_0 + 2\xi h_1$$

Où :

.  $h_0$  : épaisseur de la dalle.

.  $h_1$  : épaisseur de revêtement (5 cm).

.  $\xi = 1$  pour un revêtement en béton.

.  $\xi = 0.75$  pour un revêtement moins résistant.

Donc :

$$. U = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105 \text{ cm.}$$

$$. V = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105 \text{ cm.}$$

**b. Calcul des moments fléchissant  $M_x$  et  $M_y$** 

$$.M_x = P. (M_1 + \nu M_2)$$

$$. M_y = P. (M_2 + \nu M_1)$$

**Avec :**

.  $\nu$  : Coefficient de poisson.

.  $M_1$  et  $M_2$  : Coefficient déterminés à partir des abaques de **PIGIAUD** en fonction de  $\frac{U}{l_x}$ ,  $\frac{V}{l_y}$  et  $\rho$

$$\frac{U}{l_x} = \frac{105}{180} = 0.58 ; \frac{V}{l_y} = \frac{105}{180} = 0.58 ; \rho = 1.$$

. À partir des abaques de **PIGEAUD** après une interpolation on aura :  $M_1 = 0,0788$  et  $M_2 = 0,0788$ . Donc :

. **À l'ELU ( $\nu = 0$ ) :**

$$. M_{x1}^u = 1.35. P (M_1) = 1.35 \times 100 \times 0.0788 = 10.638 \text{ KN.m}$$

$$. M_{y1}^u = 1.35. P (M_2) = 1.35 \times 100 \times 0.0788 = 10.638 \text{ KN.m}$$

. **À l'ELS ( $\nu = 0.2$ ):**

$$. M_{x1}^s = P. (M_1 + 0.2M_2) = 100 \times (0.0788 + 0.2 \times 0.0788) = 9,456 \text{ KN.m}$$

$$. M_{y1}^s = P. (M_2 + 0.2M_1) = 100 \times (0.0788 + 0.2 \times 0.0788) = 9,456 \text{ KN.m}$$

**c. Moment dus au poids propre de la dalle pleine**

Les moments au centre du panneau et pour une bande de 1 m sont donnée par :

$$. \text{Sens } l_x \text{ (Petite portée)} : M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

$$. \text{Sens } l_y \text{ (Grande portée)} : M_y = \mu_y \cdot M_x$$

En utilisant les tables BAEL (Annexe 3), on tire les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  en fonction du rapport  $\rho_x = \frac{l_x}{l_y}$ , donc :

**. À l'ELU ( $v = 0$ )**

. Pour  $\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = 1$  ;  $\mu_x = 0,0368$  ;  $\mu_y = 1,00$

{ . Poids propre de la dalle pleine :  $G = (25 \times 0,15 + 22 \times 0,05) \times 1 = 4,85$  KN/ml  
 . Surcharge d'exploitation :  $Q = 1$  KN/ml

.  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1 = 8,047$  KN/m

**. Calcul des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU**

.  $M_{x2}^u = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0,0368 \times 8,047 \times (1,80)^2 = 0,959$  KN.m

.  $M_{y2}^u = \mu_y \cdot M_{x2}^u = 1 \times 0,959 = 0,959$  KN.m

**. À l'ELS ( $v = 0,2$ ):**

. Pour  $\rho_y = 1$  ;  $\mu_x = 0,0442$  ;  $\mu_y = 1,00$

.  $q_u = G + Q = 4,85 + 1 = 5,85$  KN/m

**. Calcul des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELS**

.  $M_{x2}^s = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0,0442 \times 5,85 \times (1,80)^2 = 0,838$  KN.m

.  $M_{y2}^s = \mu_y \cdot M_{x2}^s = 1 \times 0,838 = 0,838$  KN.m

**. Superposition des moments****. À l'ELU**

.  $M_x = M_{x1}^u + M_{x2}^u = 10,638 + 0,959 = 11,597$  KN.m

.  $M_y = M_{y1}^u + M_{y2}^u = 10,638 + 0,959 = 11,597$  KN.m

**. À l'ELS**

.  $M_x = M_{x1}^s + M_{x2}^s = 9,456 + 0,838 = 10,294$  KN.m

.  $M_y = M_{y1}^s + M_{y2}^s = 9,456 + 0,838 = 10,294$  KN.m

**Remarque**

Afin de tenir compte du semi-encastrement de la dalle aux niveaux des appuis, les moments calculés seront minorés en leur affectant le coefficient (0.85) en travée et (- 0.3) aux appuis.

**À l'ELU**

**En travée**

.  $M_x^t = 0.85 \times 11,597 = 9,857 \text{ KN.m}$

.  $M_y^t = 0.85 \times 11,597 = 9,857 \text{ KN.m}$

**Aux appuis**

.  $M_x^a = - 0.3 \times 11,597 = - 3,479 \text{ KN.m}$

.  $M_y^a = - 0.3 \times 11,597 = - 3,479 \text{ KN.m}$

**III-4-4) Calcul des armatures à l'ELU**

Le calcul se fera à l'ELU en flexion simple et pour une bande de (1 m) de largeur avec :

.  $\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{M \cdot 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2}$

. A partir des abaques la valeur de  $\beta$  est déterminée en fonction de  $\mu$ .

.  $A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{M \cdot 10^3}{\beta \cdot 13 \times 348}$

Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III-1 : Résultats de ferrailage de la dalle d'ascenseur.**

Zone	Sens	M <sub>u</sub> (KN.m)	$\mu$	$\beta$	A (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)	
En travée	x-x	9,857	0,041	0,9795	2,22	4HA10	3,14	25
	y-y	9,857	0,041	0,9795	2,22	4HA10	3,14	25
Aux appuis	x-x	-3,479	0,0144	0,993	0,77	4HA8	2,01	25
	y-y	-3,479	0,0144	0,993	0,77	4HA8	2,01	25

La dalle est soumise à des charges concentrées, toutes les armatures de flexion sont situées dans la région centrale du panneau seront prolongées jusqu'aux appuis, et ancrées au-delà du contour théorique de la dalle.

### III-4-5) Vérification à l'ELU :

#### a. Condition de non fragilité (BAEL 91/B.7.4)

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminées à partir d'un pourcentage de référence  $W_0$  qui dépend de la nuance de l'acier, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

#### . Armature inférieures (sens x-x)

$$. W_x \geq W_0 \cdot \frac{3-\rho}{2}$$

$$. W_x = \frac{A_x}{b \cdot h}$$

Avec :

.  $A_{\min}$  : Section minimale des armatures.

.  $W_0$  : Taux d'acier minimal (acier HA FeE400) = 0.0008.

.  $S$  : Section totale du béton.

$$. W_0 \cdot \frac{3-\rho}{2} = 0.0008 \times \frac{3-1}{2} = 0.0008$$

$$A_x \geq W_x \cdot (b \times h) = 0.0008 \times (15 \times 100) = 1.2 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad A_x^{\min} = 1.2 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_x^t = 4,52 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,23 \text{ cm}^2$$

#### . Armature supérieures (sens y-y) :

$$. W_y = \frac{A_y}{b \cdot h} \geq W_0 = 0.0008$$

$$. A_y \geq W_0 \cdot (b \times h) = 0.0008 \times (15 \times 100) = 1.20 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad A_y^{\min} = 1.20 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_y^t = 4,52 \text{ cm}^2 > A_y^{min} = 1,20 \text{ cm}^2$$

**b. Diamètre maximal des barre (BAEL 91/ A.7.2.1) :**

On doit vérifier que :  $\phi_{max} \leq \frac{h}{10}$

$$\phi_{max} \leq \frac{150}{10} = 15 \text{ mm.}$$

$\Rightarrow \phi_{adopté} = 10 \text{ mm} < \phi_{max} = 15 \text{ mm.} \Rightarrow \dots\dots\dots$  La condition est vérifiée.

**c. Espacements des barres (BAEL 91/A.8.2.4) :**

Pour une fissuration non préjudiciable et une charge concentrée.

L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

**. Armature inférieures (sens x-x) :**

$$. S_t \leq \min (2h; 25 \text{ cm})$$

.  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (30; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \Rightarrow \dots\dots\dots$  La condition est vérifiée.

**. Armature supérieures (sens y-y) :**

$$. S_t \leq \min (3h ; 33 \text{ cm})$$

**d. Vérification au poinçonnement (BAEL 91/ A.5.2.4) :**

A l'état limite ultime, la force résistante au poinçonnement  $Q_u$  est déterminée par les formules suivantes qui tiennent compte de l'effet favorable du à la présence d'un ferrailage horizontal :

$$Q_u \leq \frac{0.045.U_c .h.f_{cj}}{\gamma_b}$$

. Avec :

.  $Q_u$  : Charge de calcul à l'ELU.

.  $h$  : L'épaisseur totale de la dalle.

.  $U_c$  : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen

$$[U_c = 2(U + V) = 2(1,05 + 1,05)] = 4,2 \text{ m.}$$

. **Donc :**

$$. Q_u = 1,35 \times 100 = 135 \text{ KN}$$

$$. \bar{Q}_u = \frac{0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times 25000}{1,5} = 472,5 \text{ KN}$$

**D'où :  $Q_u = 135 \text{ KN} < \bar{Q}_u = 472,5 \text{ KN} \Rightarrow$**  La condition est vérifiée (Aucun armature transversale n'est nécessaire).

**e. Vérification de la contrainte tangentielle (BAEL 91/ A.5.2.2)**

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge (milieu), avec :

. **Au milieu de  $L_x$  :**

$$. V_u = \frac{P}{3 \cdot l_y} \times l$$

$$. V_u = \frac{135}{3 \times 1,8} \times 1 = 25 \text{ KN}$$

. **Au milieu de  $L_y$  :**

$$. V_u = \frac{P}{2l_y + l_x} \times l$$

$$. V_u = \frac{135}{2 \times 1,8 + 1,8} \times 1 = 25 \text{ KN}$$

. **Donc :**

$$. \tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \cdot d}$$

$$. \tau_u = \frac{25 \cdot 10^3}{1000 \times 130} = 0,192 \text{ Mpa}$$

$$. \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$. \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ Mpa}$$

. **D'où :  $\tau_u = 0,192 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ Mpa} \Rightarrow$** ..... La condition est vérifiée.

**III-4-5) Vérification à l'ELS**

Les moments calculés précédemment, seront multipliée par (0.85) en travée et (-0.3) aux appuis.

. **En travée**

.  $M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 10,294 = 8.75 \text{ KN.m}$

.  $M_y^t = 0,85 \times M_y = 0.85 \times 10.294 = 8.75 \text{ KN.m}$

. **Aux appuis :**

.  $M_x^a = - 0.3 \times M_x = - 0.3 \times 10.294 = - 3.08 \text{ KN.m}$

.  $M_y^t = - 0.3 \times M_y = - 0.3 \times 10.294 = - 3.08 \text{ KN.m}$

**a) Ferrailage des armatures à l'ELS :**

Le calcul se fera à l'ELS en flexion simple et pour une bande de (1 m) de largeur avec :

.  $\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{M \cdot 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2}$

. A partir des abaques la valeur de  $\beta$  est déterminée en fonction de  $\mu$ .

.  $A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{M \cdot 10^3}{\beta \cdot 13 \times 348}$

Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III-2 : Résultats du calcul de ferrailage des armatures. (ELS) :**

Zone	Sens	M <sub>s</sub> (KN.m)	$\mu$	$\beta$	A (cm <sup>2</sup> )
En travée	x-x	8,75	0,036	0,982	1,97
	y-y	8,75	0,036	0,982	1,97
Aux appuis	x-x	- 3,08	0,013	0,9935	0,68
	y-y	- 3,08	0,013	0,9935	0,68

⇒ Le ferrailage adopté à l'ELU est suffisant.

**Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification n'est nécessaire (BAEL 91/ A.4.5.3).

**Etat limite de déformation**

Dans le cas d'une dalle appuyée sur quatre coté, on peut se dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes sont respectées (BAEL 91/ B.7.5) :

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_x^t}{20 \cdot M_x} ; \quad \frac{A_x}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e}$$

. **Donc :**

$$\frac{h}{l_x} = \frac{15}{180} = 0,08 > \frac{M_x^t}{20 \cdot M_x} = \frac{8,75}{20 \times 10,294} = 0.0014 \Rightarrow \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A_x}{b \cdot d} = \frac{4,52}{100 \times 13} = 0,0035 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \Rightarrow \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

. **D'où :** les deux conditions sont vérifiées. Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire la flèche est vérifiée.

**III-4-6) Conclusion**

Le ferrailage retenu pour la dalle de la salle machine est le suivant :

. **Sens x-x**

. **4HA10/ml** ⇒ Pour le lit inférieur (En travée) avec ( $S_t = 25$  cm).

. **4HA8/ml** ⇒ Pour le lit supérieur (Aux appuis) avec ( $S_t = 25$  cm).

. **Sens y-y**

. **4HA10/ml** ⇒ Pour le lit inférieur (En travée) avec ( $S_t = 25$  cm).

. **4HA8/ml** ⇒ Pour le lit supérieur (Aux appuis) avec ( $S_t = 25$  cm).

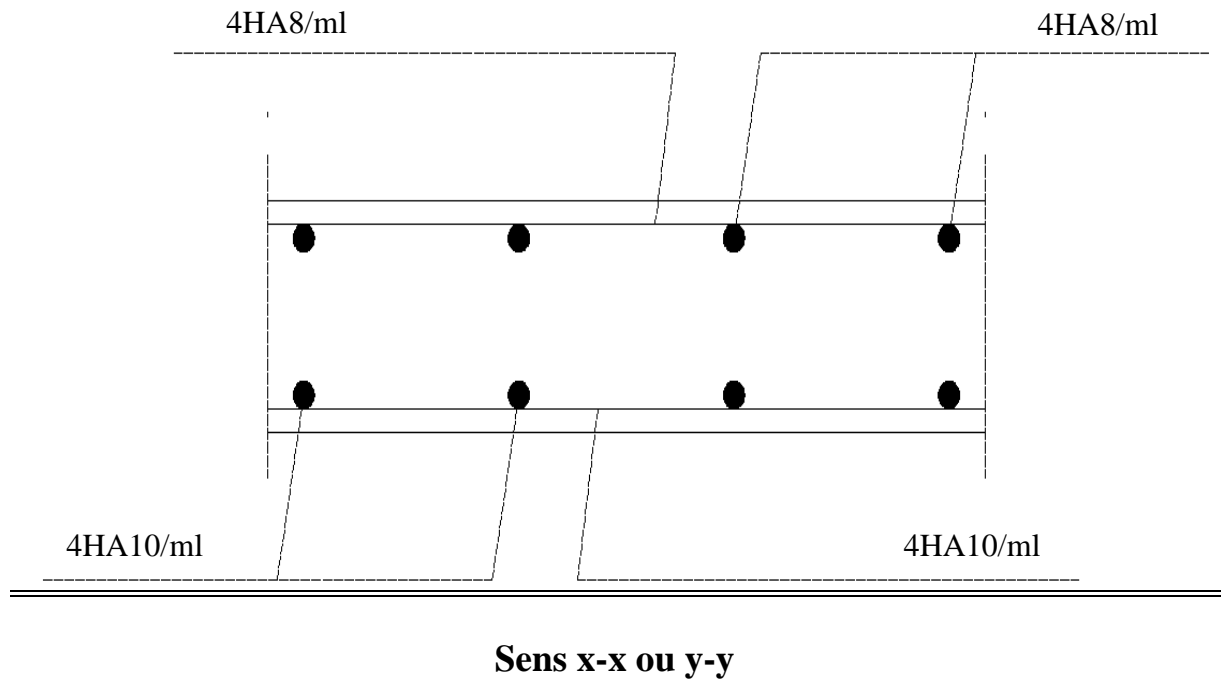


Figure III-26 : Plan de ferrailage de la dalle salle machine

**III-5) Porte-à-faux****III-5-1) introduction :**

Les portes à faux a calculés sont en dalle pleine de 15 cm (voir chapitre 2), ils reposent sur 2 appuis comme montré sur le schéma ci-dessous.

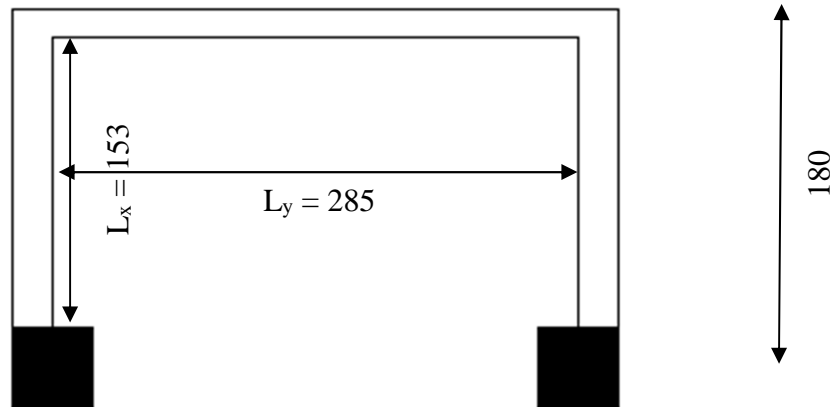


Figure III-27 : Coupe horizontale du porte-à-faux

**III-5-2) Détermination des charges et surcharges :**

Poids de la dalle :  $G = 6.49 \times 1 = 6.49 \text{ KN/ml}$

**a)- Combinaison de charges à l'ELU :**

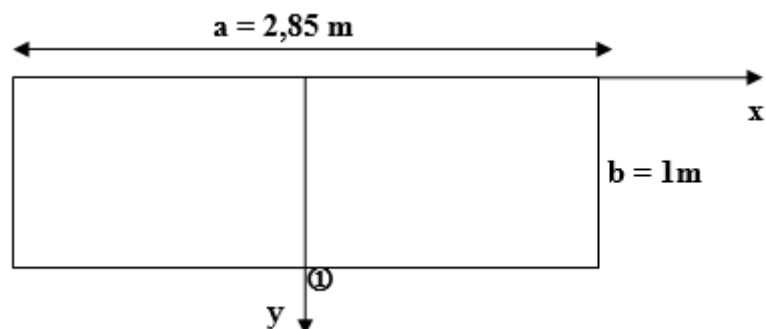
$$q_u = 1.35 G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 6.49 + 1.5 \times 1.5 = 11,01 \text{ KN/ML.}$$

**b)- Calcul des efforts internes :**

Le calcul se fera à l'aide des abaques de **GALERKIN** et **HAHN** (voir aide-mémoire RDM **Dunod**)

Afin de faciliter les calculs nous allons considérer un panneau de dalle rectangulaire reposant sur 3 appuis comme montré dans le schéma ci-dessous :



$$\rho = \frac{b}{a} = \frac{1}{2,85} = 0,35$$

Par interpolation on trouve :  $\beta_1 = 0,0355$  ;  $\beta_3 = 0,0155$  ;  $\lambda_1 = 0,23$  ;  $\lambda_2 = 0,545$

### A) Moments fléchissant :

**Autour de l'axe xx** : le moment est max au niveau du point ⓐ

$$M_x^{\max} = \beta_1 \cdot q \cdot a^2 = 0,0355 \times 11,01 \times 2,85^2 = \mathbf{3,175 \text{ KN.m}}$$

**Autour de l'axe yy** : le moment est max au centre du panneau

$$M_y^{\max} = \beta_3 \cdot q \cdot a^2 = 0,0155 \times 11,01 \times 2,85^2 = \mathbf{1,386 \text{ KN.m}}$$

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie  $M_z^{\max}$  par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

**Autour de l'axe xx** :

$$M_x = 0,85 \cdot M_x^{\max} = 0,85 \times 3,175 = \mathbf{2,699 \text{ KN.m}}$$

**Autour de l'axe yy** :

$$M_y = 0,85 \cdot M_y^{\max} = 0,85 \times 1,386 = \mathbf{1,178 \text{ KN.m}}$$

### B) Efforts tranchant:

❖ **Dans le sens yy** :

$$T_x = \lambda_2 \cdot q \cdot a \cdot b = 0,545 \times 11,01 \times 2,85 \times 1 = \mathbf{17,10 \text{ KN}}$$

❖ **Dans le sens xx** :

$$T_y = \lambda_1 \cdot q \cdot a \cdot b = 0,23 \times 11,01 \times 2,85 \times 1 = \mathbf{7,217 \text{ KN}}$$

### III-5-3) Ferrailage de la dalle :

Le calcul se fera à en flexion simple pour une bande de largeur ( $b=1\text{m}$ ) et d'épaisseur ( $e_p=15\text{cm}$ ).

❖ **Armatures dans le sens yy** :

$$\mu_u = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1,178 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times (130)^2} = 0,005 \leq \mu_u = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0,005 \Rightarrow \beta = 0,997!$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{1,178 \times 10^4}{348 \times 130 \times 0.9975} = 0,26 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4HA8=2,01 cm<sup>2</sup>/ml ; Soit 1HA8 tous les 25cm.** →  $S_t = 25 \text{ cm}$

❖ **Armatures dans le sens xx :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{2,699 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times (130)^2} = 0.011 \leq \mu_u = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0,011 \Rightarrow \beta = 0.994:$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{2,699 \times 10^4}{348 \times 130 \times 0.9945} = 0,6 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4HA8=2.01cm<sup>2</sup>/ml ; Soit 1HA8 tous les 25cm.** →  $S_t = 25 \text{ cm}$

**III-5-4) Vérification à l'ELU :**

**A) Espacement des armatures :**

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

**Armatures principales**  $S_t < \min\{3h ; 33\text{cm}\}$

$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérfié}$

**Armatures de répartition**  $S_t < \min\{4h ; 45\text{cm}\}$

$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérfié}$

**B) Condition de non fragilité : (Art B.7.4 /BAEL91)**

❖ **Dans le sens xx :**

Les armatures tendues d'une section soumise à la flexion doivent présenter une section minimale correspondante aux taux d'armatures suivants :

$$W_x > W_0 (3-\rho) / 2$$

Pour les aciers HA 400  $W_0 = 0.0008$

$$W_0 (3-\rho) / 2 = \frac{0.0008 \left(3 - \frac{1}{3.90}\right)}{2} = 0.001$$

$W_x$ : Rapport de la section tendue suivant xx par rapport à la section totale du béton.

$$W_x = \frac{A_x}{S} = \frac{2.01}{100 \times 15} = 0.0013$$

$$W_x > W_0 (3-\rho) / 2 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

❖ Dans le sens yy :

La section minimale suivant yy doit vérifier la condition suivante :

$$W_y > W_0$$

$W_y$ : Rapport de la section tendue suivant yy par rapport à la section totale du béton.

$$W_y = \frac{A_y}{S} = \frac{3.92}{100 \times 15} = 0.0026$$

$$W_y > W_0 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

**C) Contrainte tangentielle : (Art.A.5.2, 2 / BAEL91)**

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$V_{\max} = 17,10 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{17,10 \times 10^3}{1000 \times 130} \quad ; \text{ Donc : } \tau_u = 0.131 \text{ Mpa.}$$

$$0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \dots \dots \dots \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires} \checkmark$$

**D) Entraînement des barres : (Art.A.6.1, 3 / BAEL91)**

Pour qu'il n'y'ait pas entraînement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Calcul de  $\bar{\tau}_{se}$  :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} ; \text{ Avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa.}$$

Calcul de  $\tau_{se}$  :

❖ Dans le sens yy :

$$\sum U_i = 3.14 \times 5 \times 10 = 157 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{7,217 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 157} ; \text{ Donc : } \tau_{se} = 0.39 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{Pas de risque d'entrainement des barres .....Vérifié}$$

❖ Dans le sens xx :

$$\sum U_i = 3.14 \times 4 \times 8 = 100.48 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{17,10 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 100.48} ; \text{ Donc : } \tau_{se} = 1,454 \text{ Mpa.}$$

**E) Longueur du scellement droit : (Art A.6.1, 22 / BAEL91)**

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

Calcul de  $\tau_{su}$  :

$$\tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa.}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35.27 \text{ cm} ; \text{ On prend } L_s = 40 \text{ cm.}$$

Vu que  $L_s$  dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet «  $L_c$  » est au moins égale à **0,4.Ls** pour les aciers H.A.

Donc :

$$L_c = 0,4 \times 40 L_c \rightarrow \text{cm}$$

### III-5-5) Vérification à l'ELS :

#### A) Combinaison de charges à l'ELS :

$$q_s = 6,49 + 1,5 = 7,99 \text{ KN/ml}$$

#### B) Moments fléchissant :

❖ Autour de l'axe xx : le moment est max au niveau du point □

$$M_x^{\max} = \beta_1 \cdot q \cdot a^2 = 0,0355 \times 7,99 \times 2,85^2 = 2,30 \text{ KN.M}$$

❖ Autour de l'axe yy : le moment est max au centre du panneau

$$M_y^{\max} = \beta_3 \cdot q \cdot a^2 = 0,0155 \times 7,99 \times 2,85^2 = 1,01 \text{ KN.M}$$

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie  $M_z^{\max}$  par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

❖ Autour de l'axe xx :

$$M_x = 0,85 \cdot M_x^{\max} = 0,85 \times 2,30 = 1,955 \text{ KN.m}$$

❖ Autour de l'axe yy :

$$M_y = 0,85 \cdot M_y^{\max} = 0,85 \times 1,01 = 0,858 \text{ KN.m}$$

#### C) Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3, 2 /BAEL91)

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense donc de faire de vérification à l'état limite d'ouverture des fissures.

#### D) Etat limite de compression de béton :(Art. A.4.5, 2 /BAEL91)

Dans le sens yy :

##### • Contrainte dans l'acier :

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{3.92}{100 \times 13} \times 100 = 0.30$$

$$\rho_1 = 0.30 \Rightarrow k_1 = 42,47 \text{ et } \beta_1 = 0.913$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{1,955 \times 10^6}{0.913 \times 130 \times 392} ; \text{ Donc : } \sigma_{st} = \mathbf{42,02 \text{ Mpa}}$$

$$\sigma_s = 42,02 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \dots\dots\dots \textit{vérifié}$$

• **Contrainte dans le béton :**

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{ Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{42,02}{42,47} \text{ Donc ; } \sigma_{bc} = \mathbf{0,99 \text{ Mpa}}$$

$$\sigma_{bc} = 0,99 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots\dots\dots \textit{vérifié}$$

❖ **Dans le sens xx:**

• **Contrainte dans l'acier :**

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{2.01}{100 \times 13} \times 100 = 0.155$$

$$\rho_1 = 0.169$$

$$\Rightarrow k_1 = 62,4 \text{ et } \beta_1 = 0.9354$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{1,955 \times 10^6}{0.9354 \times 130 \times 201} ; \text{ Donc : } \sigma_{st} = \mathbf{79,98 \text{ Mpa}}$$

$$\sigma_s = 79,98 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \dots\dots\dots \textit{vérifié}$$

• **Contrainte dans le béton :**

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{ Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{79,98}{62,4} ; \text{ Donc : } \sigma_{bc} = \mathbf{1,28 \text{ Mpa}}$$

$$\sigma_{bc} = 1,28 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots\dots\dots \textit{vérifié}$$

**E) Etat limite de déformation :**

❖ La flèche max est au niveau du point **ⓐ**, elle est donnée par la formule suivante:

$$f = \frac{\psi \cdot p \cdot \alpha^4}{E \cdot h^3}$$

À partir du rapport b/a on tire des de l'abaque de **GALERKIN** et **HAHN** le coefficient  $\psi$ .

Après interpolation on retrouve la valeur suivante :  $\psi = 0.04705$

$$f = \frac{0.029 \times 7.99 \cdot 10^{-3} \times 2850^4}{10819.150^3} = 0,42\text{mm}$$

La flèche admissible est :  $\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{1000}{500} = 2\text{mm}$

$$f = 0,42\text{mm} < \bar{f} = 2\text{mm} \dots\dots\dots \underline{\text{Vérfié}}$$

❖ **Conclusion** : Les porte-à-faux seront ferrillés comme suit

- **Parties supérieure et inférieure :**

**1HA8** tous les **25 cm** dans le sens **yy**.

**1HA8** tous les **25 cm** dans le sens **xx**.

4HA8/ml (St =25cm)

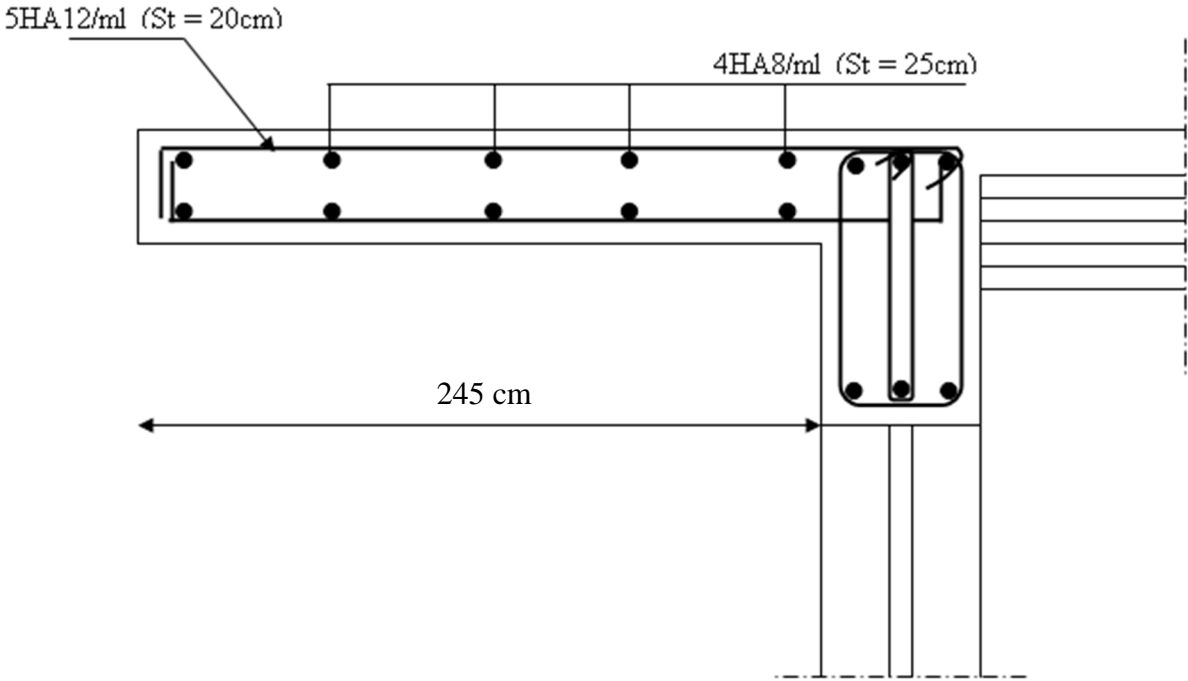


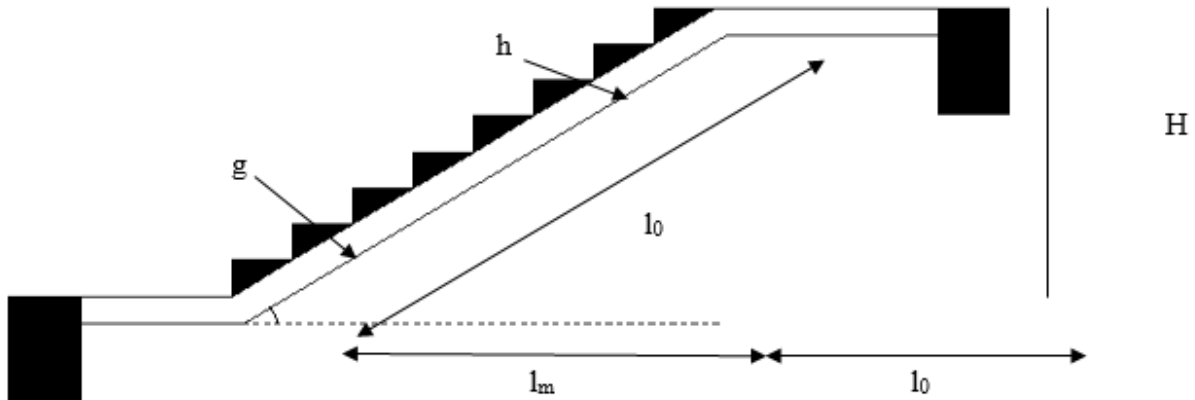
Figure III-28 : Schéma de ferrailage du porte-à-faux

### III-6) Les escaliers :

#### III-6-1) Introduction :

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches échelonné, qui permettent le passage d'un niveau à un autre.

Notre bâtiment est muni d'une seule cage d'escalier à deux volées desservant la totalité des niveaux, les escaliers sont assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques.



**Figure III-29 : Schéma statique d'escalier.**

- $g$  : giron (largeur des marches)
- $h$  : Hauteur des marches
- $E$  : Emmarchement
- $H$  : hauteur de la volée
- $e_p$  : épaisseur de la paillasse et du palier
- $m$  : nombre de marches.
- $n$  : nombre de contre marches

❖ L'escalier de notre immeuble est conçu en béton armé coulé sur place, dont on constate qu'on a deux types :

Le type 1 qui est l'escalier du RDC est à deux volées et un palier intermédiaires, et le type 2 qui représente l'escalier des autres niveaux, ils sont à deux volées et un palier intermédiaire. Nous calculerons l'escalier du RDC et nous adopterons le même ferrailage pour les escaliers des autres niveaux.

#### III-6-2) Dimensionnement :

Le dimensionnement des marches et des contre marches sera déterminé à l'aide de la formule BLONDEL:

Pour avoir un escalier confortable, on cherche à réaliser à peu près cette condition.

$$g_m + 2h = 64\text{cm.}$$

Le nombre n de marches à prévoir est alors racine de l'équation :

$$n^2 - n\left(1 + \frac{2H + l_m}{0,64}\right) + 3,125H = 0$$

$$n^2 - n\left(1 + \frac{2 \times 2,04 + 2,75}{0,64}\right) + 3,125 \times 2,04 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac \Delta = 110,732666 \quad \Longrightarrow$$

Cette équation nous donne n = 11,097 ; on prendra n = 12 marches.

$$h = \frac{H}{n} = \frac{204}{12} = 17 \text{ cm}$$

$$g = \frac{l_m}{n-1} = \frac{275}{12-1} = 25 \text{ cm}$$

**A) Hauteur des contre marches :**

**On a :**  $14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm} \quad \Longrightarrow 17 \text{ cm}$

**B) Nombre de contre marches total :**

-Etage courant :  $n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$  contre marches.

-R.D.C :  $n = \frac{H}{h} = \frac{408}{17} = 24$  contre marches.

**C) Nombre de marches :**

-Etage courant :  $m = n - 1 = 18 - 1 = 17$  marches.

-R.D.C :  $m = n - 1 = 24 - 1 = 23$  marches.

**D) Pour la volée de RDC :**

$n = \frac{204}{17} = 12$  avec :  $l_m = 275 \text{ cm}$  ;  $m = n - 1 = 12 - 1 = 11$  marches

**E) Pour les autres volées :**

$n = \frac{153}{17} = 9$  avec :  $l_m = 200 \text{ cm}$  ;  $m = n - 1 = 9 - 1 = 8$  marches

**F) Le giron :**

$g = \frac{l_m}{n-1} = \frac{200}{9-1} = 25 \text{ cm}$

**Enfinement, on va choisir :**

$$\left\{ \begin{array}{l} g = 25 \text{ cm} \\ h = 17 \text{ cm} \\ m_{\text{VRDC}} = 11 \text{ marches} \\ m_{\text{VEC}} = 8 \text{ marches} \end{array} \right.$$

## III-6-3) Etude de la volée de R.D.C :

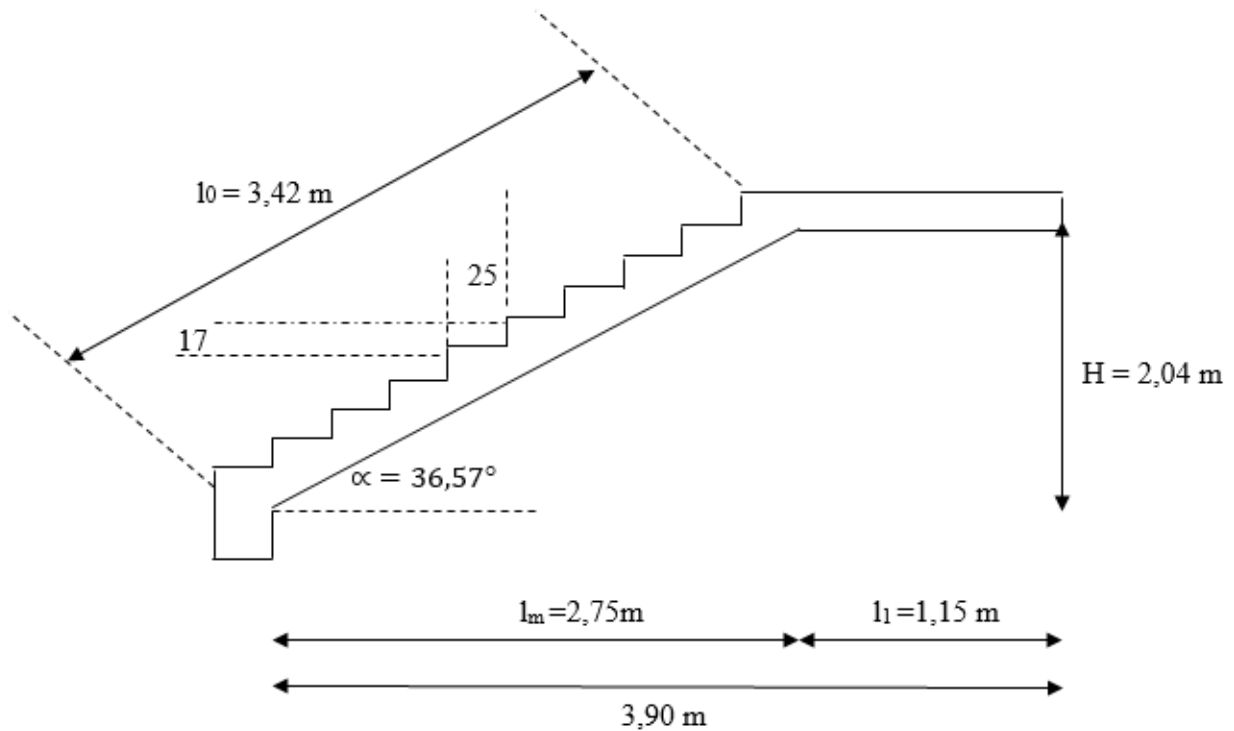


Figure III-30 : Coupe verticale de la volée de RDC.

## A) Calcul de la longueur de la volée :

$$\alpha = \tan^{-1} \left( \frac{2,04}{2,75} \right) = 36,57^\circ$$

$$l_0 = \frac{l_m}{\cos \alpha} = \frac{2,75}{\cos 36,57} = 3,42 \text{ m}$$

$$L = l_m + l_1 = 2,75 + 1,15 = 3,9 \text{ m}$$

## B) Epaisseur de la paillasse :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \longrightarrow \frac{390}{30} \leq e_p \leq \frac{390}{20}$$

$$13 \text{ cm} \leq e_p \leq 19,5 \text{ cm.}$$

On prend une épaisseur  $e_p = 18 \text{ cm}$ .

## C) Epaisseur moyenne de la volée :

$$e_{pm} = e_p + \frac{h \cos \alpha}{2} = 18 + \frac{17 \times \cos 36,57}{2} = 24,83 \text{ cm}$$

**D) Détermination des charges de calcul :**

L'état se fait en flexion simple pour une bande de 1m d'embranchement considérant que l'escalier est horizontal et d'une longueur total  $L = 3,90$  m

On considère que l'escalier est semi encasté à ses deux extrémités (ses deux appuis).

**a/ Charges permanentes :**

**1-Palier :**

$$G_p = \gamma_{\text{béton}} x e_p + G_{\text{mortier de pose}} + G_{\text{lit de sable}} + G_{\text{carrelage}}$$

$$= 25 \times 0,18 \times 1 + 0,03 \times 18 \times 1 + 0,03 \times 22 \times 1 + 0,02 \times 20 \times 1$$

$$G_p = 6,1 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Avec : } G_{\text{Revêtement}} = 1,6 \text{ KN/ml}$$

**2- Paillasse :**

$$G_v = \frac{\gamma_b}{\cos \alpha} x e_{pv} + G_{\text{revetement}} + G_{\text{garde.corps}}$$

Avec  $e_{pv} = 24,83$  cm (épaisseur moyenne de la volée).

$$G_v = \frac{25}{\cos 36,57} \times 0,2483 + 1,6 + 0,2 = 9,53 \text{ KN / ml}$$

**b/-Charges d'exploitation :**

Le DTR de charges et surcharges nous donne :

$$Q = 2,5 \text{ KN/ml}$$

Donc :

$$G_v = 9,53 \text{ KN/ml}$$

$$G_p = 6,1 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/ml}$$

**E) Les combinaisons de charges :**

**a/ A l'ELU :**

**1-Palier :**

$$Q_{up} = 1,35.G_p + 1,5.Q_p$$

$$Q_{up} = 1,35 \times 6,1 + 1,5 \times 2,5 = 11,985 \text{ KN/ml}$$

**2-Paillasse :**

$$q_{uv} = 1,35 \times G_v + 1,5 \times Q_v$$

$$q_{uv} = 1,35 \times 9,53 + 1,5 \times 2,5 = 16,615 \text{ KN/ml.}$$

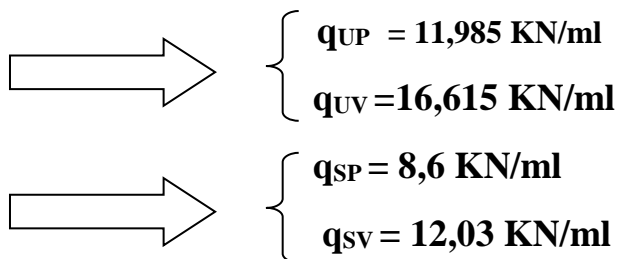
**b/A l'ELS :**

**1-Palier :**

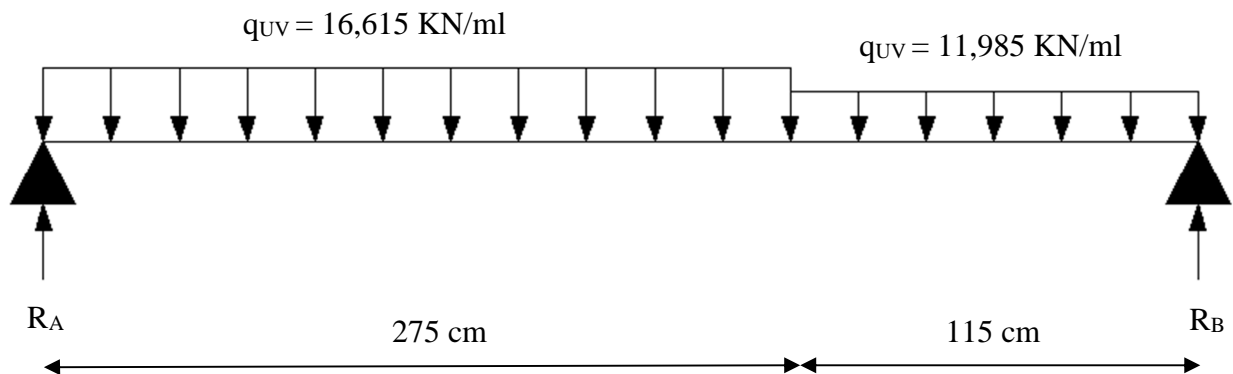
$$q_{sp} = G_p + Q_p = 6.1 + 2.5 = 8.6 \text{ KN/ml.}$$

**2-Volée:**

$$q_{sv} = G_v + Q_v = 9.53 + 2.5 = 12.03 \text{ KN/ml.}$$



**III-6-4) Calcul à l'ELU**



**Figure III-31 : Schéma statique de la volées plus palier intermédiaire (ELU) de RDC**

**a/ Calcul des réactions d'appuis :**

$$R_A + R_B = (16.615 \times 2.75) + (11,985 \times 1.15) = 59.474 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times 3.9 - (11,985 \times 1.15 \times 3.325) - (16.615 \times 2.75 \times 1.375) = 0$$

$$R_B \times 3.9 = 108.65$$

$$\left\{ \begin{array}{l} R_A = 31.61 \text{ KN} \\ R_B = 27.86 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

**b/-Calcul des efforts internes :**

**1<sup>er</sup> tronçon :                     $0 \leq x \leq 2,75 \text{ m}$**

**-Effort tranchant :**  $T_y = 16,615 \cdot x - 31,61$

$$\longrightarrow T_y = - 31,61 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ pour } x = 0$$

$$T_y = 14,08 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ pour } x = 2,75 \text{ m}$$

**-Moment fléchissant :**

$$M_z = -8,31 \cdot x^2 + 31,61 \cdot x$$

$$\longrightarrow M_z = 0 \dots\dots\dots \text{ pour } x = 0$$

$$M_z = 24,08 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{ pour } x = 2,75 \text{ m.}$$

**2<sup>ème</sup> tronçon :                     $2,75 \text{ m} \leq x \leq 3,9 \text{ m}$**

**-Effort tranchant :**

$$T_y = - 31,61 + 11,985 (X-2,75) + 16,615 \times 2,75$$

$$= 11,985X - 18,8775$$

$$\longrightarrow T_y = 14,08 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ pour } X = 2,75 \text{ m}$$

$$T_y = 27,86 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ pour } X = 3,9 \text{ m}$$

**-Moment fléchissant :**

$$M_z = -16.615 \times 2.75 (X - 2,75/2) - 11.985 (X - 2.75) ((X - 2.75) / 2) + 31.61X$$

$$\longrightarrow M_z = 24,10 \text{ KN m} \dots\dots\dots \text{ pour } x = 2,75 \text{ m}$$

$$M_z = 0 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{ pour } x = 3,9 \text{ m.}$$

**-Moment fléchissant maximum :**

$$M_z^{\max} \longrightarrow T_y = 0 \longrightarrow x = 1,9 \text{ m} \longrightarrow M_z^{\max} = 30,06 \text{ KN.m}$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte des semis encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients correcteur pour le moment  $M_z^{\max}$ , au niveau des appuis et en travées.

-Aux appuis :  $M_{ua} = -0,3$ .  $M_z^{\max} = -0,3 \times 30,06 = -9,02 \text{ KN.m}$

-En travée :  $M_{ut} = 0,85$ .  $M_z^{\max} = 0,85 \times 30,06 = 25,55 \text{ KN.m}$

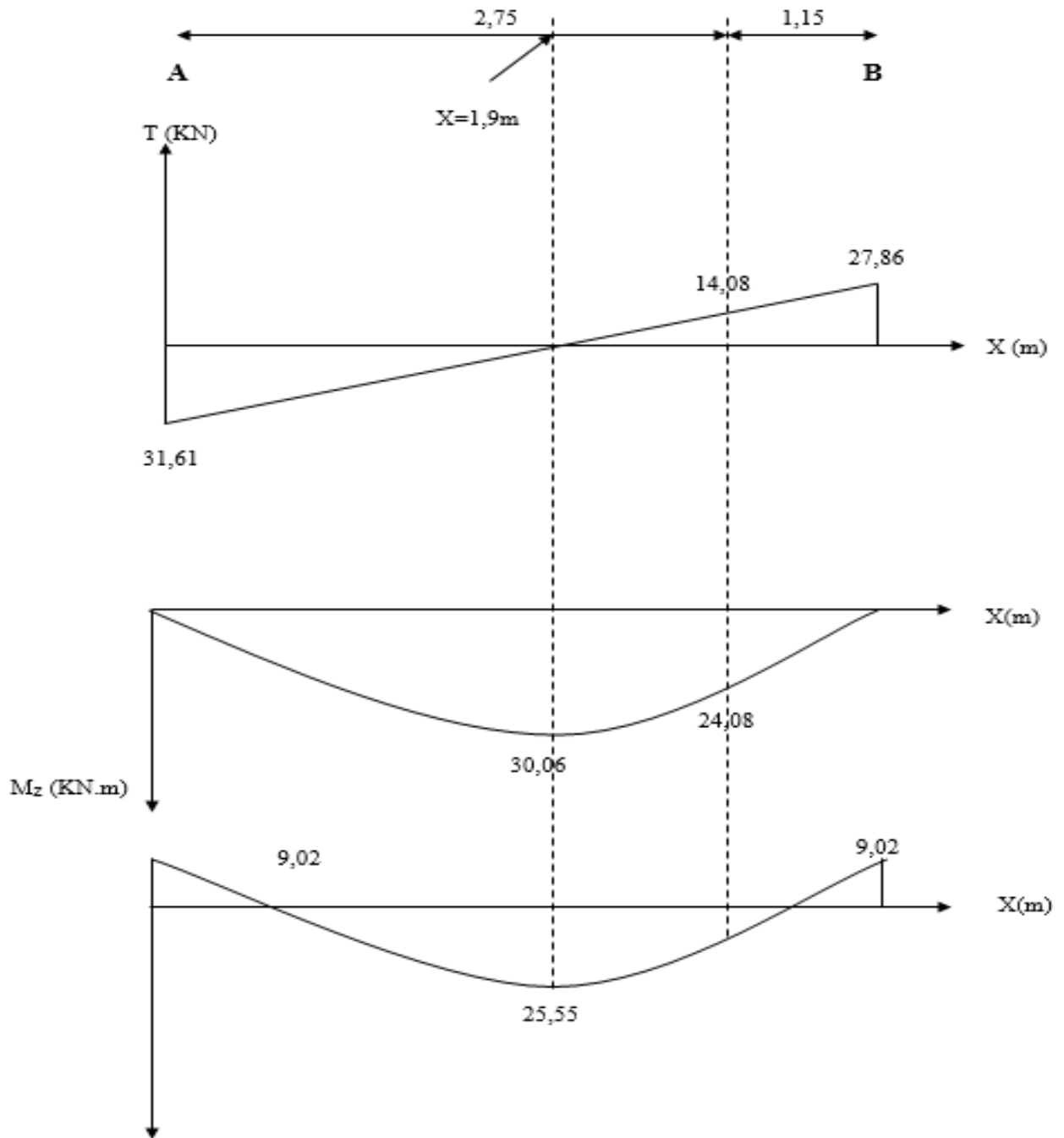


Figure III-32 : Diagrammes des efforts internes de l'escalier de RDC à l'ELU

**III-6-5) Ferrailage : (ELU)**

Le calcul se fera à en flexion simple pour une bande de largeur (b=1m) et d'épaisseur (e<sub>p</sub>=18cm).

b=100 cm ; h=18cm; d=16cm; c=2 cm

**1-Armatures longitudinales :**

- Aux appuis :

$$\mu_{ua} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9,02}{1 \times 0,16^2 \times 14,2 \cdot 10^3} = 0,0248$$

$$\mu_{ua} = 0,0248 < \mu_l = 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_{ua} = 0,0248 \longrightarrow \beta = 0,988$$

$$A_{sa} = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{9,02 \cdot 10^2}{0,988 \cdot 16 \cdot 348 \cdot 10^3 \cdot 10^{-4}} = 1,64 \text{ cm}^2$$

**Soit 6 HA8 /ml = 3,01 cm<sup>2</sup>/ml ..... avec : St = 17cm.**

- En travée :

$$\mu_{ut} = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{25,55}{1 \times 0,16^2 \times 14,2 \cdot 10^3} = 0,070$$

$$\mu_{ut} = 0,070 < 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_{ut} = 0,070 \longrightarrow \beta = 0,964$$

$$A_{st} = \frac{25,55 \cdot 10^2}{0,964 \cdot 16 \cdot 348 \cdot 10^3 \cdot 10^{-4}} = 4,76 \text{ cm}^2$$

**Soit 6HA 12/ml = 6,78 cm<sup>2</sup>/ml .....avec : St = 17 cm**

**2-Armatures de répartition :**

- Aux appuis :

$$A_r = \frac{A_{sa}}{4} = \frac{3,01}{4} = 0,75 \text{ cm}^2$$

**Soit 4HA8/ml = 2,01cm<sup>2</sup>.....avec : St = 25cm.**

- En travée :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,69 \text{ cm}^2$$

**Soit : 4HA8/ml = 2,01cm<sup>2</sup> ..... avec : St = 25cm.**

**III-6-6) Vérification à l'ELU :**

**1-Condition de non fragilité :**

-Armatures longitudinales :

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

$$A_{\min} \geq 0,23.16.100. \frac{2,1}{400} = 1,932 \text{ cm}^2$$

**-En travée :**

$A_{st} = 6,78 \text{ cm}^2 > 1,932 \text{ cm}^2$ .....condition vérifiée. **-Aux appuis :**

$A_{sa} = 3,01 \text{ cm}^2 > 1,932 \text{ cm}^2$ .....condition vérifiée.

**2-Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (Art-5-1-2-1) :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \{3,33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}\} \text{ (Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u = \frac{v_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{31,61.10^{-3}}{1 \times 0,16} = 0,197 < 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

**3-Justification des sections d'appuis (Art 5-1-3) :**

$$A_s \geq \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{31,61.10^{-3}}{348.10^{-4}} = 0,908 \text{ cm}^2$$

$A_{sa} = 3,01 \text{ cm}^2 > 0,908 \text{ cm}^2$ .....condition vérifiée.

**4-Vérification de la condition d'adhérence et d'entraînement au niveau des appuis Art 6-1-3**

$$\tau_{se} = \frac{v_u}{0,9.d.\sum u_i} = \frac{31,61 \times 10^3}{0,9 \times 160 \times 3,14 \times 6 \times 8} = 1,47 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1,47 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{su} = 3,15 \text{ MPa}$ .....condition vérifiée.

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

**5-Ancrage des barres (BAEL91 modifié 99-A-6-1-2) :**

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm.} \quad \text{Avec } \tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

L'épaisseur dans laquelle seront ancrées les barres est insuffisante.

Le BAEL propose de munir les barres d'un crochet normal de longueur d'encombrement

$$L_c = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 42,33 \text{ cm} = 16,9 \text{ cm}$$

Soit :  $L_c = 17 \text{ cm}$ .

**6-Espacement des barres :**

**-Armatures principales (horizontales) :**

$$S_{t \max} = 17 \text{ cm} \leq \min \{3h; 33 \text{ cm}\} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**-Armatures de répartition :**

$$S_{t \max} = 25 \text{ cm} \leq \min \{4h; 45 \text{ cm}\} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**7-Influence de l'effort tranchant sur le béton au voisinage des appuis (Art.5-1-3-21)**

$$T_u^{\max} = 31,61 \text{ KN} \leq \bar{T}_u = \frac{0,4 \cdot f_{c28} \cdot 0,9 \cdot b \cdot d}{\gamma_s}$$

$$\bar{T}_u = \frac{0,4 \cdot f_{c28} \cdot 0,9 \cdot b \cdot d}{\gamma_s} = \frac{0,4 \cdot 25 \cdot 10^{-1} \cdot 0,9 \cdot 100 \cdot 16}{1,5} = 960 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = 31,61 \text{ KN} \leq \bar{T}_u = 960 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**8-Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales (Art.5-1-3-13) :**

$$A_a \geq \frac{\left[ T_u^{\max} + \frac{M_a}{0,9 \cdot d} \right]}{\sigma_{st}} = \frac{\left[ 31,61 - \frac{9,02}{0,9 \cdot 0,16} \right]}{348} = -0,089$$

$$A_u = 6,78 \text{ cm}^2 > A = -0,089 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**III-6-7) Vérification à l'ELS :**

**1- Les charges :**

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{sp} = 8.60 \text{ KN/ml} \\ q_{sv} = 12.03 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

2- Calcul des réactions d'appuis :

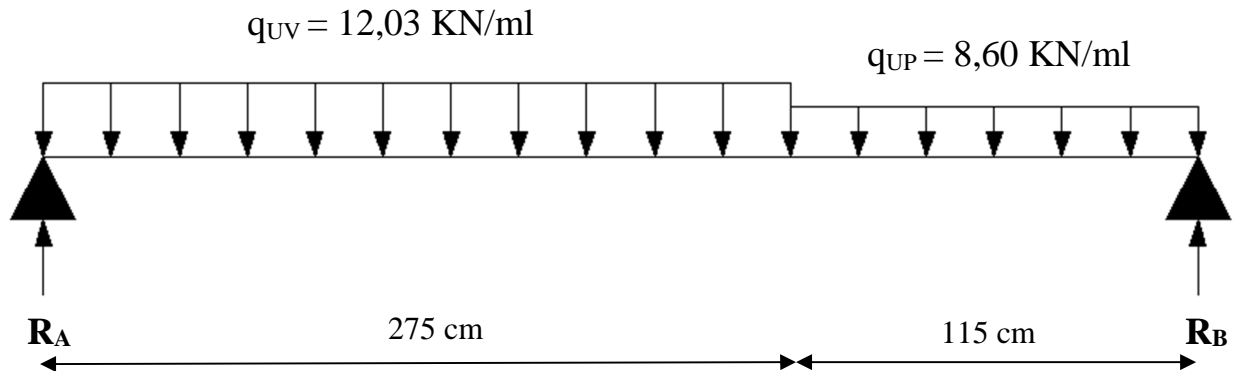


Figure III-33 : Schéma statique de la volées plus palier intermédiaire (ELS) de RDC

$$R_A + R_B = (12.03 \times 2.75) + (8.60 \times 1.15) = 42.97 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A = 0 \quad \Leftrightarrow \quad R_B \times 3.9 - (8.60 \times 1.15 \times 3.325) - (12.03 \times 2.75 \times 1.375) = 0$$

$$R_B \times 3.9 = 78.373 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} R_A = 22.88 \text{ KN} \\ R_B = 20.09 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

3- Calcul des efforts internes :

1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 2,75 \text{ m}$

**-Effort tranchant :**  $T_y = 12,03 \cdot x - 22,88$

$$\longrightarrow T_y = - 22,88 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ pour } x = 0$$

$$T_y = 10,20 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ pour } x = 2,75 \text{ m}$$

**-Moment fléchissant :**

$$M_z = -6,015 \cdot x^2 + 22,88 \cdot x$$

$$\longrightarrow M_z = 0 \dots\dots\dots \text{ pour } x = 0$$

$$M_z = 17,43 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{ pour } x = 2,75 \text{ m.}$$

2<sup>ème</sup> tronçon :                     $2,75 \text{ m} \leq x \leq 3,9 \text{ m}$

**-Effort tranchant :**

$$T_y = - 22.88 + 8.60 (X-2.75) + 12.03 \times 2.75$$

$$= 8.6 X - 13.4475$$

→  $T_y = 10,20 \text{ KN}$  .....pour  $x = 2,75 \text{ m}$

$T_y = 20,09 \text{ KN}$  .....pour  $x = 3,9 \text{ m}$

**-Moment fléchissant :**

$$M_z = -12.03 \times 2.75 (X - 2.75/2) - 8,60 (X - 2.75) ((X - 2.75) / 2) + 22.88X$$

→  $M_z = 17,43 \text{ KN m}$ .....pour  $x = 2,75 \text{ m}$

$M_z = 0 \text{ KN.m}$ .....pour  $x = 3,9 \text{ m}$ .

**-Moment fléchissant maximum :**

$M_z^{\text{max}}$  →  $T_y = 0$  →  $x = 1,9 \text{ m}$  →  $M_z^{\text{max}} = 21,76 \text{ KN.m}$

**Remarque :**

Afin de tenir compte des semis encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients correcteur pour le moment  $M_z^{\text{max}}$ , au niveau des appuis et en travées.

**-Aux appuis :**  $M_{sa} = -0,3. M_z^{\text{max}} = -0,3 \times 21,76 = -6,528 \text{ KN.m}$

**-En travée :**  $M_{st} = 0,85. M_z^{\text{max}} = 0,85 \times 21,76 = 18,496 \text{ KN.m}$

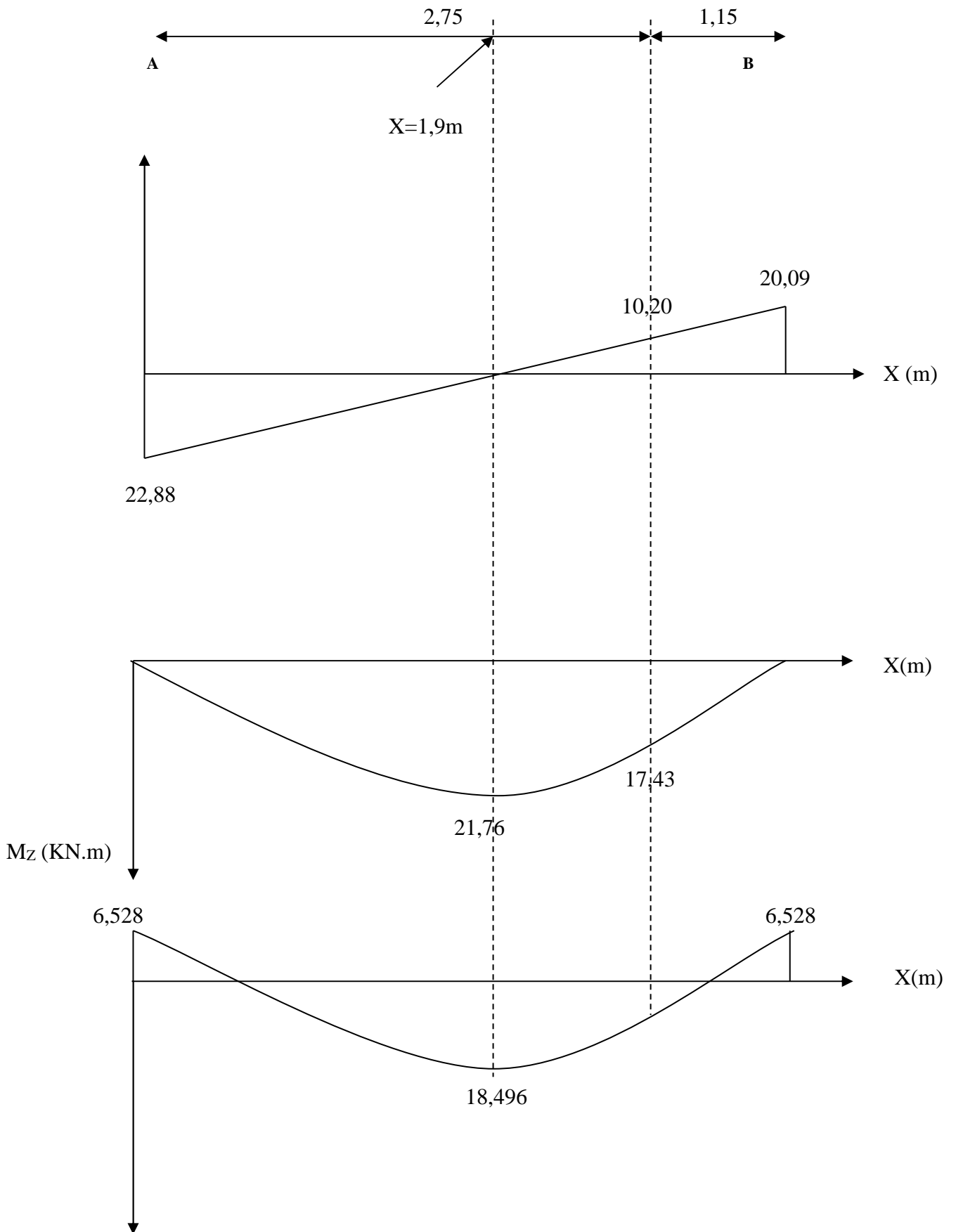


Figure III-34 : Diagrammes des efforts internes de l'escalier de RDC à l'ELS

**III-6-8) Ferrailage : (ELS)**

Le calcul se fera à en flexion simple pour une bande de largeur (b=1m) et d'épaisseur (e<sub>p</sub>=18cm).

b=100 cm ; h=18cm; d=16cm; c=2 cm

**1-Armatures longitudinales :**

- Aux appuis :

$$\mu_{ua} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6,528}{1 \times 0,16^2 \times 14,2 \cdot 10^3} = 0,0179$$

$$\mu_{ua} = 0,0179 < \mu_l = 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_{ua} = 0,0179 \longrightarrow \beta = 0,991$$

$$A_{sa} = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot f_{st}} = \frac{6,528 \cdot 10^2}{0,991 \cdot 16 \cdot 348 \cdot 10^3 \cdot 10^{-4}} = 1,18 \text{ cm}^2$$

$$. A_{sa} = 1,18 \text{ cm}^2 \text{ (ELS)} < A_{sa} = 3,01 \text{ cm}^2 \text{ (ELU)}$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

- En travée :

$$\mu_{ut} = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{18,496}{1 \times 0,16^2 \times 14,2 \cdot 10^3} = 0,05$$

$$\mu_{ut} = 0,05 < 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_{ut} = 0,05 \longrightarrow \beta = 0,974$$

$$A_{st} = \frac{18,496 \cdot 10^2}{0,974 \cdot 16 \cdot 348 \cdot 10^3 \cdot 10^{-4}} = 3,41 \text{ cm}^2$$

$$. A_{st} = 3,41 \text{ cm}^2 \text{ (ELS)} < A_{st} = 6,78 \text{ cm}^2 \text{ (ELU)}$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

**2-Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :**

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

• **En travée :**

La section adoptée à l'ELU en travée est :

$$A_{st} = 6,78 \text{ cm}^2 = 6\text{HA}12/\text{ml}$$

$$M_{st}^{\max} = 18,496 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 6,78}{100 \times 16} = 0,424$$

$$\rho_1 = 0,424 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,900 ; \quad \alpha_1 = 0,300$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,300}{15(1 - 0,300)} = 0,0286$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{18,496 \times 10^{-3}}{0,900 \times 0,16 \times 6,78 \times 10^{-4}} = 189,446 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 189,446 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_{st} = 0,0286 \times 189,446 = 5,42 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

La section adoptée à l'ELU aux appuis est :

$$A_{sa} = 3,01 \text{ cm}^2 = 6\text{HA}8/\text{ml}$$

$$M_{sa} = 6,528 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3,01}{100 \times 16} = 0,188$$

$$\rho_1 = 0,188 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,930 ; \quad \alpha_1 = 0,210$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,210}{15(1 - 0,210)} = 0,0177$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sa}^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{sa}} = \frac{6,528 \times 10^{-3}}{0,930 \times 0,16 \times 3,01 \times 10^{-4}} = 145,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 145,75 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_{st} = 0,0177 \times 145,75 = 2,58 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ Donc les armatures calculées à l'ELU aux appuis sont suffisantes à l'ELS.

**3-Etat limite de déformation :**

➤ Vérification de la flèche :

$$f = \bar{f}$$

$$f = \frac{M_S^t l^2}{10 E_V I_{fv}}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} E_v = 10818.88 \text{MPa} \\ M_t^s = 18.496 \text{KN.m} \\ l = 390 \text{cm.} \\ \bar{f} = 0.78 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{6,78}{100 \times 16} = 0,00424$$

$$y_1 = \frac{b \cdot h^2 / 2 + 15 \cdot A_{st} \cdot d}{b \cdot h + 15 \cdot A_{st}} = \frac{100 \cdot 18^2 / 2 + 15 \times 6,78 \times 16}{100 \times 20 + 15 \times 6,78} = 8,48 \text{cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 18 - 8,48 = 9,52 \text{ cm}$$

$$I_0 = (y_1^3 + y_2^3) \cdot \frac{b}{3} + 15 \cdot A_{st} \cdot (y_2 - c)^2$$

$$I_0 = (8,48^3 + 9,52^3) \cdot \frac{100}{3} + 15 \cdot 6,78 \cdot (9,52 - 2)^2$$

$$I_0 = 54837,89 \text{cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \cdot b_0 / b) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2 + 3) \cdot 0,00424} = 1,981$$

$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right\}$$

$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00424 \times 189,446 + 2,1} \right\} = 0,308$$

$$\rightarrow I_{fv} = 37463,44 \text{cm}^4$$

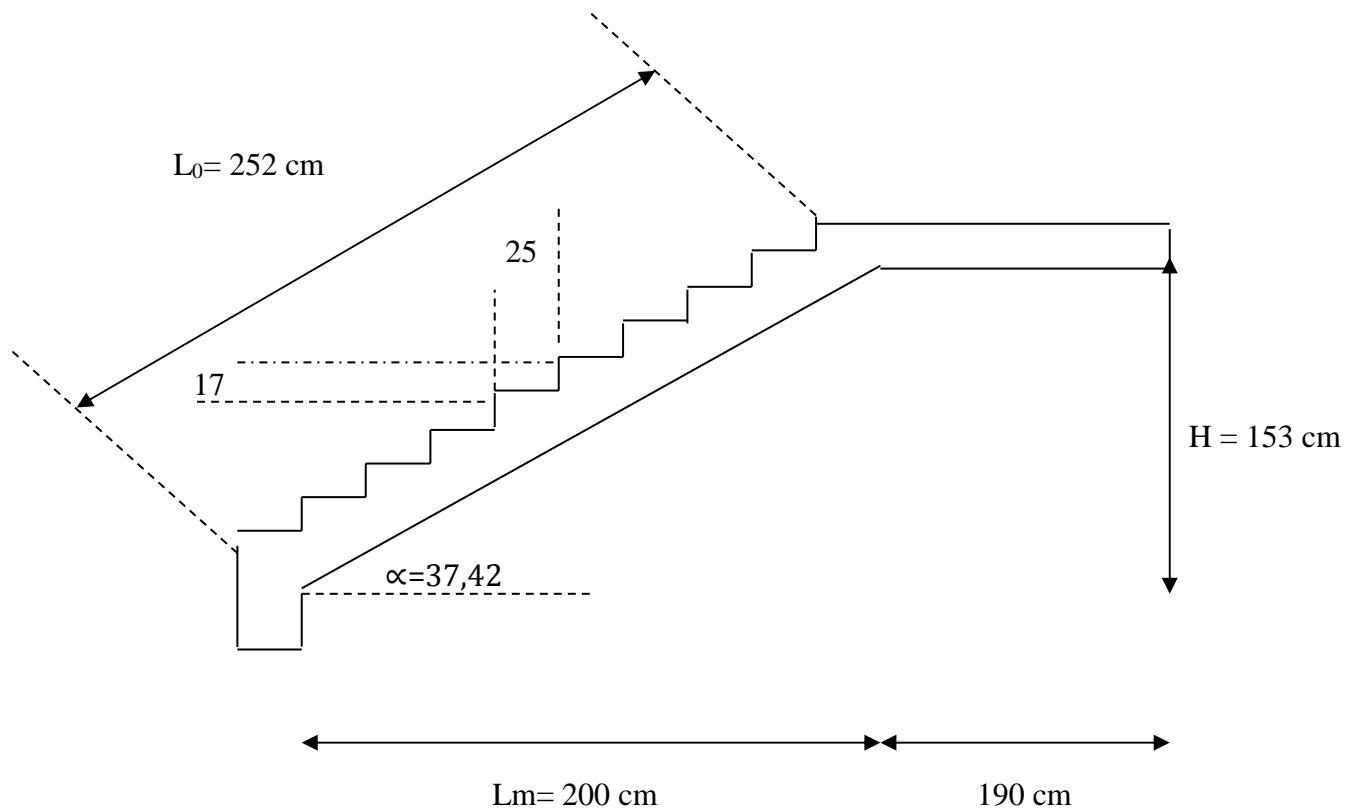
$$f = \frac{18,496 \times 10^2 \times 390^2}{10 \times 10818,886 \cdot 10^3 \cdot 10^{-4} \times 37463,44} = 0,69$$

Donc  $f = 0,69 < \bar{f} = 0,78 \text{cm}$ ..... condition vérifiée

La flèche est admissible.

**III-6-9) Etude de la volée de l'étage courant :**

- Nombre de contre marche : 9
- Nombre de marches : 8 marches



**Figure III-35 : Coupe verticale de la volée de l'étage courant.**

**A) Calcul de la longueur de la volée :**

$$\alpha = \tan^{-1} \left( \frac{1,53}{2} \right) = 37,42^\circ$$

$$l_0 = \frac{l_m}{\cos \alpha} = \frac{2}{\cos 37,42} = 2,52 \text{m}$$

$$L = l_m + l_1 = 2 + 1,9 = 3,9 \text{m}$$

**B) Epaisseur de la paillasse :**

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \longrightarrow \frac{390}{30} \leq e_p \leq \frac{390}{20}$$

$$13 \text{ cm} \leq e_p \leq 19,5 \text{ cm.}$$

On prend une épaisseur  $e_p = 18 \text{ cm}$ .

**C) Epaisseur moyenne de la volée :**

$$e_{pm} = e_p + \frac{h \cos \alpha}{2} = 18 + \frac{17 \times \cos 37,42}{2} = 24,75 \text{ cm}$$

**D) Détermination des charges de calcul :**

L'état se fait en flexion simple pour une bande de 1m d'embranchement considérant que l'escalier est horizontal et d'une longueur total  $L = 3,90 \text{ m}$

On considère que l'escalier est semi encastré à ses deux extrémités (ses deux appuis).

**a/ Charges permanentes :****1-Palier :**

$$G_p = \gamma_{\text{béton}} \times e_p + G_{mp} + G_s + G_c$$

$$= 25 \times 0,18 \times 1 + 0,03 \times 18 \times 1 + 0,03 \times 22 \times 1 + 0,02 \times 20 \times 1$$

$$G_p = 6,1 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Avec : } G_{\text{Revêtement}} = 1,6 \text{ KN/ml}$$

**2-Volée :**

$$G_v = \frac{\gamma_b}{\cos \alpha} x e_{pv} + G_{\text{revetement}} + G_{\text{garde.corps}}$$

Avec  $e_{pv} = 24,75 \text{ cm}$  (épaisseur moyenne de la volée).

$$G_v = \frac{25}{\cos 37,42} \times 0,2475 + 1,6 + 0,2 = 9,59 \text{ KN / ml}$$

**b/-Charges d'exploitation :**

Le DTR de charges et surcharges nous donne :

$$Q = 2,5 \text{ KN/ml}$$

**Donc :**

$$\left\{ \begin{array}{l} G_v = 9,59 \text{ KN/ml} \\ G_p = 6,1 \text{ KN/ml} \\ Q = 2,5 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

**E) Les combinaisons de charges :**

**a/ A l'ELU :**

**1-Palier :**

$$Q_{up} = 1.35 \times G_p + 1.5 \times Q_p$$

$$Q_{up} = 1,35 \times 6,1 + 1,5 \times 2,5 = 11,985 \text{ KN/ml.}$$

**2-Volée :**

$$Q_{uv} = 1.35 \times G_v + 1.5 \times Q_v$$

$$Q_{uv} = 1.35 \times 9.59 + 1.5 \times 2.5$$

$$Q_{uv} = 16.70 \text{ KN/ml}$$

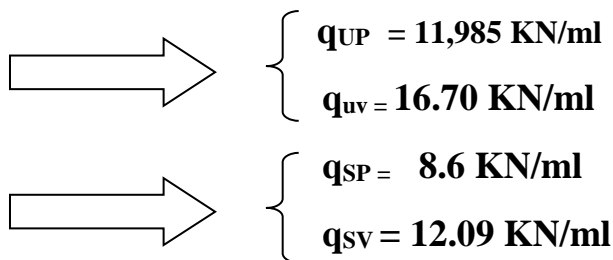
**b/A l'ELS :**

**1-Palier :**

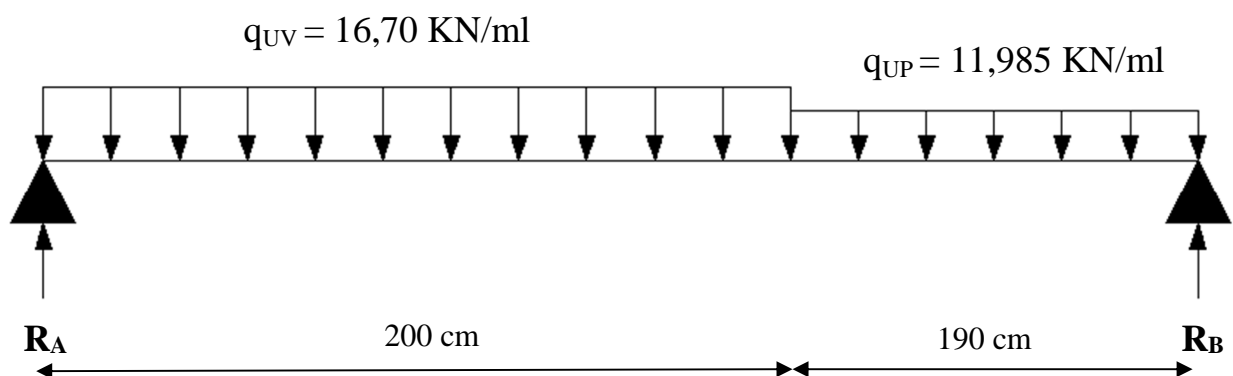
$$Q_{sp} = G_p + Q_p = 6.1 + 2.5 = 8.6 \text{ KN/ml.}$$

**2-Volée:**

$$Q_{sv} = G_v + Q_v = 9.59 + 2.5 = 12.09 \text{ KN/ml.}$$



**III-6-10) Calcul à l'ELU :**



**Figure III-36 : Schéma statique de la volées plus palier intermédiaire (ELU) de E.C**

**a/ Calcul des réactions d'appuis :**

$$R_A + R_B = (16.70 \times 2) + (11.985 \times 1.9) = 56.17 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A = 0 \quad \Leftrightarrow R_B \times 3.9 - (11.985 \times 1.9 \times 2.95) - (16.70 \times 2 \times 1) = 0$$

$$R_B \times 3.9 = 100.58$$

$$\left\{ \begin{array}{l} R_A = 30.38 \text{ KN} \\ R_B = 25.79 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

**b/-Calcul des efforts internes :**

**1<sup>er</sup> tronçon :                      0 ≤ x ≤ 2 m**

**-Effort tranchant :**  $T_y = 16,70x - 30,38$

$$\longrightarrow T_y = - 30,38 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ pour } x = 0$$

$$T_y = 3,02 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ pour } x = 2 \text{ m}$$

**-Moment fléchissant :**

$$M_z = -8,35x^2 + 30,38x$$

$$\longrightarrow M_z = 0 \dots\dots\dots \text{ pour } x = 0$$

$$M_z = 27,36 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{ pour } x = 2 \text{ m.}$$

**2<sup>ème</sup> tronçon :                      2 m ≤ x ≤ 3,9 m**

**-Effort tranchant :**

$$T_y = - 30,38 + 11,985 (x-2) + 16,70 \times 2$$

$$= 11,985x - 20,95$$

$$\longrightarrow T_y = 3,02 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ pour } x = 2 \text{ m}$$

$$T_y = 25,79 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ pour } x = 3,9 \text{ m}$$

**-Moment fléchissant :**

$$M_z = -16,70 \cdot 2 (x - 2/2) - 11,985 (x - 2) ((x - 2) / 2) + 30,38 \cdot x$$

$$\longrightarrow M_z = 27,36 \text{ KN m} \dots\dots\dots \text{ pour } x = 2 \text{ m}$$

$$M_z = 0 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{ pour } x = 3,9 \text{ m.}$$

**-Moment fléchissant maximum :**

$$M_z^{\max} \longrightarrow T_y = 0 \longrightarrow x = 1,82 \text{ m} \longrightarrow M_z^{\max} = 27,63 \text{ KN.m}$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte des semis encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients correcteur pour le moment  $M_z^{\max}$ , au niveau des appuis et en travées.

**-Aux appuis :**  $M_{ua} = -0,3 \cdot M_z^{\max} = -0,3 \times 27,63 = -8,29 \text{ KN.m}$

**-En travée :**  $M_{ut} = 0,85 \cdot M_z^{\max} = 0,85 \times 27,63 = 23,48 \text{ KN.m}$

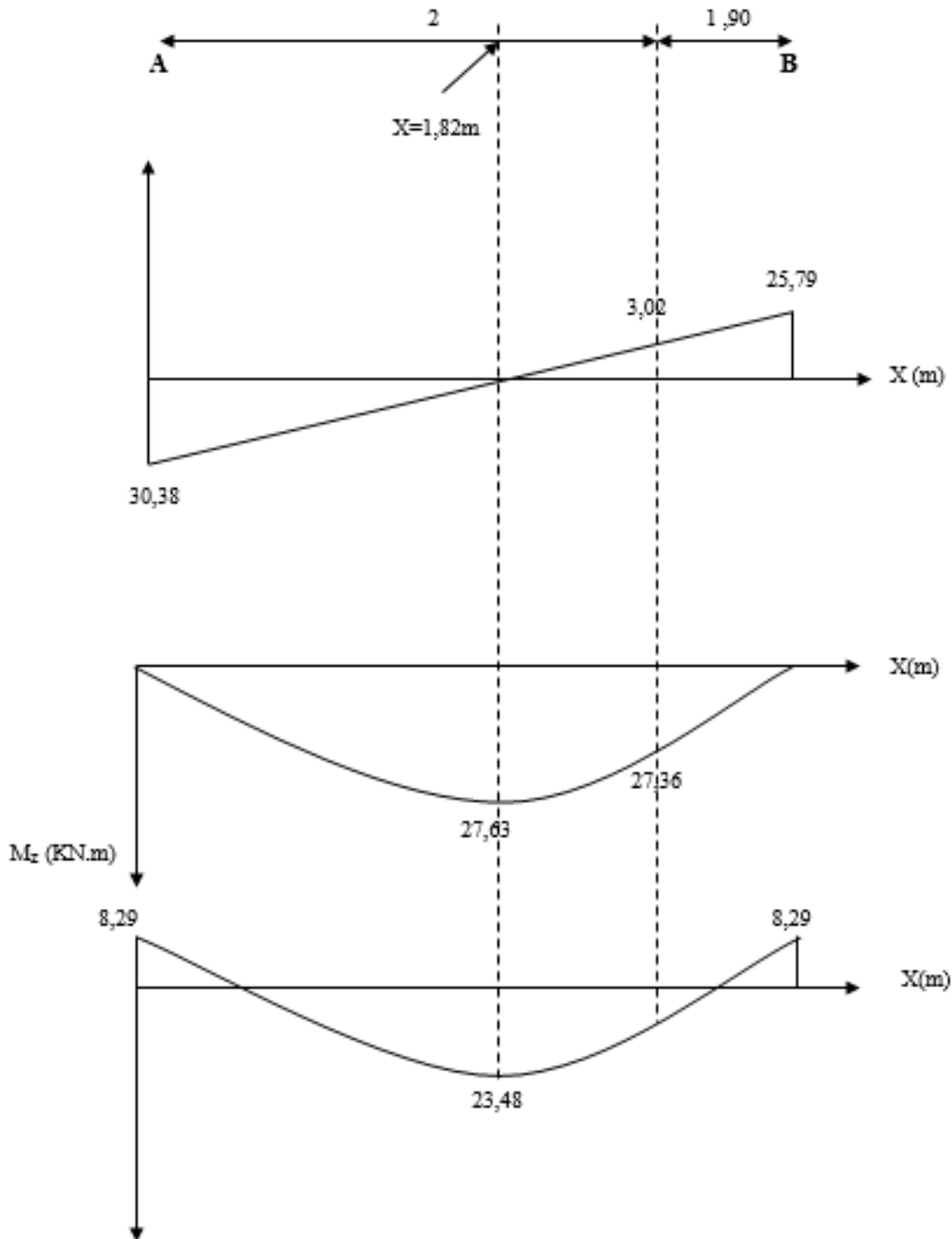


Figure III-37 : Diagrammes des efforts internes de l'escalier d'étage courant à l'ELU.

**III-6-11) Ferrailage : (ELU)**

Le calcul se fera à en flexion simple pour une bande de largeur (b=1m) et d'épaisseur (e<sub>p</sub>=18cm).

b=100 cm ; h=18cm; d=16cm; c=2 cm

**1-Armatures longitudinales :**

- Aux appuis :

$$\mu_{ua} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{8,29}{1 \times 0,16^2 \times 14,2 \cdot 10^3} = 0,0228$$

$$\mu_{ua} = 0,0228 < \mu_l = 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_{ua} = 0,0228 \longrightarrow \beta = 0,989$$

$$A_{sa} = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{8,29 \cdot 10^2}{0,989 \cdot 16 \cdot 348 \cdot 10^3 \cdot 10^{-4}} = 1,51 \text{ cm}^2$$

Soit 6 HA8 /ml = 3,01 cm<sup>2</sup>/ml ..... avec : St = 17 cm.

- En travée :

$$\mu_{ut} = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{23,48}{1 \times 0,16^2 \times 14,2 \cdot 10^3} = 0,064$$

$$\mu_{ut} = 0,064 < 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_{ut} = 0,064 \longrightarrow \beta = 0,967$$

$$A_{st} = \frac{23,48 \cdot 10^2}{0,967 \cdot 16 \cdot 348 \cdot 10^3 \cdot 10^{-4}} = 4,36 \text{ cm}^2$$

Soit 6HA 12/ml = 6,78 cm<sup>2</sup>/ml .....avec : St =17 cm

**2-Armatures de répartition :**

- Aux appuis :

$$A_r = \frac{A_{sa}}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,63 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8/ml = 2,01cm<sup>2</sup>.....avec : St = 25 cm.

- En travée :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,7 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8/ml = 2,01cm<sup>2</sup> ..... avec : St = 25 cm.

**III-6-12) Vérification à l'ELU :**

**1-Condition de non fragilité :**

-Armatures longitudinales :

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

$$A_{\min} \geq 0,23.16.100. \frac{2,1}{400} = 1,932 \text{ cm}^2$$

**-En travée :**

$A_{st} = 6,78 \text{ cm}^2 > 1,932 \text{ cm}^2$ .....condition vérifiée. **-Aux appuis :**

$A_{sa} = 3,01 \text{ cm}^2 > 1,932 \text{ cm}^2$ .....condition vérifiée.

**2-Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (Art-5-1-2-1) :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \{ 3,33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \} \text{ (Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u = \frac{v_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{30,38.10^{-3}}{1 \times 0,16} = 0,189 < 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**3-Justification des sections d'appuis (Art 5-1-3) :**

$$A_s \geq \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{30,38.10^{-3}}{348.10^{-4}} = 0,873 \text{ cm}^2$$

$A_{sa} = 3,01 \text{ cm}^2 > 0,873 \text{ cm}^2$ .....condition vérifiée.

**4-Vérification de la condition d'adhérence et d'entraînement au niveau des appuis Art 6-1-3**

$$\tau_{se} = \frac{v_u}{0,9.d.\sum u_i} = \frac{30,38 \times 10^3}{0,9 \times 160 \times 3,14 \times 6 \times 8} = 1,40 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1,40 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{su} = 3,15 \text{ MPa}$ .....condition vérifiée.

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

**5-Ancrage des barres (BAEL91 modifié 99-A-6-1-2) :**

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm.} \quad \text{Avec } \tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

L'épaisseur dans laquelle seront ancrées les barres est insuffisante.

Le BAEL propose de munir les barres d'un crochet normal de longueur d'encombrement

$$L_c = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 42,33 \text{ cm} = 16,9 \text{ cm}$$

Soit :  $L_c = 17 \text{ cm}$ .

**6-Espacement des barres :**

**-Armatures principales (horizontales) :**

$$S_{t \max} = 17 \text{ cm} \leq \min \{3h; 33 \text{ cm}\} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**-Armatures de répartition :**

$$S_{t \max} = 25 \text{ cm} \leq \min \{4h; 45 \text{ cm}\} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**7-Influence de l'effort tranchant sur le béton au voisinage des appuis (Art.5-1-3-21)**

$$T_u^{\max} = 30,38 \text{ KN} \leq \overline{T}_u = \frac{0,4 \cdot f_{c28} \cdot 0,9 \cdot b \cdot d}{\gamma_s}$$

$$\overline{T}_u = \frac{0,4 \cdot f_{c28} \cdot 0,9 \cdot b \cdot d}{\gamma_s} = \frac{0,4 \cdot 25 \cdot 10^{-1} \cdot 0,9 \cdot 100 \cdot 16}{1,5} = 960 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = 30,38 \text{ KN} \leq \overline{T}_u = 960 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**8-Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales (Art.5-1-3-13) :**

$$A_a \geq \frac{\left[ T_u^{\max} + \frac{M_a}{0,9 \cdot d} \right]}{\sigma_{st}} = \frac{\left[ 30,38 - \frac{8,29}{0,9 \cdot 0,16} \right]}{348} = -0,078$$

$$A_u = 6,78 \text{ cm}^2 > A = -0,078 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**III-6-13) Vérification à l'ELS :**

**1- Les charges :**

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{sp} = 8,60 \text{ KN/ml} \\ q_{sv} = 12,09 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

2- Calcul des réactions d'appuis :

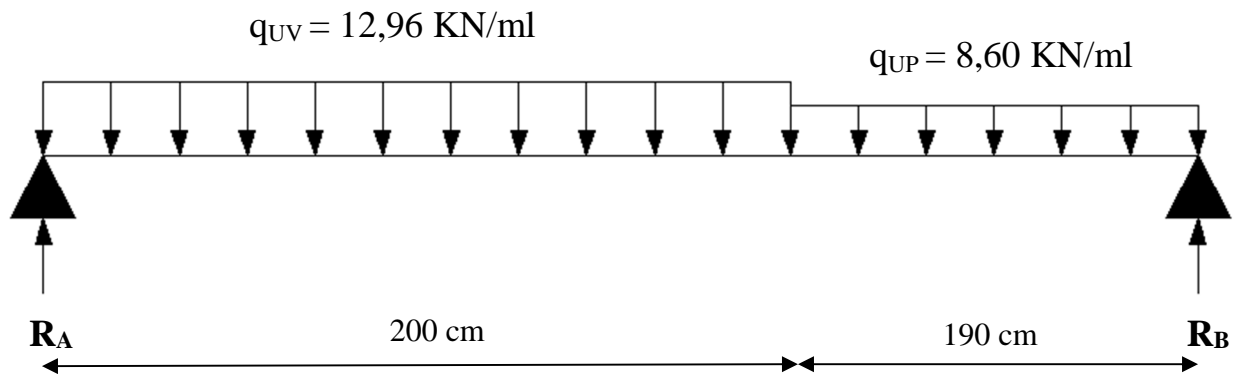


Figure III-38 : Schéma statique de la première volées plus palier intermédiaire (ELS) de RDC

$$R_A + R_B = (12,09 \times 2) + (8,60 \times 1,9) = 40,52 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A = 0 \quad \Leftrightarrow \quad R_B \times 3,9 - (8,60 \times 1,9 \times 2,95) - (12,09 \times 2 \times 1) = 0$$

$$R_B \times 3,9 = 72,38 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} R_A = 21,96 \text{ KN} \\ R_B = 18,56 \text{ KN} \end{array} \right.$$

3- Calcul des efforts internes :

1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 2 \text{ m}$

**-Effort tranchant :**  $T_y = 12,09x - 21,96$

→  $T_y = - 21,96 \text{ KN}$  ..... pour  $x = 0$

$T_y = 2,22 \text{ KN}$  ..... pour  $x = 2 \text{ m}$

**-Moment fléchissant :**

$$M_z = -6,045x^2 + 21,96x$$

→  $M_z = 0$  ..... pour  $x = 0$

$M_z = 19,74 \text{ KN.m}$  ..... pour  $x = 2 \text{ m}$ .

2<sup>ème</sup> tronçon :  $2 \text{ m} \leq x \leq 3,9 \text{ m}$

**-Effort tranchant :**

$$T_y = - 21,96 + 8,60 (x-2) + 12,09 x 2$$

$$= 8,6 x - 14,98$$

→  $T_y = 2,22 \text{ KN}$  ..... pour  $x = 2 \text{ m}$

$T_y = 18,56 \text{ KN}$  ..... pour  $x = 3,9 \text{ m}$

**-Moment fléchissant :**

$$M_z = -12,09 \times 2 (x - 2/2) - 8,60 (x - 2) ((x - 2) / 2) + 21,96x$$

$$\longrightarrow M_z = 19,74 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{pour } x = 2 \text{ m}$$

$$M_z = 0 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{pour } x = 3,9 \text{ m.}$$

**-Moment fléchissant maximum :**

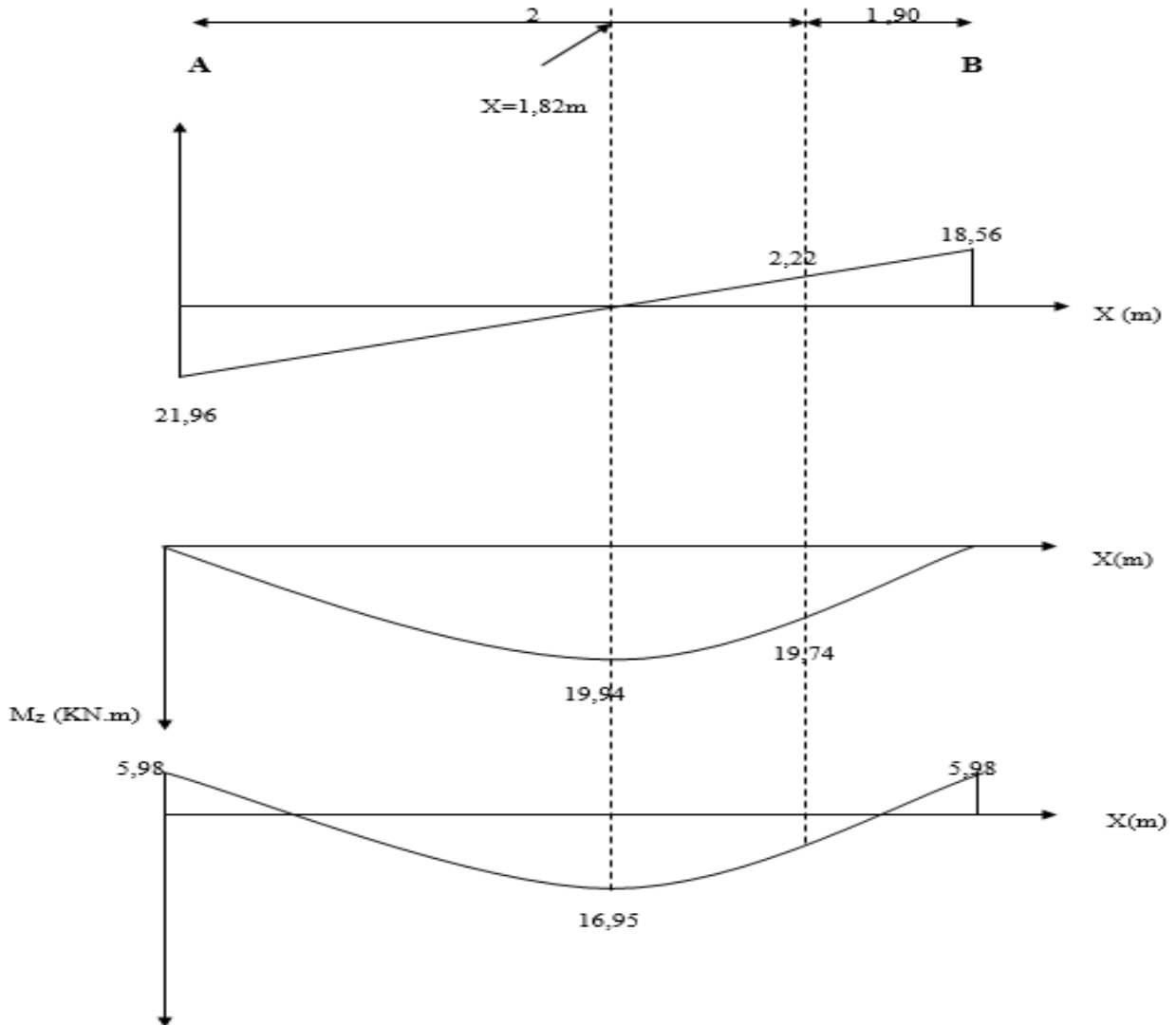
$$M_z^{\max} \longrightarrow T_y = 0 \longrightarrow x = 1,82 \text{ m} \longrightarrow M_z^{\max} = 19,94 \text{ KN.m}$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte des semis encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients correcteur pour le moment  $M_z^{\max}$ , au niveau des appuis et en travées.

**-Aux appuis :**  $M_{sa} = -0,3. M_z^{\max} = -0,3 \times 19,94 = -5,98 \text{ KN.m}$

**-En travée :**  $M_{st} = 0,85. M_z^{\max} = 0,85 \times 19,94 = 16,95 \text{ KN.m}$



**Figure III-39 : Diagrammes des efforts internes de l'escalier d'étage Courant à l'ELS.**

**III-6-14 Ferrailage : (ELS)**

Le calcul se fera à en flexion simple pour une bande de largeur (b=1m) et d'épaisseur (e<sub>p</sub>=18cm).

b=100 cm ; h=18cm; d=16cm; c=2 cm

**1-Armatures longitudinales :**

- Aux appuis :

$$\mu_{ua} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5,98}{1 \times 0,16^2 \times 14,2 \cdot 10^3} = 0,0164$$

$\mu_{ua} = 0,0164 < \mu_l = 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA}$

$\mu_{ua} = 0,0164 \longrightarrow \beta = 0,992$

$$A_{sa} = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{5,98 \cdot 10^2}{0,992 \cdot 16 \cdot 348 \cdot 10^3 \cdot 10^{-4}} = 1,08 \text{ cm}^2$$

.  $A_{sa} = 1,08 \text{ cm}^2 \text{ (ELS)} < A_{sa} = 3,01 \text{ cm}^2 \text{ (ELU)}$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

- En travée :

$$\mu_{ut} = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{16,95}{1 \times 0,16^2 \times 14,2 \cdot 10^3} = 0,0466$$

$\mu_{ut} = 0,0466 < 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA}$

$\mu_{ut} = 0,0466 \longrightarrow \beta = 0,976$

$$A_{st} = \frac{16,95 \cdot 10^2}{0,976 \cdot 16 \cdot 348 \cdot 10^3 \cdot 10^{-4}} = 3,12 \text{ cm}^2$$

.  $A_{st} = 3,12 \text{ cm}^2 \text{ (ELS)} < A_{st} = 6,78 \text{ cm}^2 \text{ (ELU)}$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

**2-Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :**

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

- En travée :

La section adoptée à l'ELU en travée est :

$A_{st} = 6,78 \text{ cm}^2 = 6 \text{ HA}12/\text{ml}$

$M_{st}^{\max} = 16,95 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 6,78}{100 \times 16} = 0,424$$

$\rho_1 = 0,424 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,900 ; \alpha_1 = 0,300$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,300}{15(1 - 0,300)} = 0,0286$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{16,95 \times 10^{-3}}{0,900 \times 0,16 \times 6,78 \times 10^{-4}} = 173,61 MPa$$

$\sigma_{st} = 173,61 MPa < 400 MPa$ ..... condition vérifiée.

$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_{st} = 0,0286 \times 173,61 = 4,96 MPa < 15 MPa$  ..... Condition vérifiée.

• **Aux appuis :**

La section adoptée à l'ELU aux appuis est :

$$A_{sa} = 3,01 \text{ cm}^2 = 6HA8/ml$$

$$M_{sa} = 5,98 KN.m$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3,01}{100 \times 16} = 0,188$$

$$\rho_1 = 0, \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,930 ; \alpha_1 = 0,210$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,210}{15(1 - 0,210)} = 0,0177$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sa}^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{sa}} = \frac{6,528 \times 10^{-3}}{0,930 \times 0,16 \times 3,01 \times 10^{-4}} = 145,75 MPa$$

$\sigma_{st} = 145,75 MPa < 400 MPa$ ..... condition vérifiée.

$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_{st} = 0,0177 \times 145,75 = 2,58 MPa < 15 MPa$  .....condition vérifiée.

➤ Donc les armatures calculées à l'ELU aux appuis sont suffisantes à l'ELS.

**3-Etat limite de déformation :**

➤ Vérification de la flèche :

$$f = \bar{f}$$

$$f = \frac{M_s^t l^2}{10 E_v I_{fv}}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} E_v = 10818,88 MPa \\ M_t^s = 16,95 KN.m \\ l = 390 \text{ cm.} \\ \bar{f} = 0,78 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{6,78}{100 \times 16} = 0,00424$$

$$y_1 = \frac{b \cdot h^2 / 2 + 15 \cdot A_{st} \cdot d}{b \cdot h + 15 \cdot A_{st}} = \frac{100 \cdot 18^2 / 2 + 15 \times 6,78 \times 16}{100 \times 20 + 15 \times 6,78} = 8,48 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 18 - 8,48 = 9,52 \text{ cm}$$

$$I_0 = (y_1^3 + y_2^3) \cdot \frac{b}{3} + 15 \cdot A_{st} \cdot (y_2 - c)^2$$

$$I_0 = (8,48^3 + 9,52^3) \cdot \frac{100}{3} + 15 \cdot 6,78 \cdot (9,52 - 2)^2$$

$$I_0 = 54837,89 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \cdot b_0 / b) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2 + 3) \cdot 0,00424} = 1,981$$

$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right\}$$

$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00424 \times 173,85 + 2,1} \right\} = 0,272$$

$$\rightarrow I_{fv} = 39199,65 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{16,95 \times 10^2 \times 390^2}{10 \times 10818,886 \cdot 10^3 \cdot 10^{-4} \times 39199,65} = 0,61 \text{ cm}$$

Donc  $f = 0,61 < \bar{f} = 0,78 \text{ cm}$ ..... condition vérifiée

La flèche est admissible.

III-6-15) Ferrailage des escaliers :

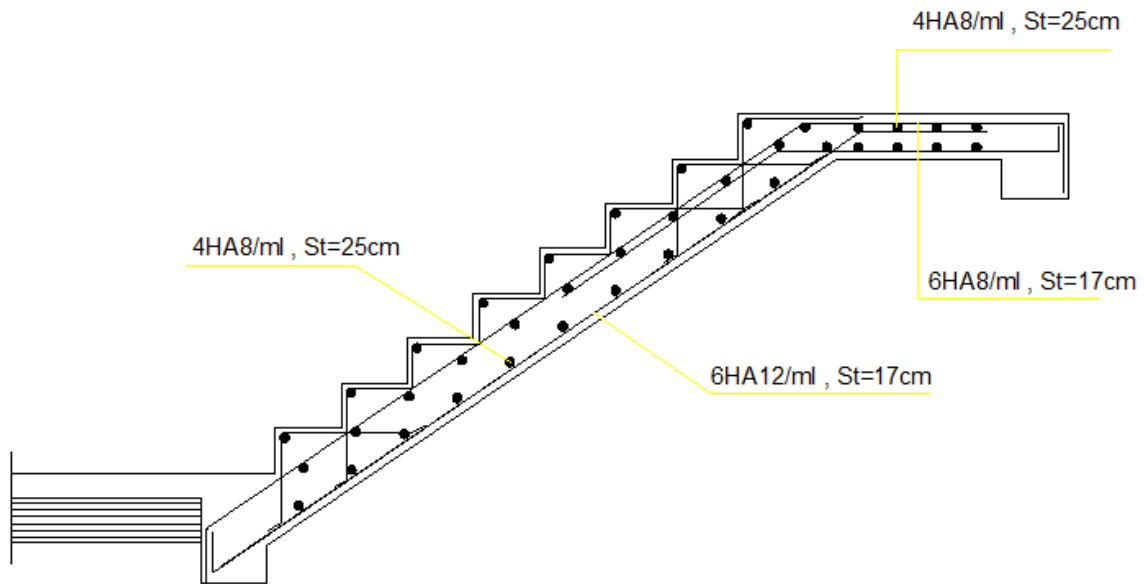


Figure III-40 : Schéma de ferrailage de l'escalier de RDC

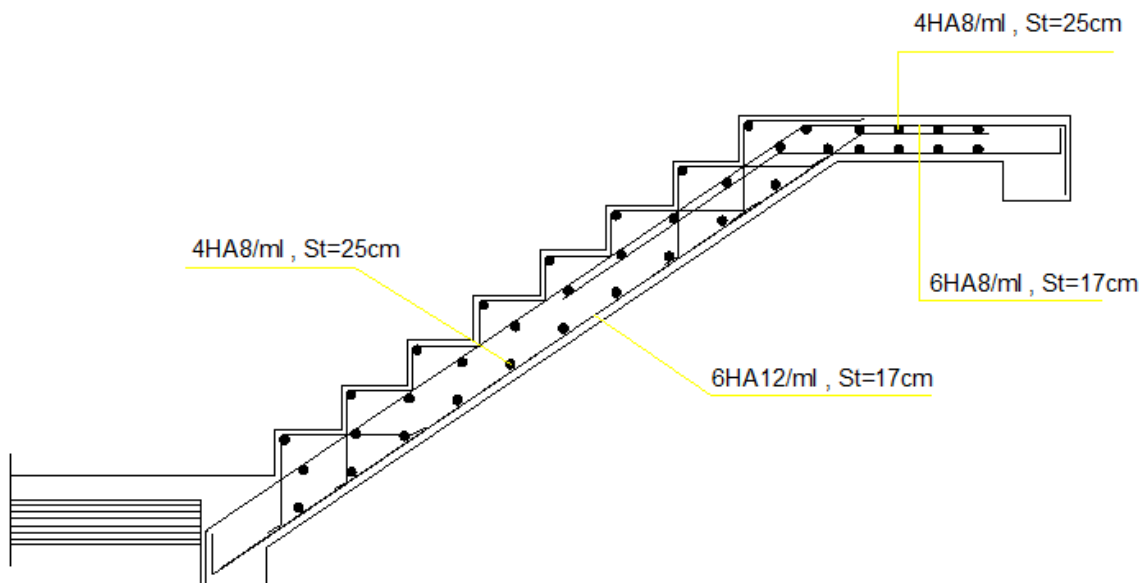


Figure III-41 : Schéma de ferrailage de l'escalier d'étage courant

## **CHPITRE IV :**

### ***Présentation du logiciel Robot***

## *Présentation du logiciel Robot Structurale Analysis Professional 2010.*

### **IV-1-Introduction :**

Le logiciel *Robot Structurale Analysis*, est un logiciel CAO/DAO (conception assistée par ordinateur) fabriquer par **Autodesk** société d'édition de logiciels de création et de contenu numérique, a été fondée par **John Walker** avec douze autres personnes en 1982.

# Autodesk

Entreprise de développement de logiciels industriels



**Figure IV-1 : Entreprise Autodesk**

*Robot* est un logiciel révolutionnaire car il peut calculer des structures à un nombre de barre et de nœud illimités ; il permet d'effectuer des analyses statique et dynamique ainsi que des analyses linéaires ou non linéaires ; adapté aux constructions en acier, en bois, en béton armé ou mixte, il comprend des modules d'assemblage, de ferrailage, de vérification et de dimensionnement suivant les différentes normes existants comme :

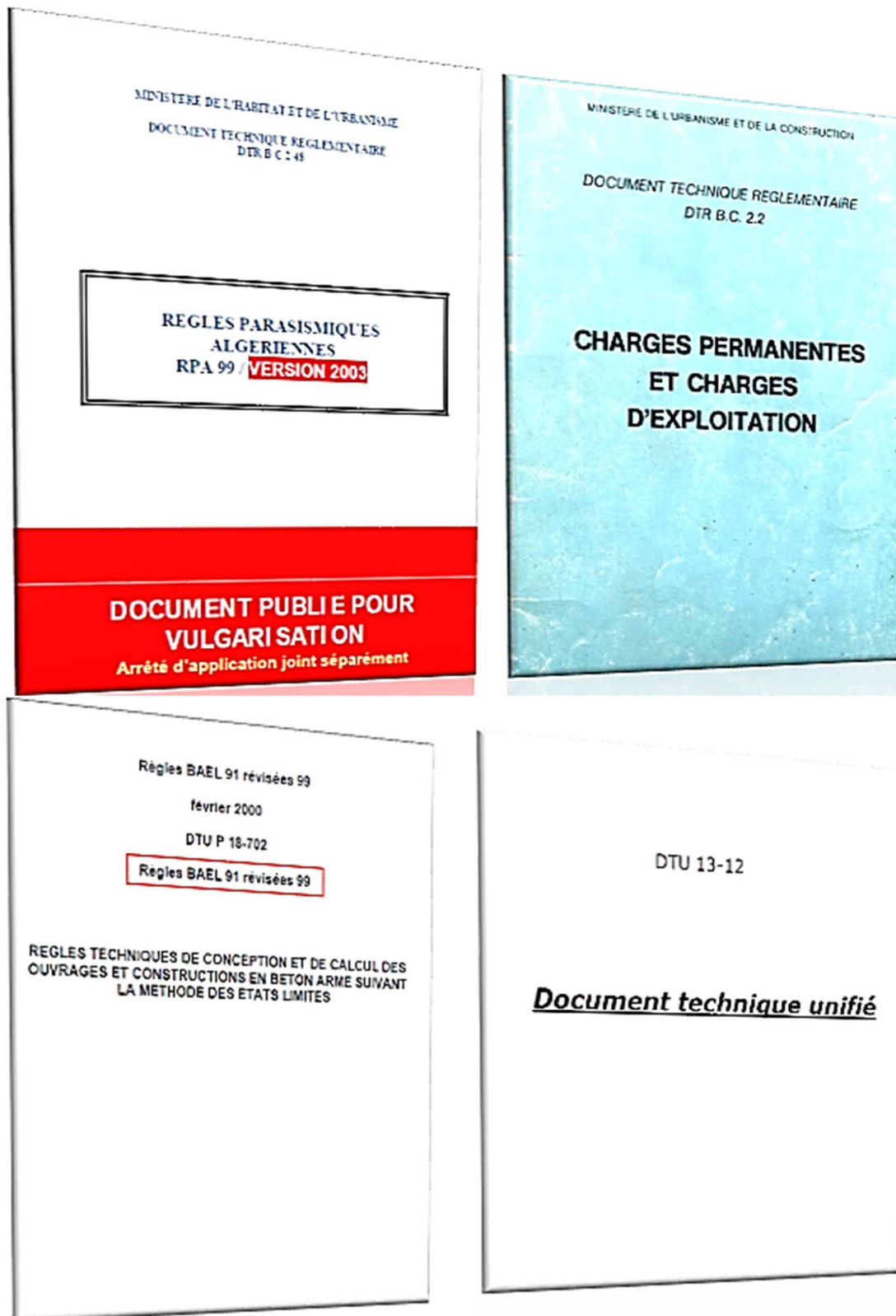


Figure IV-2 : Les différentes normes existantes

**IV-2- Description de Robot :**

Pour faciliter le travail de l'ingénieur, Robot dispose d'un vaste ensemble d'outils qui simplifient l'étude des structures.

Les caractéristiques principales du logiciel Robot sont les suivantes :

- ✓ Définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet (vous pouvez aussi ouvrir un fichier au format DXF et importer la géométrie d'une structure définie dans un autre logiciel CAO/DAO),
- ✓ Possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représenter à l'écran les différents types de résultats de calcul (efforts, déplacements, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes etc.),
- ✓ Possibilité de calculer (dimensionner) une structure et d'en étudier simultanément une autre (architecture multithread),
- ✓ Possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure,
- ✓ Possibilité d'affecter le type de barres lors de la définition du modèle de la structure et non pas seulement dans les modules métier,
- ✓ Possibilité de composer librement les impressions (notes de calcul, captures d'écran, composition de l'impression, copie des objets vers les autres logiciels).

**IV-3-Manipulation du logiciel :**

Lors de l'installation du logiciel Robot, le programme d'installation crée une icône sur le bureau de l'ordinateur qui est destiné à lancer le logiciel en effectuant un double clic, ou par un clic sur le bouton droit de la souris, puis clic sur « *ouvrir* » .

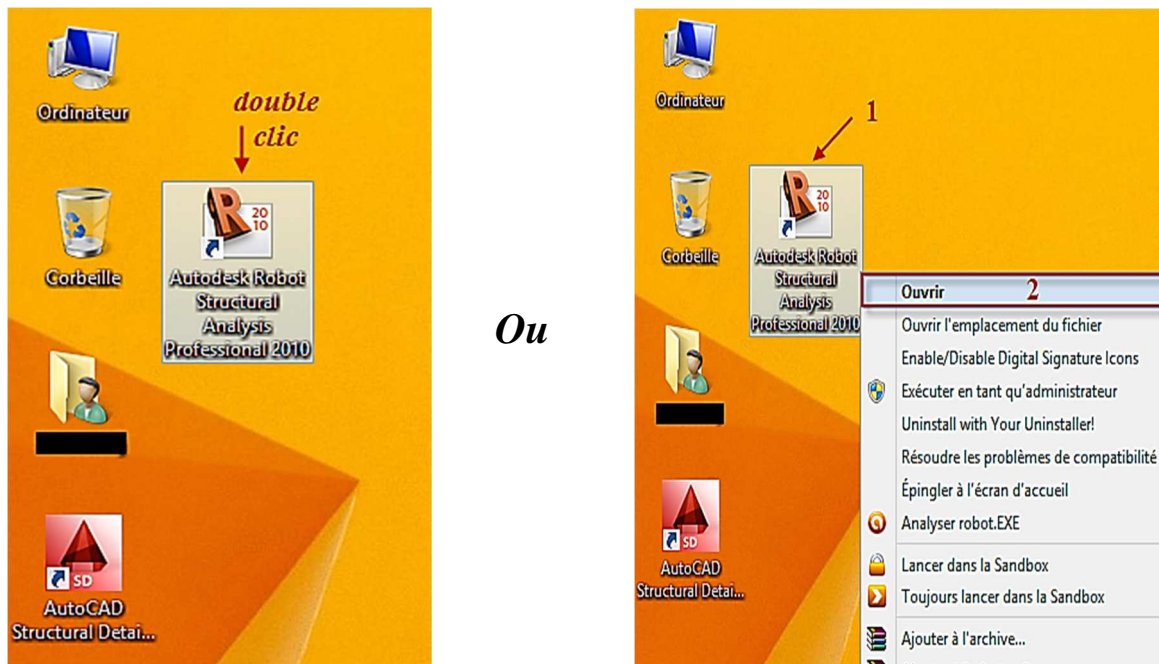


Figure IV-3 : Ouverture du fichier

Ce qui donne l'écran de chargement suivant :

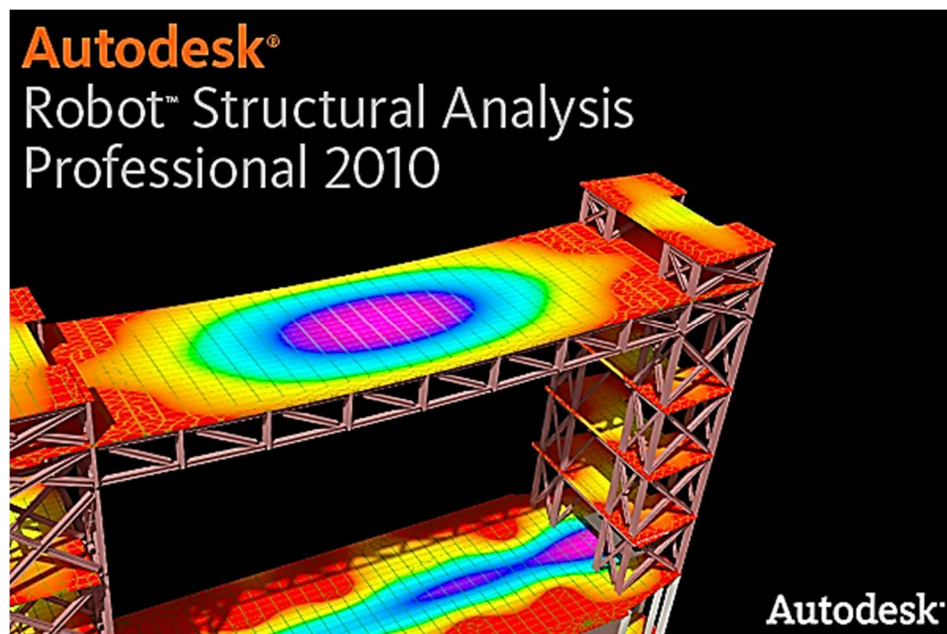


Figure IV-4 : L'écran de chargement ouverture du fichier

Après le lancement du programme Robot, la fenêtre ci-dessous s'affiche pour choisir le type de structure à étudier.

Dans notre cas on choisira le type « *Coque* » pour l'étude de notre structure.



Figure IV-5 : Sélection de l'affaire

La nouvelle affaire s'affiche :

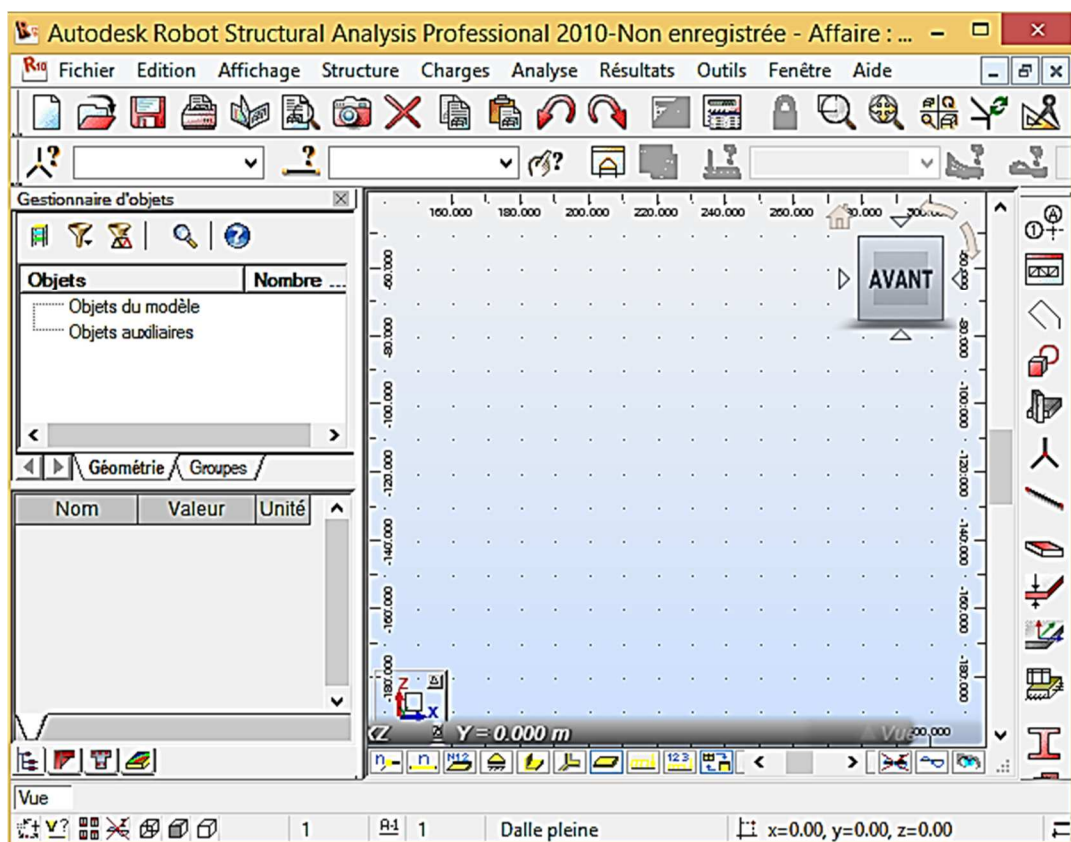




Figure IV-6 : L'écran principal

**IV-3-1-présentation du menu préférences de l'affaire :**

Dans le menu « *outils* » on choisit « *préférences de l'affaire* », ou à partir de la barre d'outils ont clic sur l'icône  puis sur  pour définir les différents paramètres tels que les matériaux, unités et normes de l'affaire.

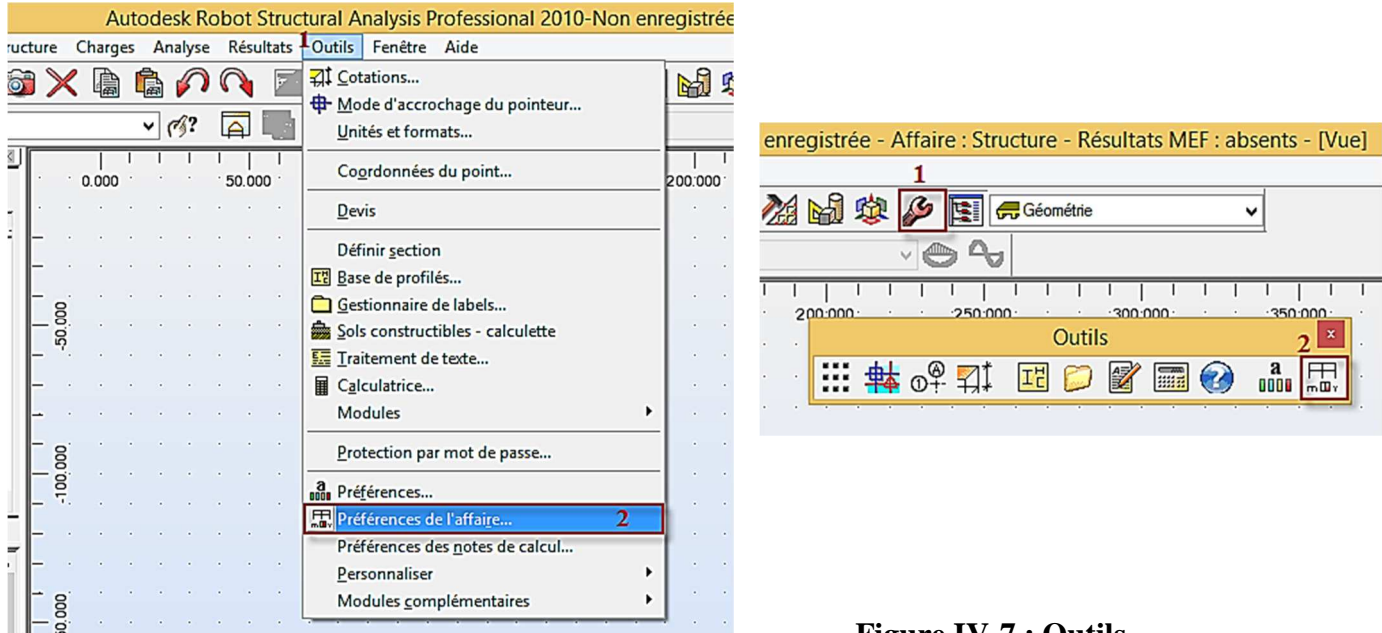


Figure IV-7 : Outils

La boîte de dialogue « *préférences de l'affaire* » s'affiche, on peut alors les configurer :

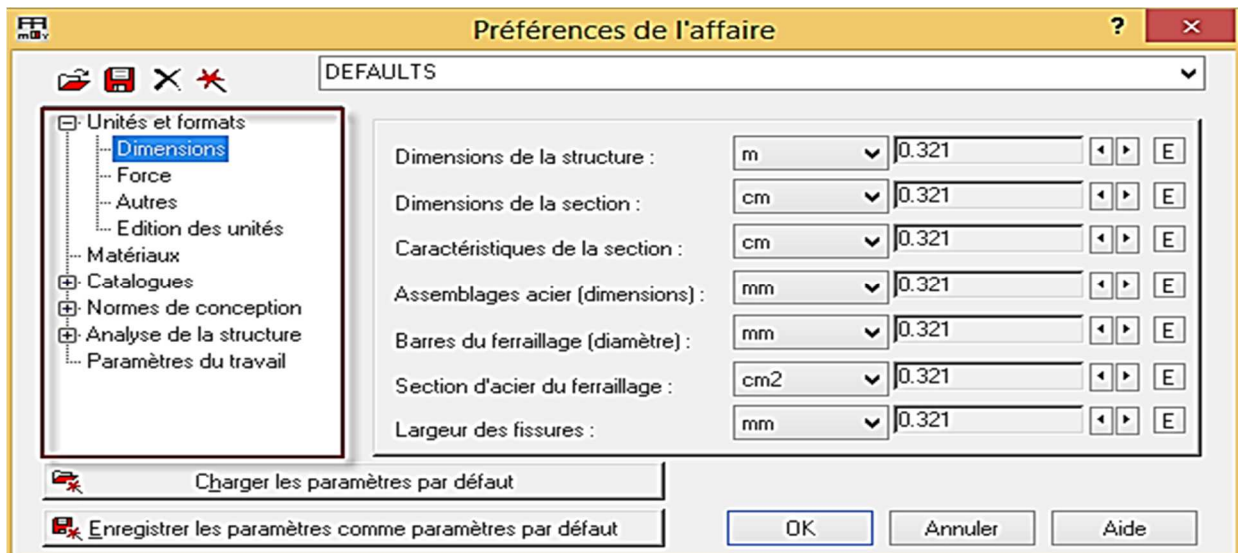


Figure IV-8 : Préférences de l'affaire

Par convention, on met toutes les valeurs à trois (03) chiffres après la virgule.

**IV-3-1-1-Unités et formats :**

*Edition des unités :*

**Figure IV-9 : Unités et formats**

**IV-3-1-2-Dimension et Force :**

**Figure IV-10 : Dimension et force**

**IV-3-1-3-Autres :**

**Figure IV-11 : Dimention et force (autres)**

**IV-3-1-4-Matériaux :**

**Figure IV-12 : Matériaux**

**IV-3-1-5-Normes de conceptions :**

Structures acier et aluminium :	CM66
Assemblages acier :	CM66
Structures bois :	CB71
Béton armé :	BAEL 91 mod. 99
Géotechniques :	DTU 13.12

Plus de normes...

**Figure IV-13 : Normes de conception****IV-3-1-6-Charge :**

Pondérations :	BAEL 91
Charges de neige et vent :	NV65 / N84 Mod. 96
Charges sismiques :	RPA 99 (2003)

Plus de normes...

**Figure IV-14 : Les charges****IV-3-1-7-Liaison rigides :**

Méthode de résolution : Automatique Paramètres

Ignorer les avertissements :  Oui  Non

Vérification automatique : seulement erreurs

Si l'option exige des résultats de : demander si démarrer les calculs

- Figurer automatiquement les résultats de calcul de la structure
- Fusionner les barres automatiquement lors de l'import de la géométrie
- Algorithme DSC (Relâchements sur barres)
- Liaisons rigides (Liaisons rigides)

**Figure IV-15 : Activation des liaisons rigides**

**IV-3-2-Paramètres de travail :****IV-3-2-1- vérifier structure :**

Le logiciel propose une option pour vérifier la structure après chaque étape une analyse complète de la structure dans le menu « *analyse* », « *vérifier structure* ».

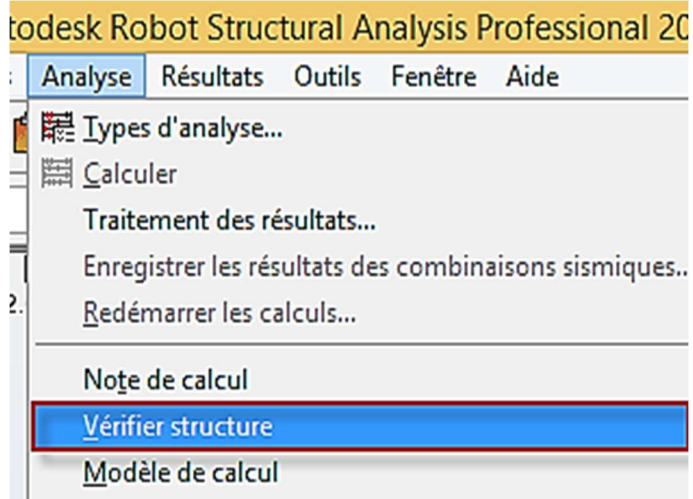



Figure IV-16 : Verification de la structure

**IV-3-2-2-Calcul de la structure :**

Après vérification de la structure et si elle ne présente aucune erreur, on procède au calcul statique  avec l'icône ou à partir du menu déroulant « Analyse » puis « Calculer »

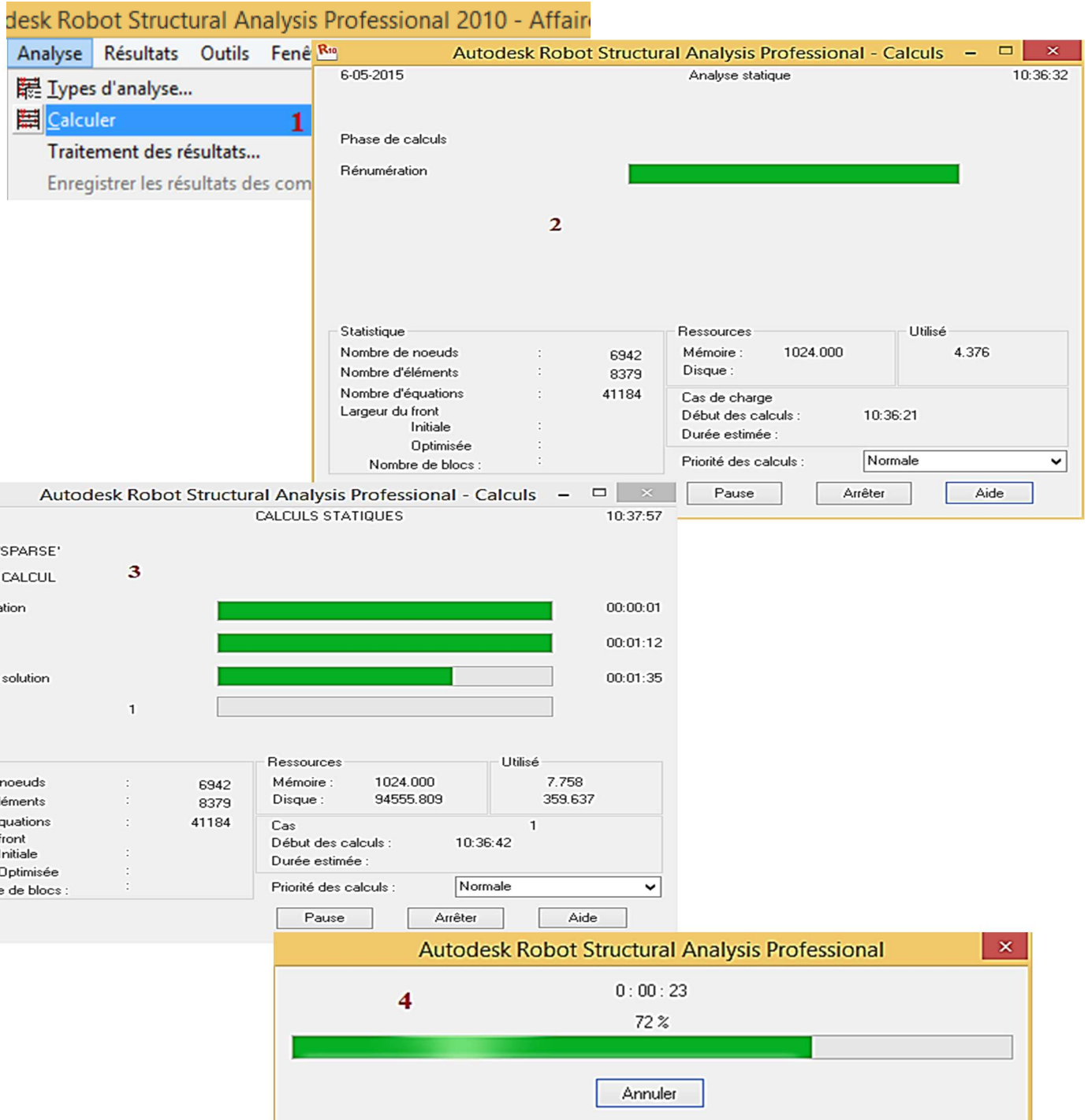


Figure IV-17 : Calcul de la structure

**Conclusion**

Enfin ce logiciel permet à l'ingénieur en génie civil de faire son travail dans la clarté et l'agréabilité pour de meilleures conditions de travail et collaboration avec tout son entourage

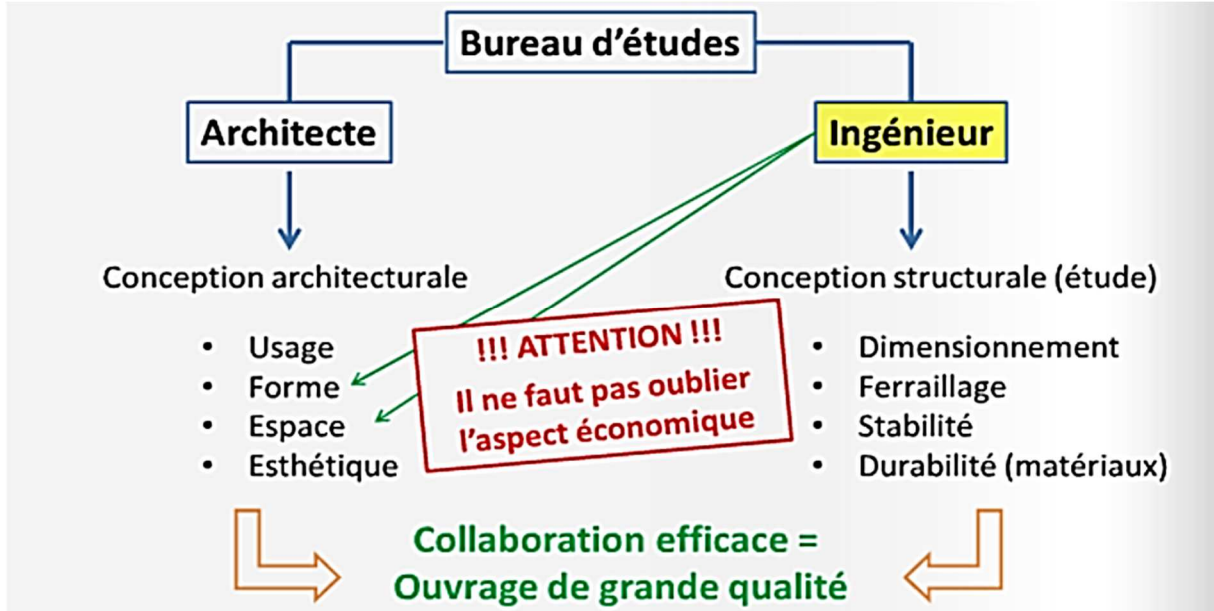


Figure IV-18 : Bureau d'études

**CHAPITRE V :**  
**Définition des données à introduire**  
**dans ROBOT**

**V-1-Démarrage :**

En va commencer la modélisation avec ROBOY BAT 2010 Il faut entrer avec le module etude d'une coque,

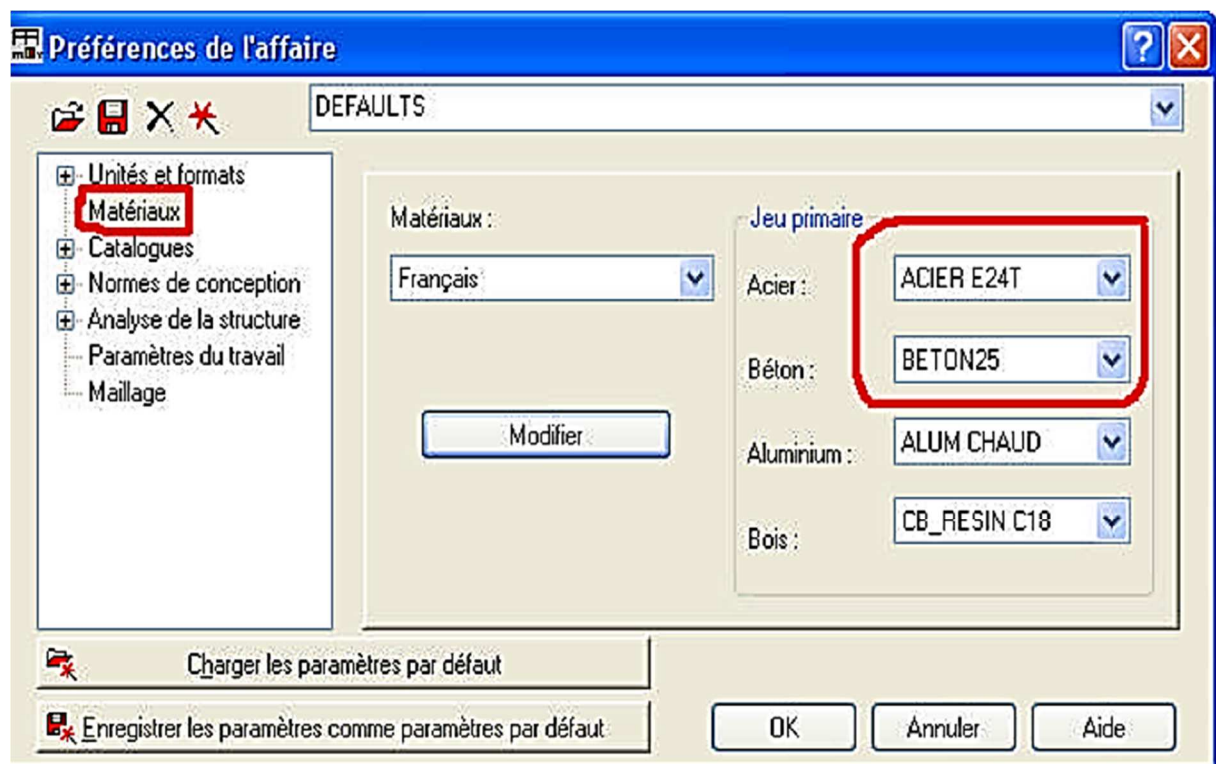


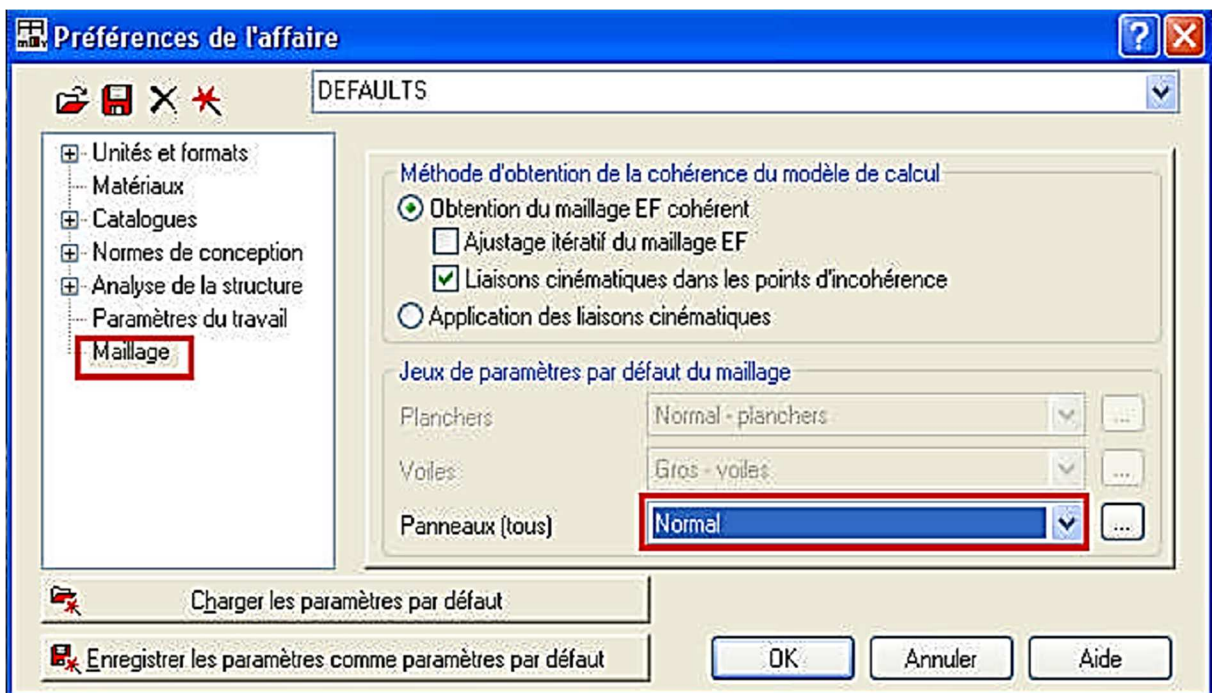
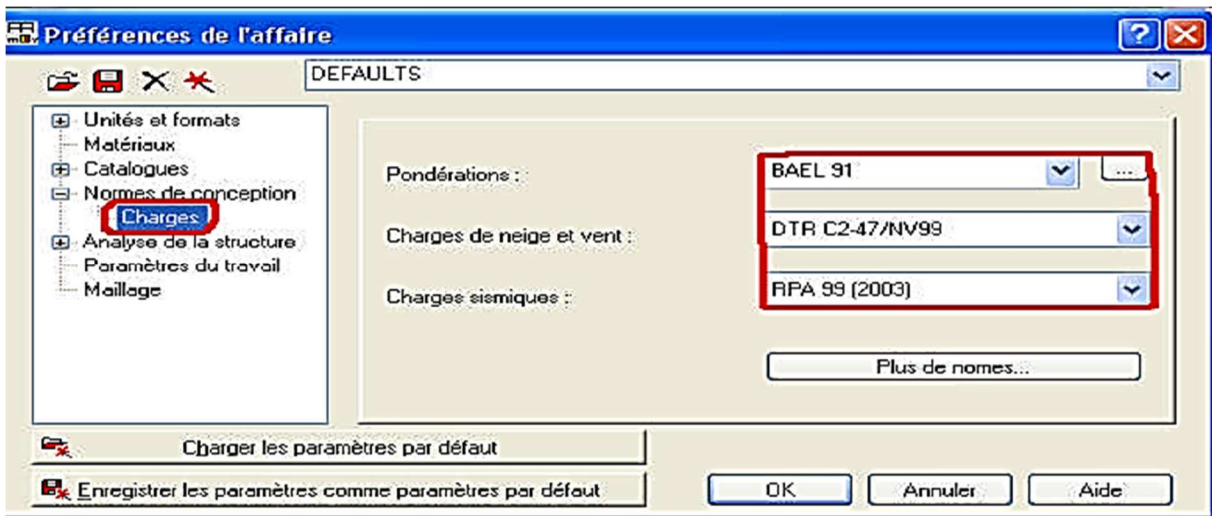
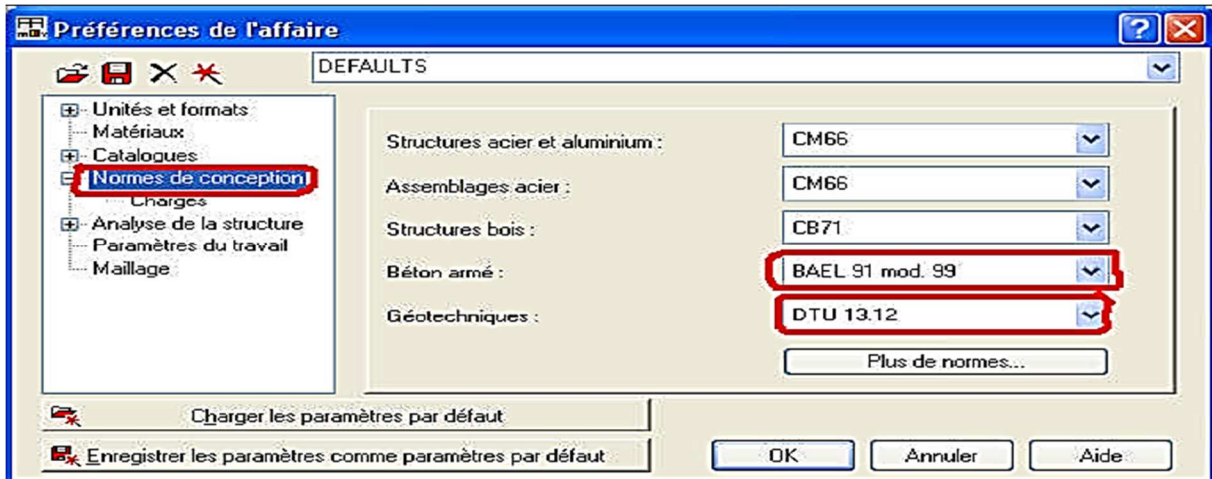
Ce model nous permettra d'étudier n'importe quel type de la structure.

**V-1-1-Réglage des préférences :**

Avant d'entamer la modélisation il faut régler les préférences d'affaire (les unités, les matériaux, les normes,...).

Allez au menu déroulant outils/préférence d'affaire.

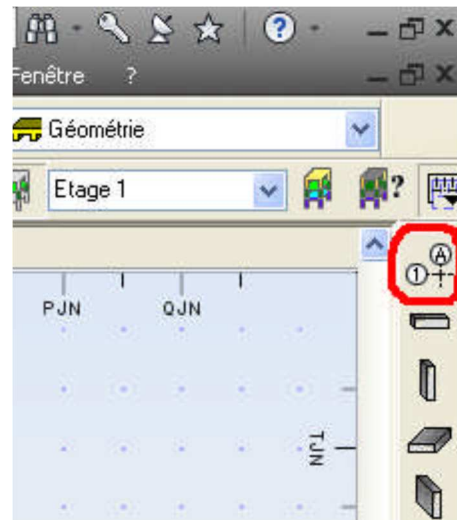




**V-2-Les lignes de construction :**

La première étape de modélisation c'est le dessin des lignes de construction, Ces ligne représente les axes de la structure (X, Y et Z).

Dans la fenêtre de Robot allez à la première icône de la barre d'outils qui se trouve sur la droite de la fenêtre:



La boîte de dialogue suivante s'ouvre :

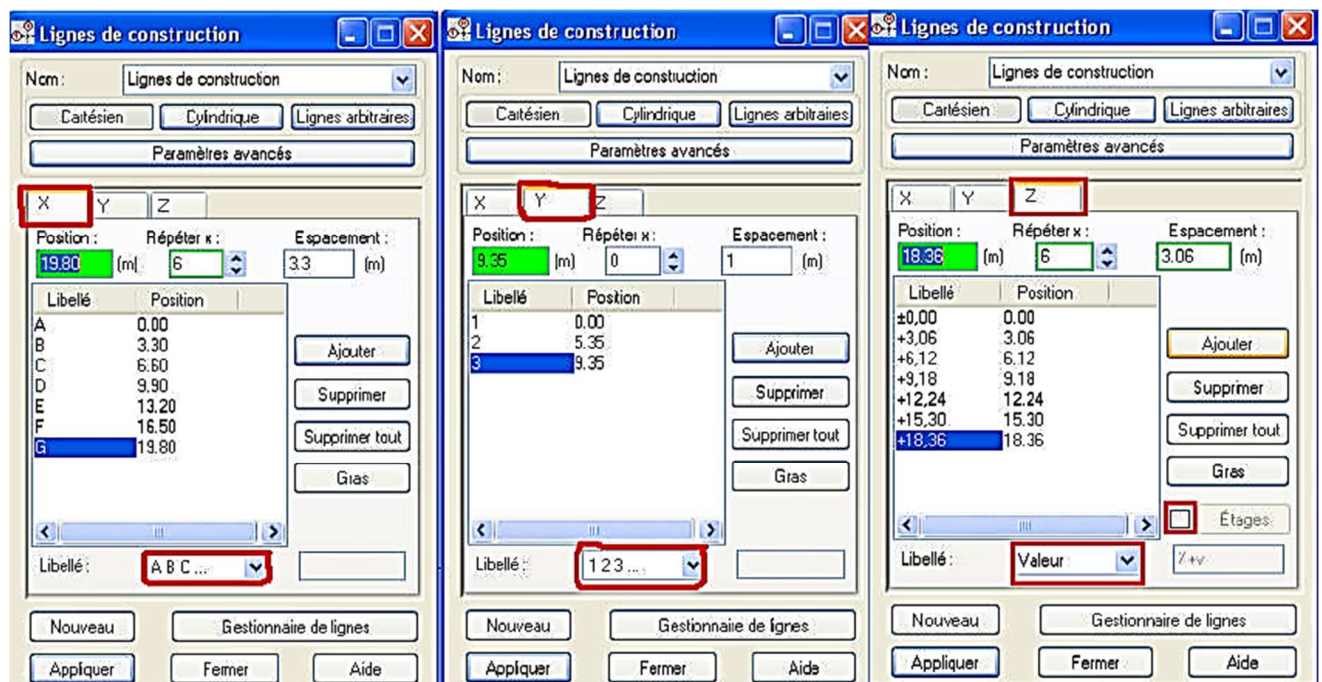
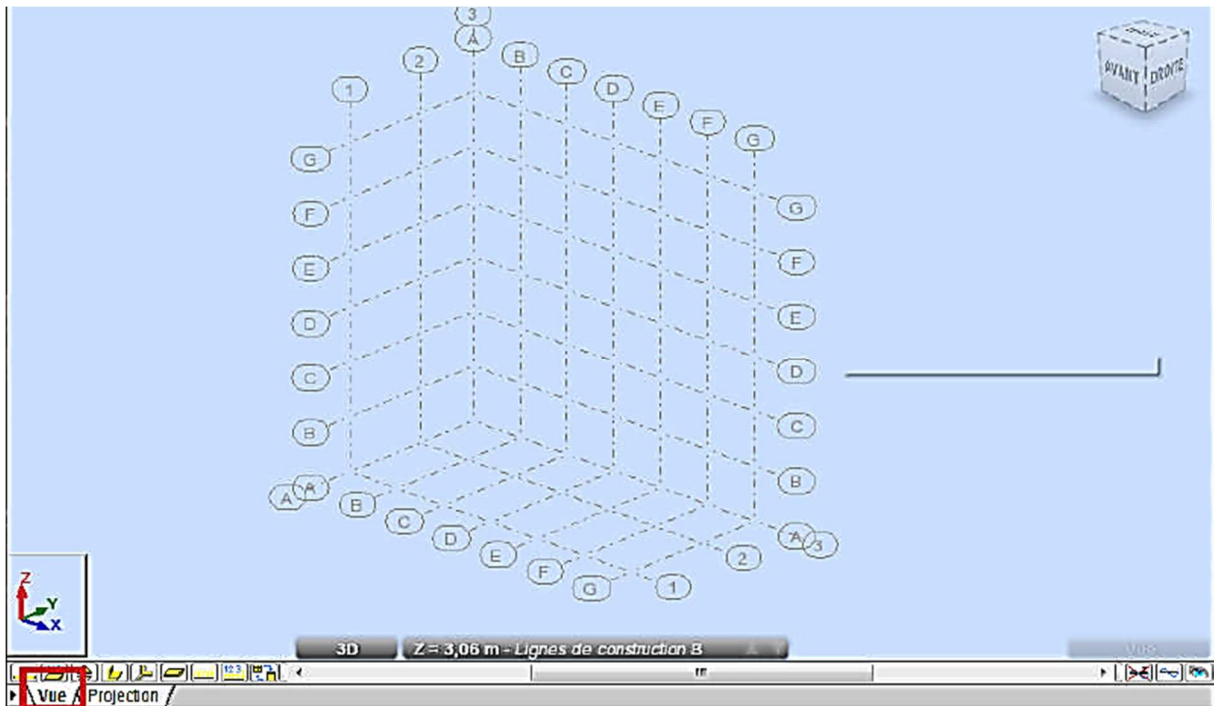


Figure V-1 : Lignes de construction

Est le resulta sera le suivant :



**V-3-Définitions des sections pour les éléments barres (poteaux et poutres) :**

Allez au menu déroulant Structure/caractéristique/profiler de barre :



- Dans la boîte de dialogue (profiler) clique sur (supprimé toutes) puis clique sur (nouveau) :



Figure V-2 : Creation des profils

Dans la boîte de dialogue (nouvelle section)

- Allez au champ (type de profiler) et sélectionner (poutre BA) :
- Donner le nom, la couleur et les dimensions de la poutre
- Cliquez sur (ajouter) :

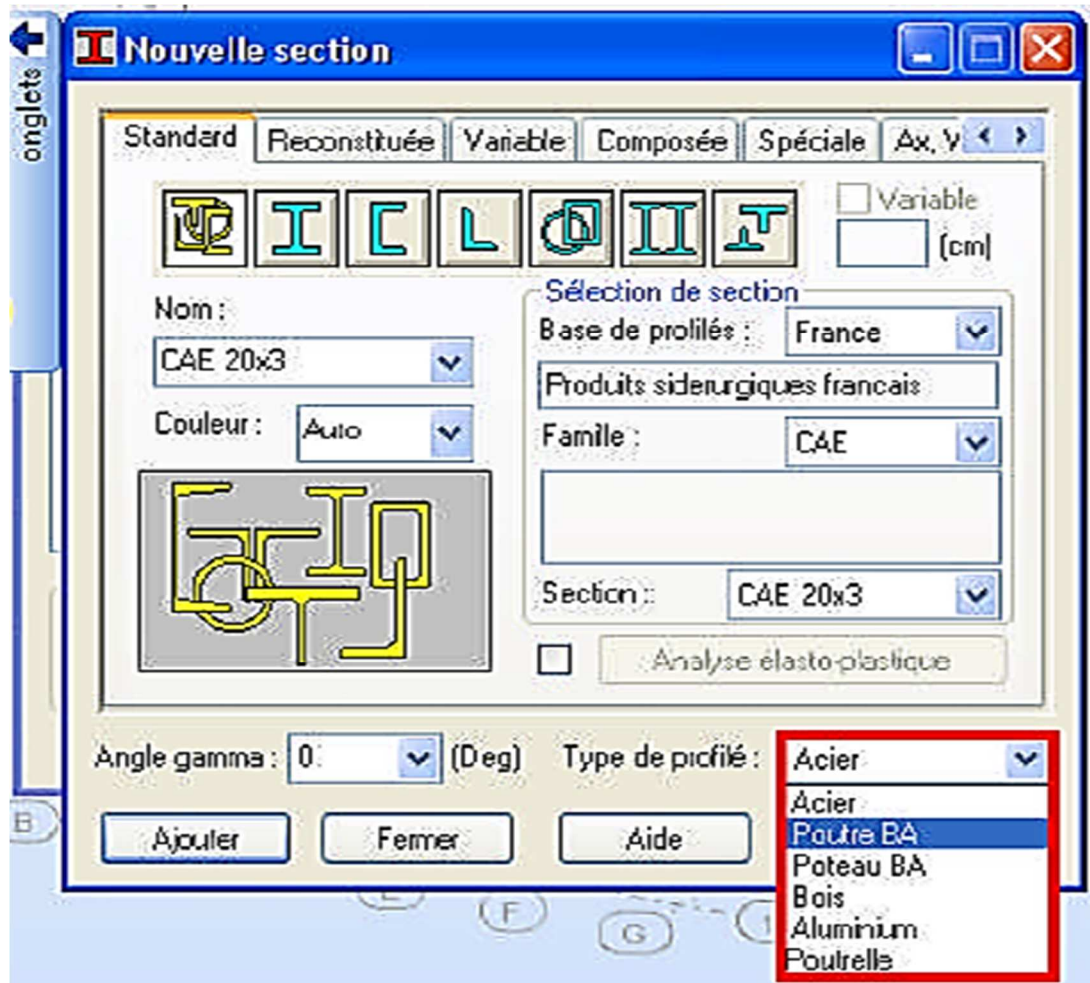
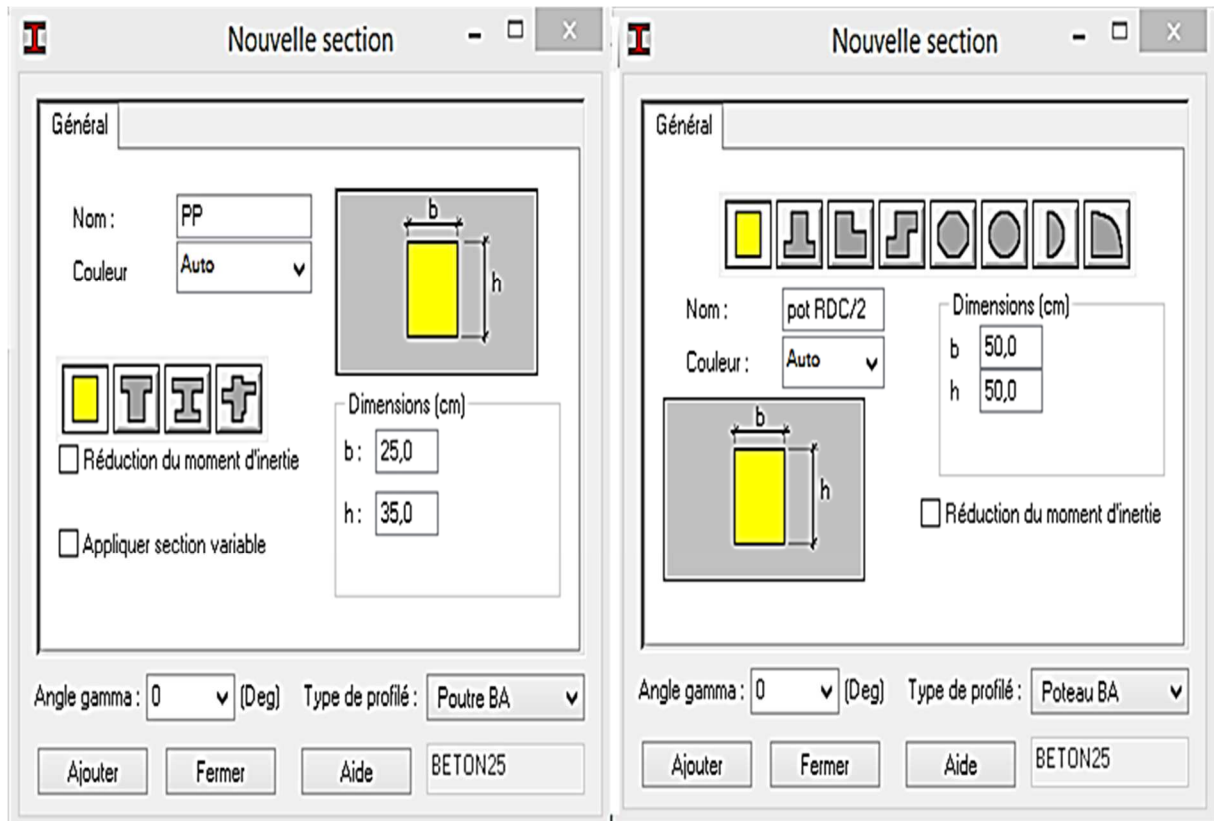


Figure V-3 : Nouvelle sections

- Refaire la même chose pour définir les autres sections des poutres et des poteaux (PS, PPalière, PP et poteaux)



**V-4-Modélisation des, escaliers (volé + palier de repos +poutre palière) :**

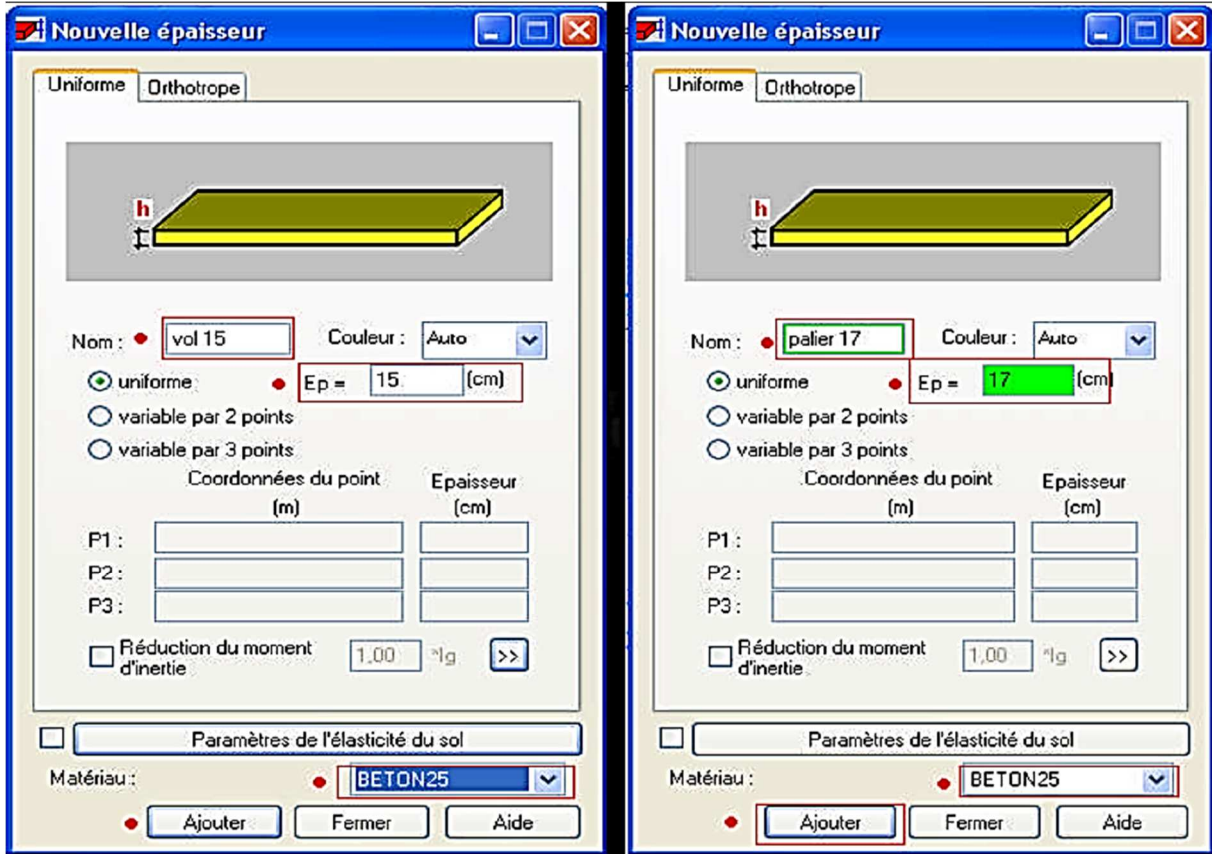
**V-4-1-Définition des épaisseurs :**

Allez au menu déroulant Structure/Caractéristique/Epaisseur EF... :  
 Vous aurez la boîte de dialogue suivante :



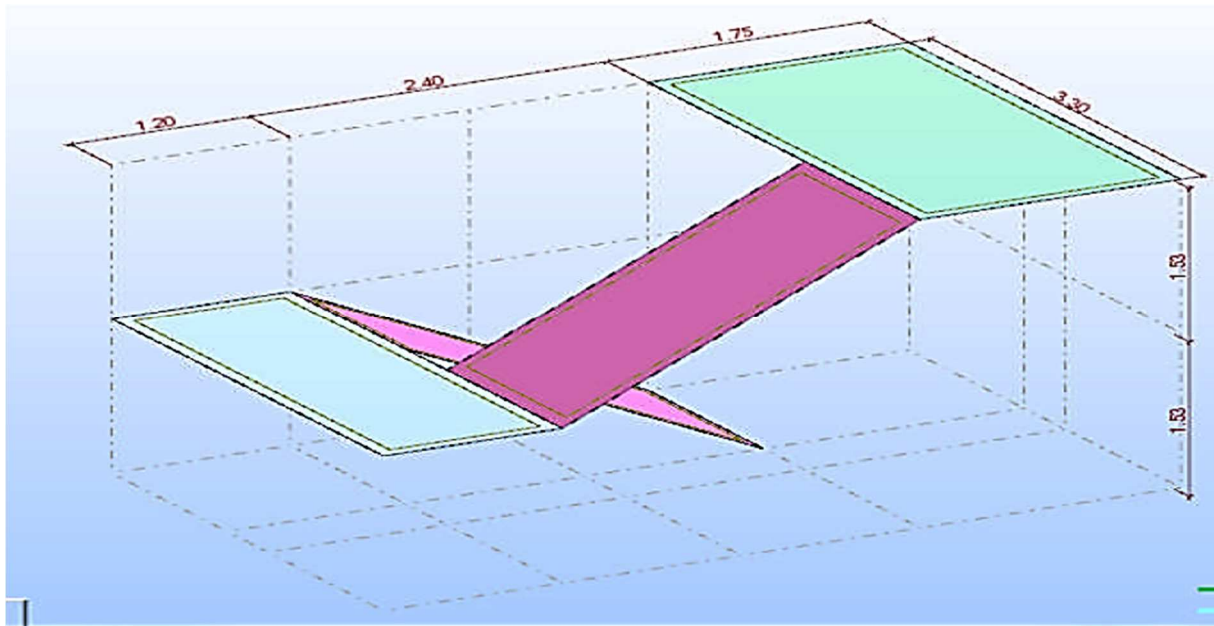
Figure V-4 : Creation des epaisseurs

Clic sur (Définir nouvel épaisseur) et entrer le nom, l'épaisseur et le matériau puis clic sur ajouter

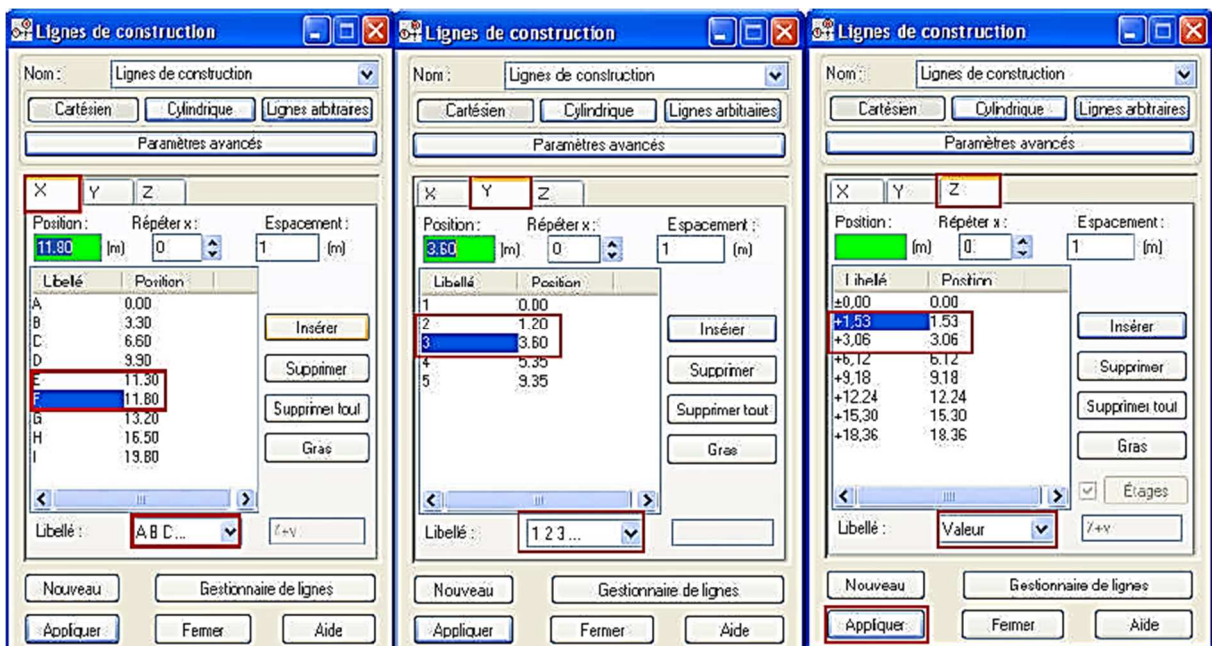


**V-4-2-Dessin des escaliers :**

on vas maintenant dessiner les escalier niveau RDC ,pour la modélisation des escaliers on a besoin des lignes de construction additionnelles .



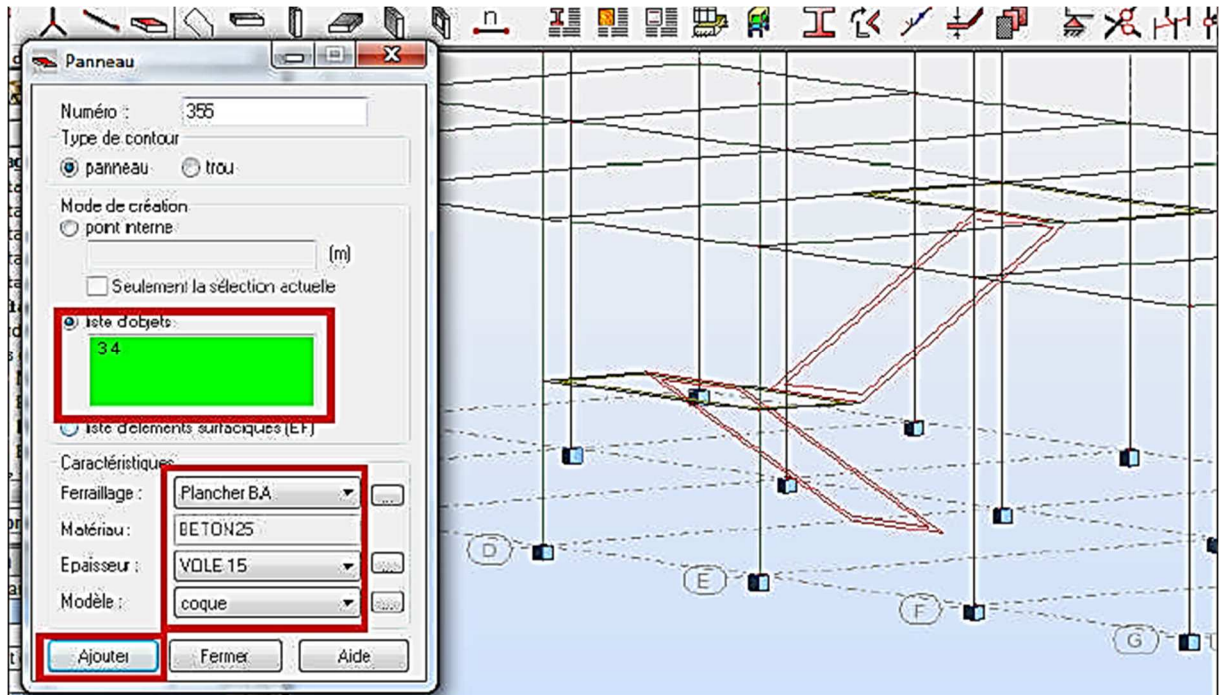
Dans La boîte de dialogue des lignes de construction faire le réglage suivant :



**V-4-3-Modélisation des escaliers :**

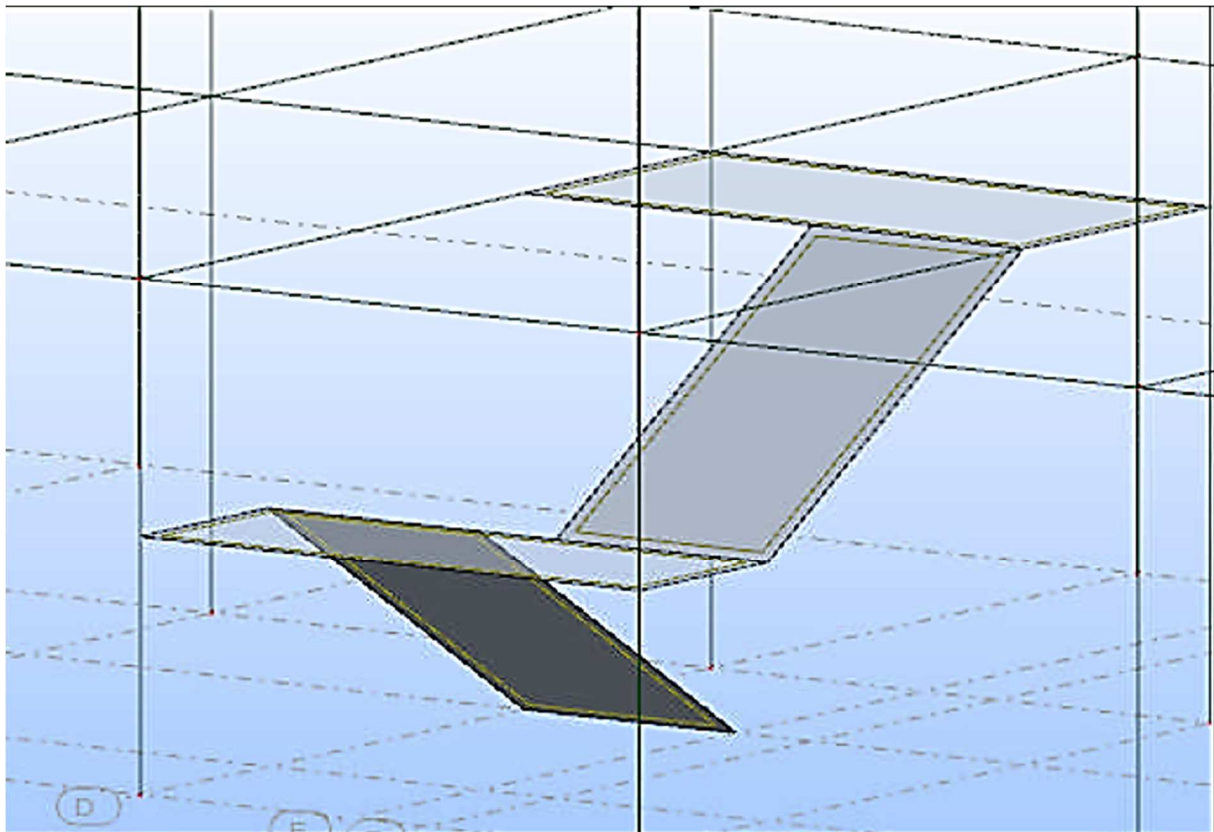


- Allez au menu déroulant Structure/panneaux :
- Dans la boîte de dialogue (panneau) clic sur (liste d'objets)
- Sélectionner les 2 voles



**Figure V-5 : Modelisation des escaliers**

Maintenant on va modéliser les paliers de repos en utilisant la même méthode.



V-5-Création des étages :

L'option Etages permet de définir les étages considérés comme éléments structuraux (sélectionnés automatiquement ou manuellement). Pour cette sélection d'éléments les valeurs des masses, le centre de gravité et de rigidité, les moments d'inertie et les excentremments seront calculés. Ces données sont indispensables pour effectuer les calculs sismiques simplifiés pour plusieurs normes sismiques.



- Allez au menu déroulant structure/Etage/Etage
- Dans la boîte de dialogue (Etage) clic sur supprimer tout ensuite faire le réglage suivant :

The image shows two screenshots of the 'Etages' dialog box. The left screenshot shows the 'Définition graphique' option selected, with 'Etage 1' defined at a height of 3.00m. The right screenshot shows the 'Définition manuelle' option selected, with 'Etage 6' defined at a height of 3.06m. The 'Supprimer tout' button is highlighted in red in both screenshots.

Nom	Niveau du ...	Hau...	C...
Etage 1	3.00	3.00	

Nom	Niveau du ...	Hau...	C...
Etage 6	18.36	3.06	
Etage 5	15.30	3.06	
Etage 4	12.24	3.06	
Etage 3	9.18	3.06	
Etage 2	6.12	3.06	
Etage 1	3.06	3.06	

## Résultat :

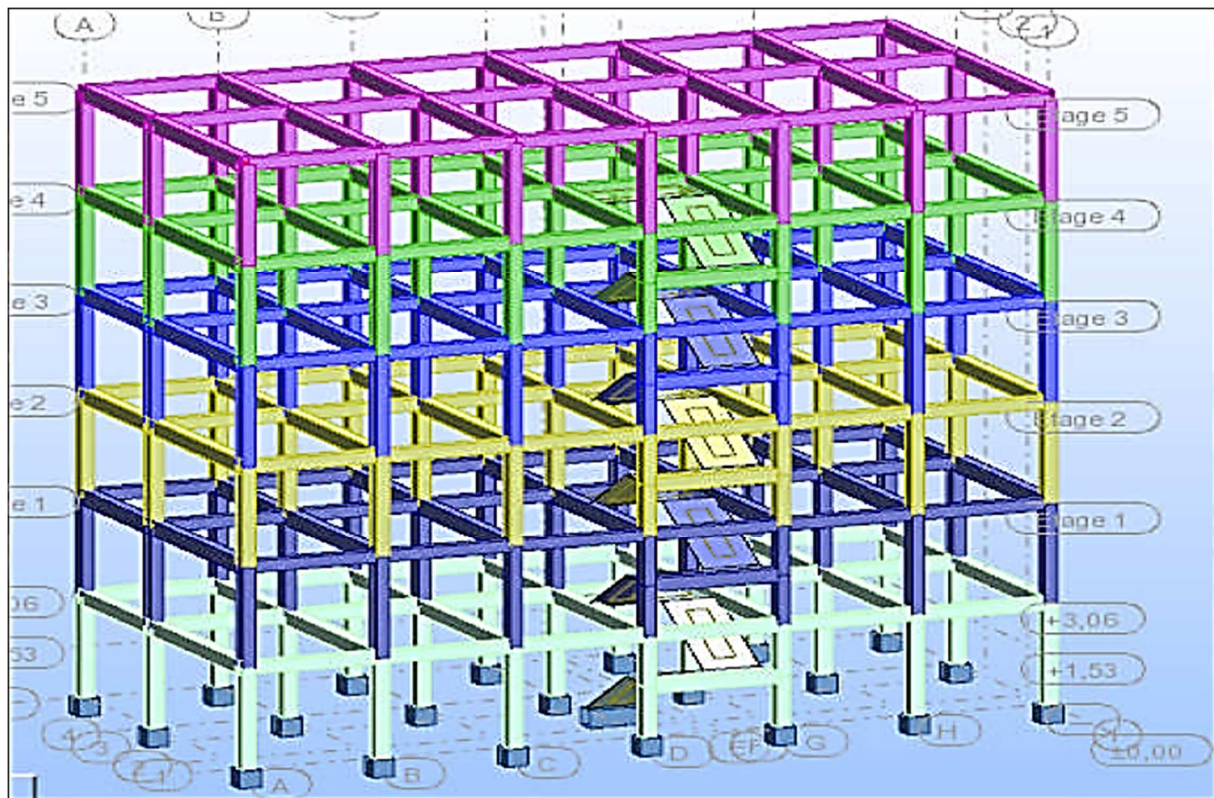


Figure V-6 : Creation des etages

**V-6-Le chargement :**

Il y a deux méthodes pour le chargement des poutres dans le système robot 2010

- Le chargement manuel sous formes de charge linéaire uniformément répartie.
- Le chargement automatique utilisant le bardage.

On va utiliser la première méthode pour charger les poutres principale des étages courants, et la deuxième pour les poutres principale de la terrasse.

**V-6-1-Définition des cas de charges :**

- Aller au menu déroulant (Chargement / Cas de charge),
- Vous aurez la boîte de dialogue (Cas de charge).
- Dans cette boîte de dialogue on va définir deux types de cas de charge (Charge permanente G et charge d'exploitation Q) :



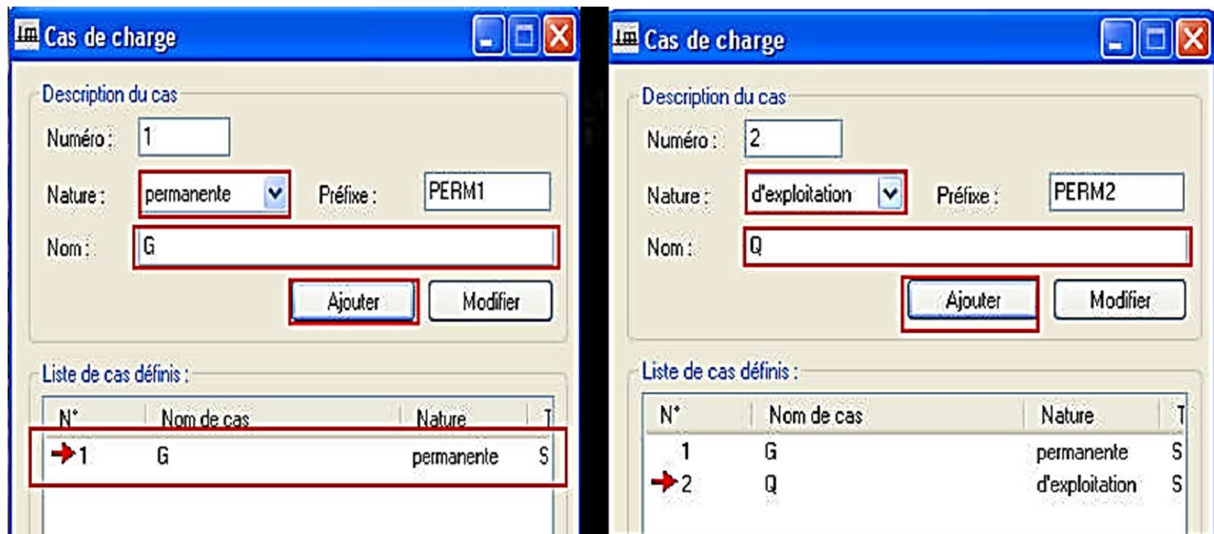
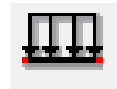
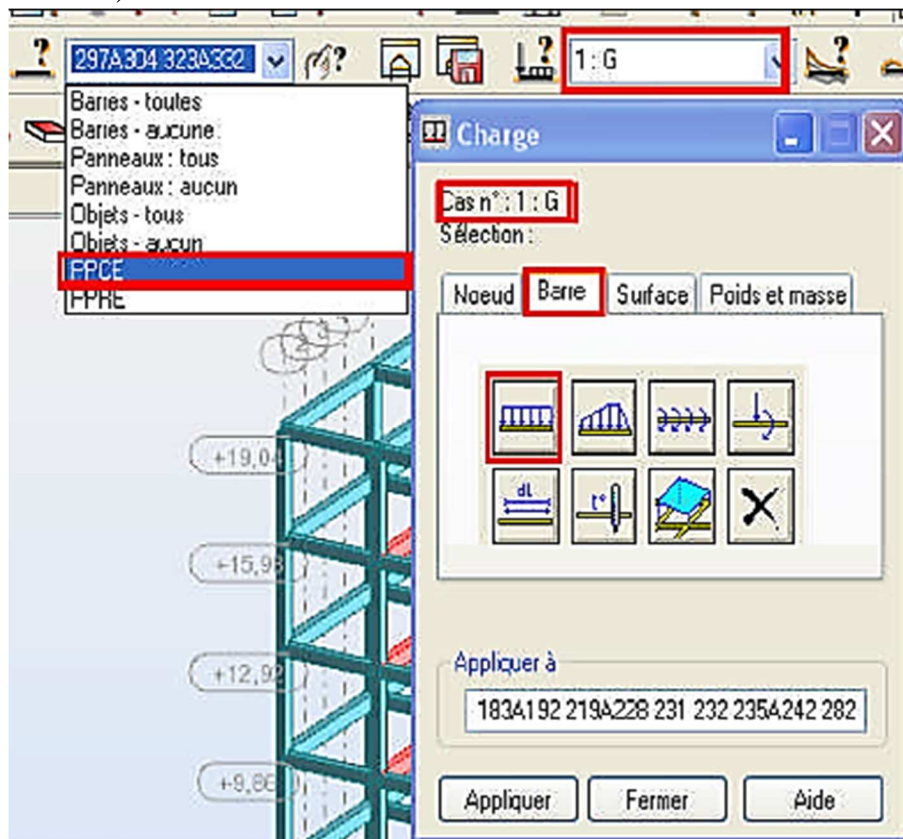


Figure V-7 : Creation des cas de charge



Maintenant on doit utiliser la boîte de dialogue (définir charge).

- Aller au menu déroulant Chargement/ définir charge .
- Dans la boîte de dialogue (charge) clic sur (barre) puis clic sur (charge uniforme) :



- Dans la boîte de dialogue (charge uniforme) entré la valeur
- Clic sur (ajouter) :

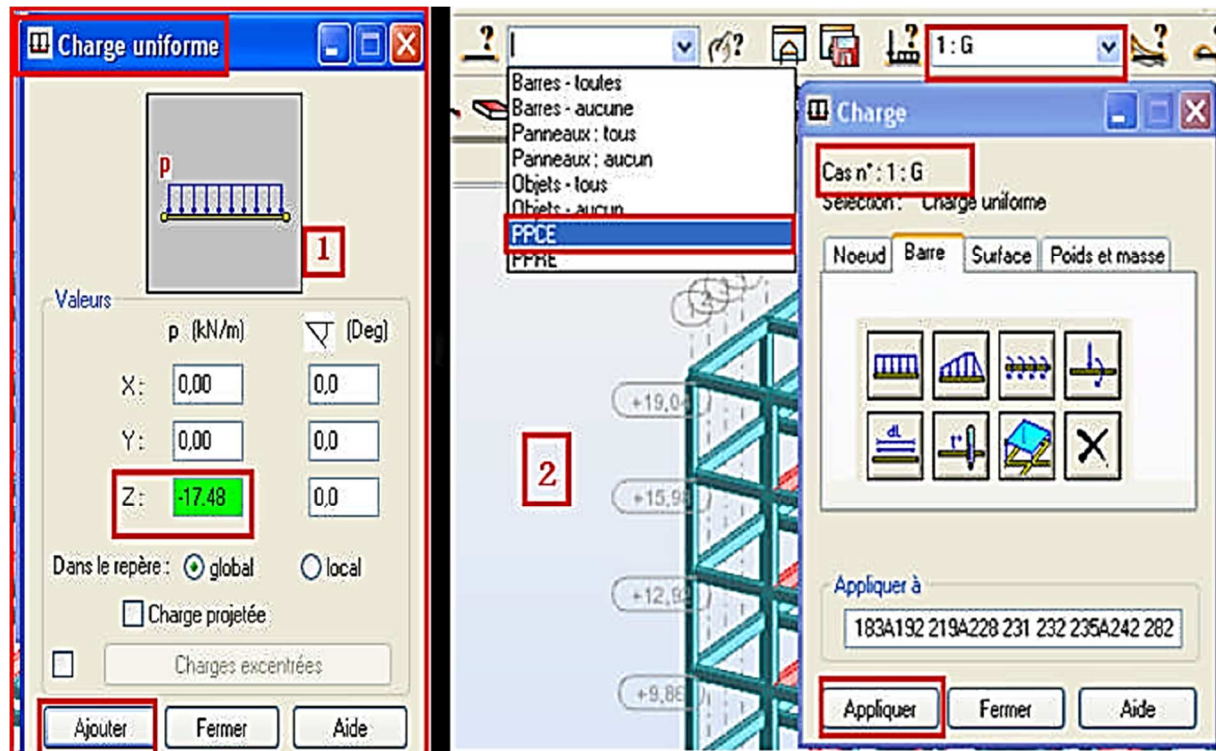
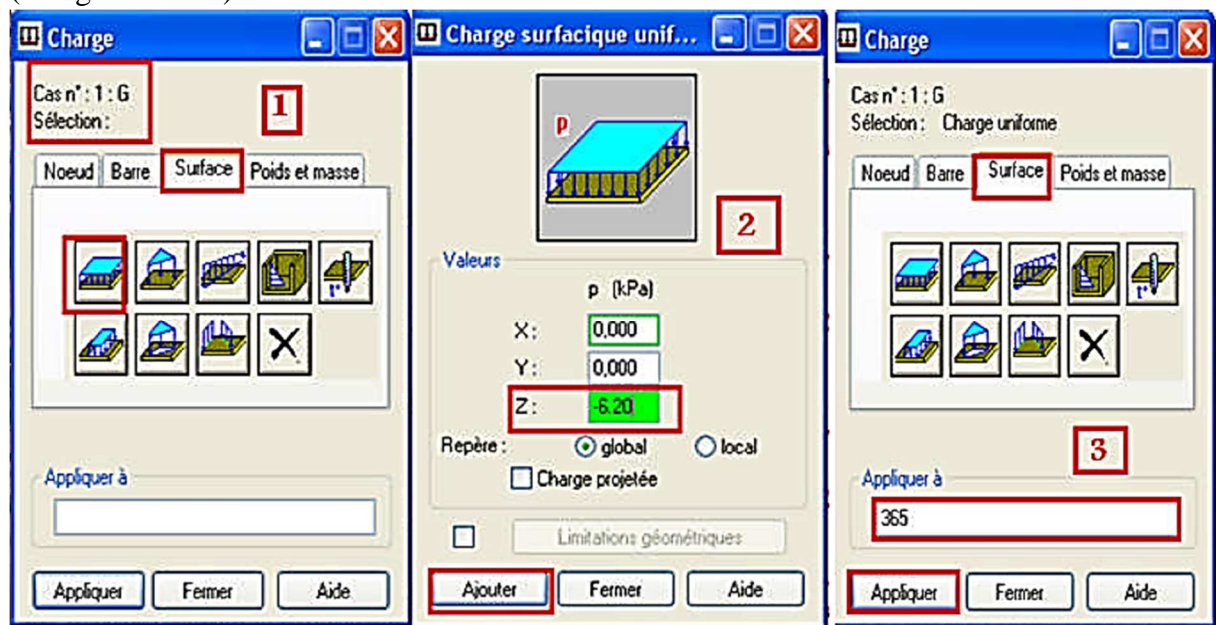


Figure V-8 : Application des charges

- On doit refaire la même chose pour définir les charges d'exploitation  
 Pour les charges surfacique Dans la boite de dialogue (charge) clic sur (surface) puis clic sur (chargeuniforme) :



V-6-2-Tableau Chargement :

Aller au menu déroulant Chargement/ tableau - chargement.

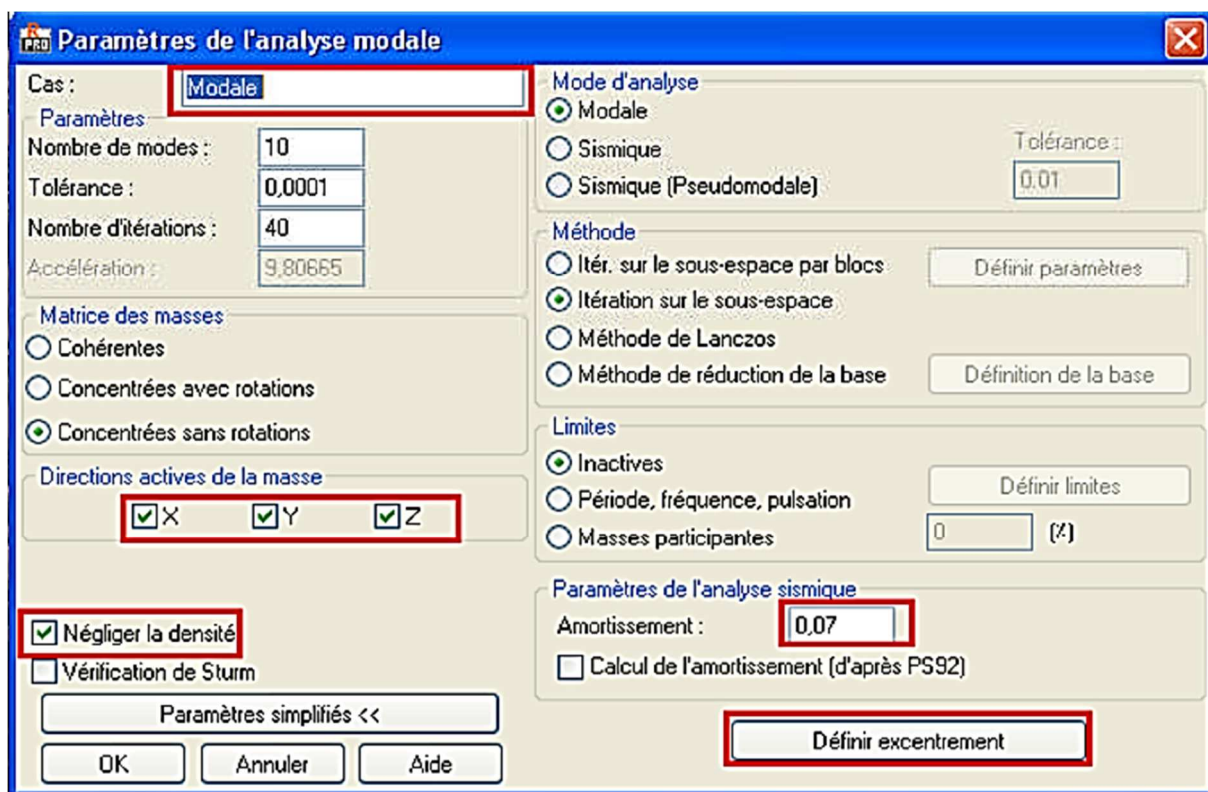
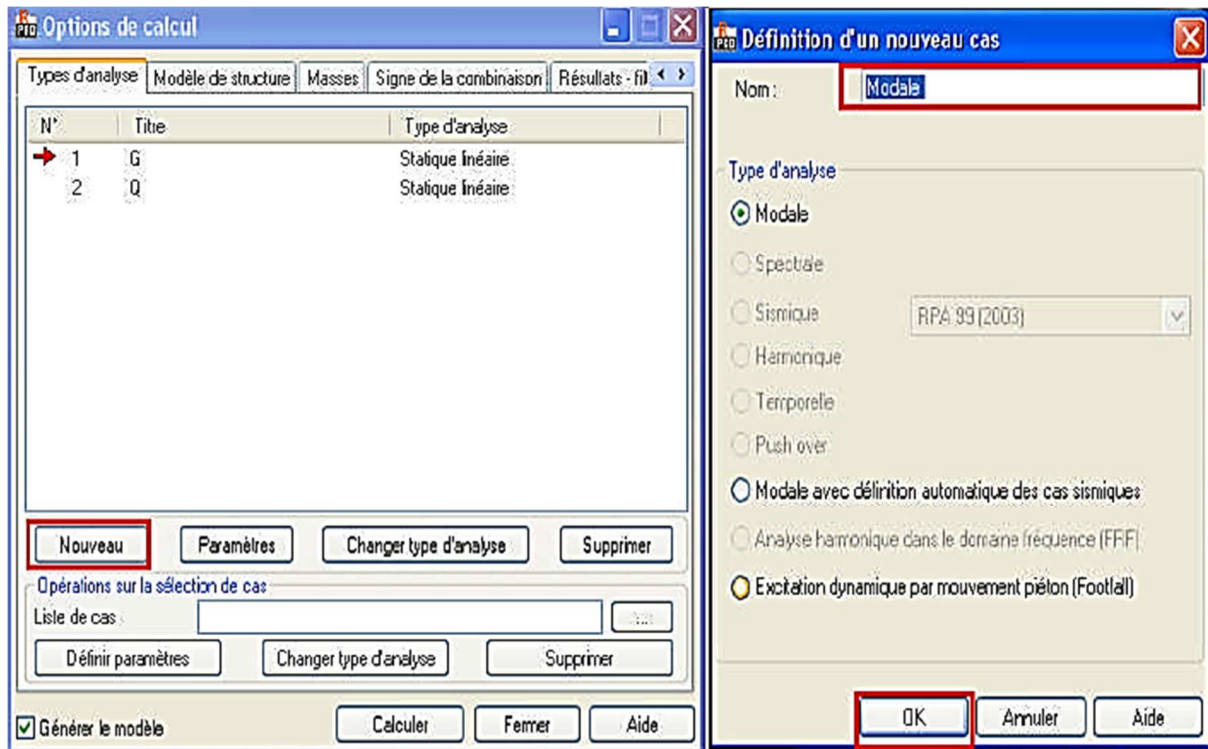
	Cas	Type de charge	Liste				
	1:G	poids propre	1A364	Structure enti	-Z	Coef=1,00	MEMO :
	1:G	charge uniforme	183A192 219	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-17,480	global
	2:Q	charge uniforme	183A192 219	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-4,950	global
	1:G	charge uniforme	19A28 347A3	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-8,740	global
	2:Q	charge uniforme	19A28 347A3	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,475	global
	1:G	(EF) surfacique uniforme	365	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-6,200	global
	2:Q	(EF) surfacique uniforme	365	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,000	global
*							

### V-7-L'analyse modale :

Lors de l'analyse modale de la structure, on calcule toutes les grandeurs de base décrivant les modes propres de la structure, c'est-à-dire les valeurs propres et les vecteurs propres de la structure, coefficients de participations et les masses participantes. Le nombre de modes calculés lors de l'analyse modale de la structure peut être défini directement par l'utilisateur ou bien il peut être défini à la suite de la définition du domaine des valeurs de certaines grandeurs décrivant les vibrations propres de la structure.



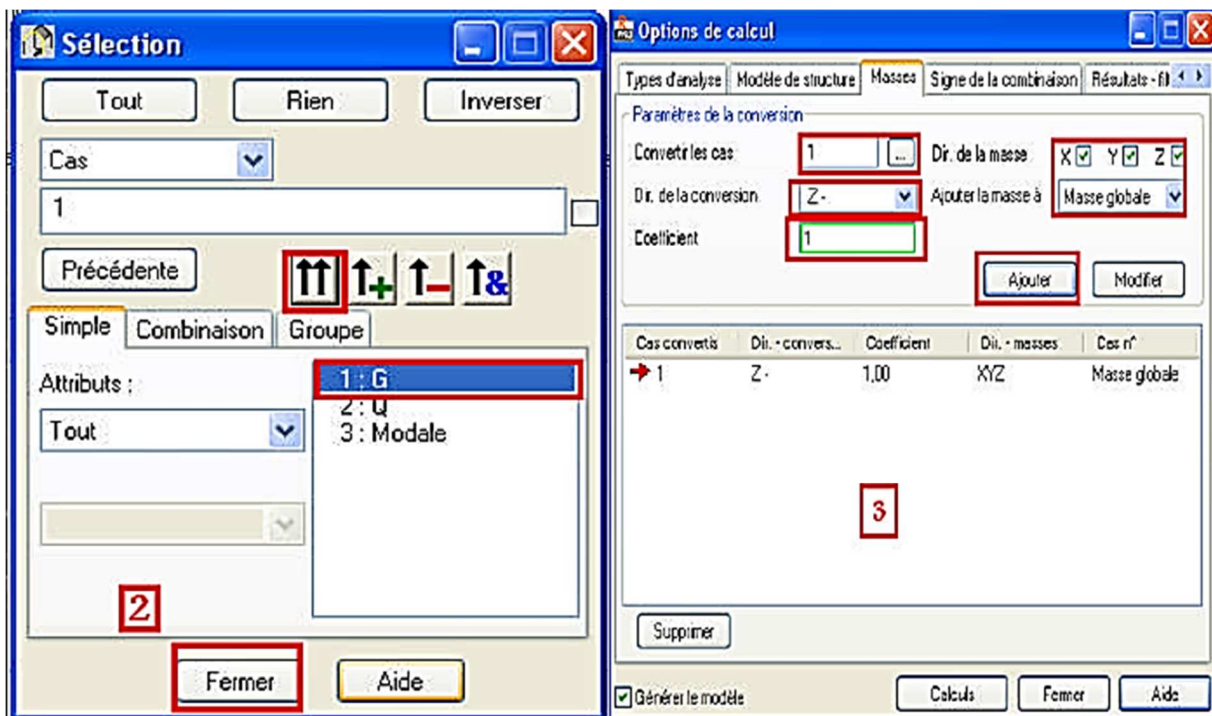
- Allez au menu déroulant ( Analyse / type d'analyse ).
- Dans la boîte de dialogue "option de calcul" clic sur " nouveau " :



V-8-Modélisation de la masse :

on a d'après RPA v2003  $W=G + \beta.Q \implies W=G+0.2 Q$

Dans la boîte de dialogue “masse” faire les réglages suivantes :



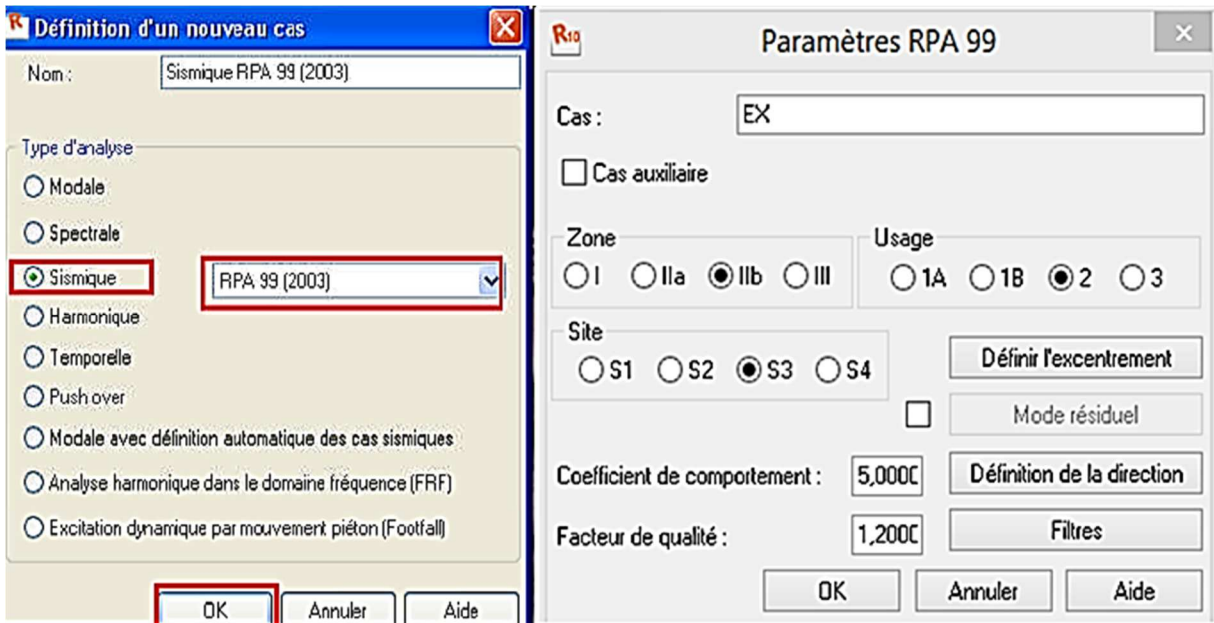
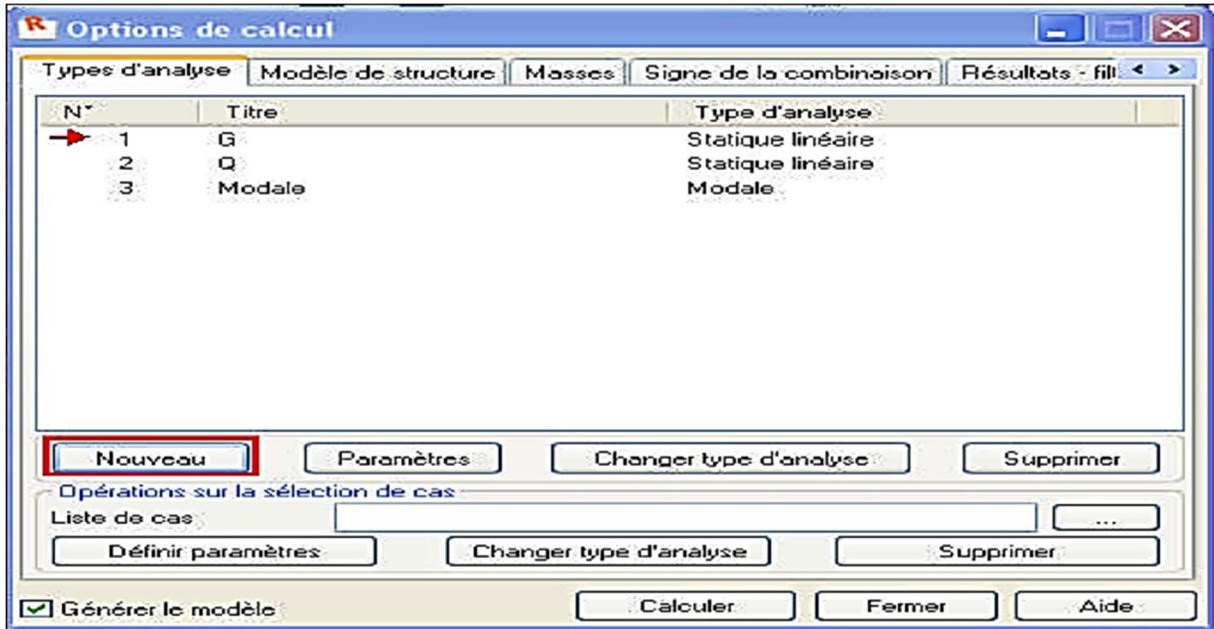
- la même chose pour Q mais avec coeff =0.2

**V-9-La modélisation des voiles et l’analyse sismique :**

Pour rigidifier la structure en va utiliser des voiles Définir nouvel épaisseur et entrer le nom, l’épaisseur et le matériau puis clic sur ajouter.

**V-9-1-L'analyse sismique :**

- Allez au menu déroulant (Analyse / type d'analyse).
- Dans la boite de dialogue "option de calcul" clic sur nouveau :

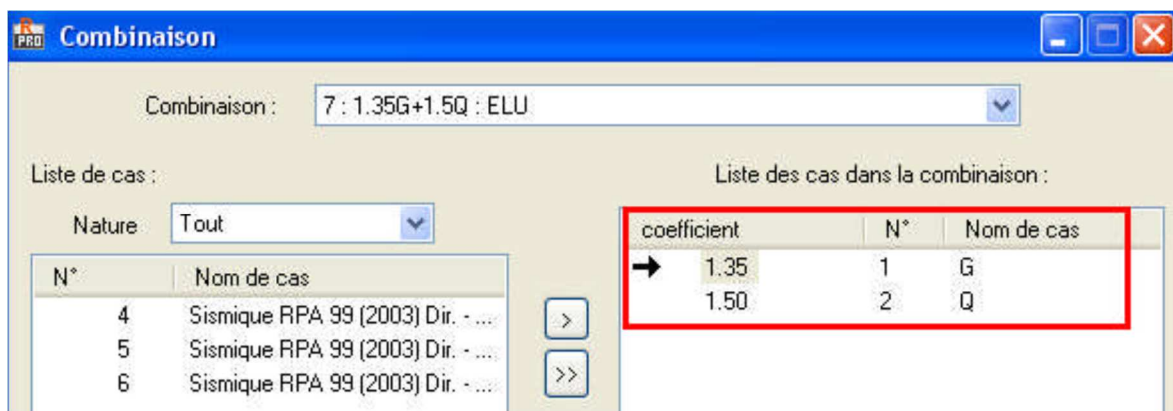
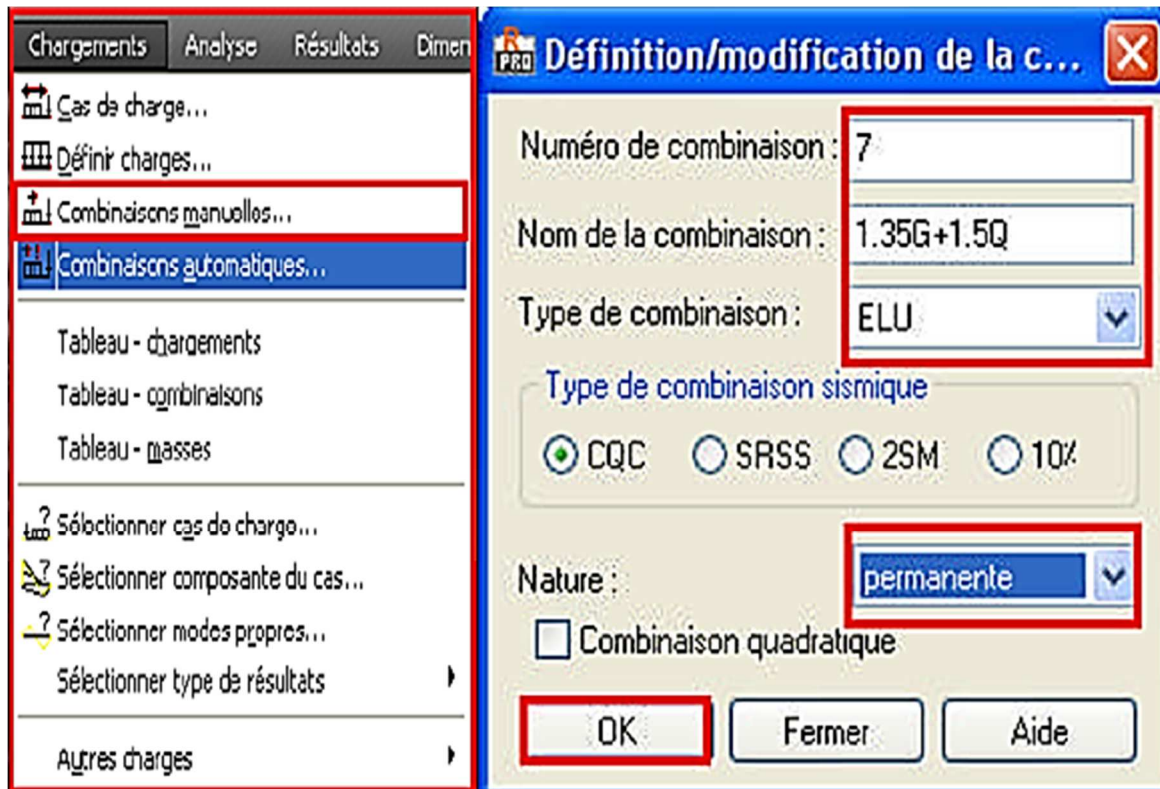


-on va introduire les combinaisons de BAEL et de RPA99(2003) manuellement.

**Tableau V-1 : Combinaisons de charges**

BAEL	RPA	
-ELU : 1.35G + 1.5Q.	- G+ Q± Ex .	- 0.8G±Ex.
-ELS : G + Q.	- G+Q±Ey.	- 0.8G±Ey.

Maintenant allez au menu déroulant (chargement / combinaisons manuelles)



clic sur appliquer ensuite sur nouveau, refaire la même chose pour les autres combinaison , mais faire attention pour les coefficients et la nature de combinaison.



a fin de cette partie lancer le calcul.

**Chapitre VI :**  
**MODELISATION DE LA**  
**STRUCTURE ET VERIFICATION**

**VI-1-1) Introduction :**

A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes bases sur la méthode des éléments finis (M.E.F), permettant le calcul automatique des diverses structures. Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la (M.E.F) et comprenne également le processus de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la (M.E.F) et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul.

Cette étude se fixe comme objectif la présentation des notions fondamentale du calcul automatique d'un point de vue essentiellement physique tout en considérant le code de calcul dans son efficacité opératoire, c'est à dire en tenant compte des considérations précédentes, formuler son problème de calcul des structures et contrôler presque sans effort les résultats fournis par l'ordinateur.

**VI-1-2)Concept de base de la M.E.F :**

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments.

La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans « la théorie des poutres » pour chaque type d'élément ,( un fonction forme) fonction de déformation de la forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être divisée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant inconnue les déformations au niveau des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, ensuite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

**VI -2) Choix de la méthode de calcul pour le séisme:****-Introduction :**

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste. Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

Pour cela, le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

**VI -2-1) les méthodes de calcul :**

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le RPA99/version 2003 prévoit d'utiliser soit :

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

**VI -2-2)Principe de la méthode statique équivalente :**

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

**Conditions d'application de la MSE :**

- Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant les conditions complémentaires exigées par le RPA (Art 4.1.2) en plus de la hauteur énoncée dans (Art 4.1.2.a),les condition complementaire suivante :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- groupe d'usage 2
- moins de 7 niveaux en zones II
- $H \leq 23m$

**VI -2-3)Principe de la méthode dynamique modale spectrale :**

Il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

**\* Les hypothèses :**

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitres) ;
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte ;
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans ;
- e nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse totale.

**VI-2-4)Principe de la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :**

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire

**VI-3)Vérification des conditions de la MSE :****a) Condition sur la hauteur :**

- Tizi Ouzou, zone IIa
  - Groupe 2
  - $34,68m > 23m$
- } Condition vérifiée donc la méthode statique équivalente n'est pas applicable

**VI-4)Déterminations des paramètres de la methode D.M.S :**

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.3) L'action sismique est représentée par le spectre de Calcul suivant :

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

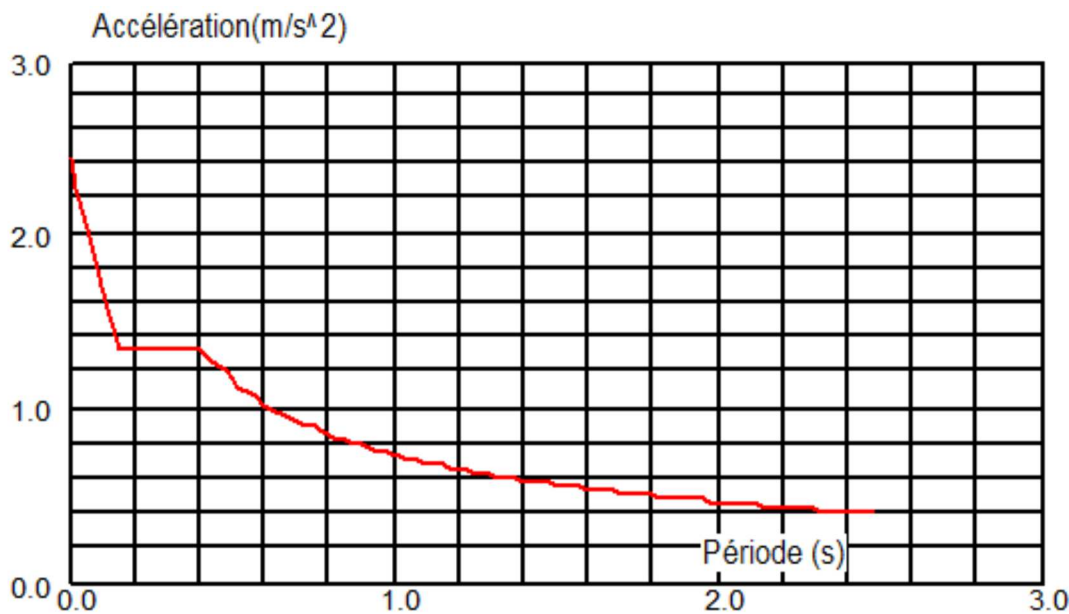


Figure VI-1 : Spectre de réponse

Avec :

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

**η** : facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 5%)  $\eta = \sqrt{7/2 + \xi} \geq 0.7$  **RPA art (4.3)**

**ξ** : pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2) de RPA

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

**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) de RPA

**VI-4-1) Définition des paramètres Spectre de réponse de calcul RPA (Art 4.3.3) :**

**1) coefficient d'accélération de zone :** notre structure est implantée à tizi ouzou qui est considéré comme zone IIa, A est donné par **tableau 4.1 (RPA99/version 2003)** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment **A = 0,15**

**2) Coefficient de correction d'amortissement  $\eta$  (l'article 4.2.3):**

Le coefficient d'amortissement est donné par la formule suivante :

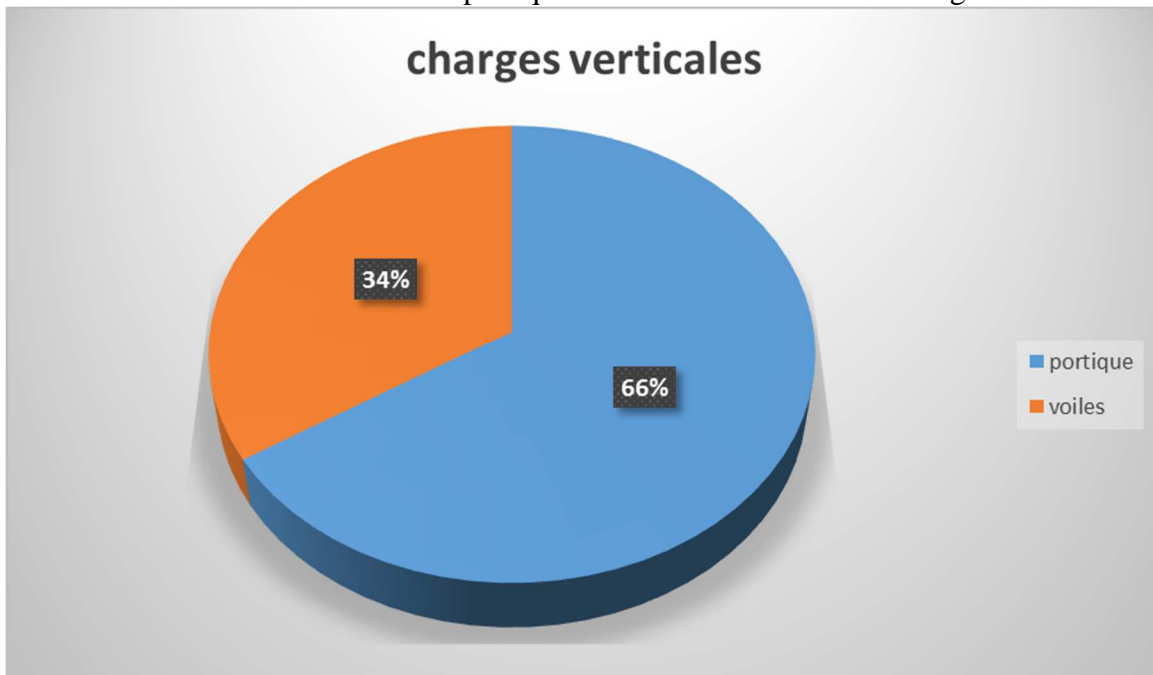
$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0,882 > 0,7 \quad \text{avec : } \xi = 7\%$$

Où  $\xi$ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitué, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi = 7\%$  pour un remplissage dense on a pris la plus défavorable. (tab 4.2)

**3) Coefficient de comportement global de la structure R :**

La valeur de **R** est donnée par le **tableau 4.3 de RPA 99 / version 2003** en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du **RPA 99 / version 2003**  
Les efforts verticaux revenant aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel ROBOT :



**Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales donc on a des Portiques contreventés par des voiles R=4**

**4) Périodes caractéristiques T1 ; T2 :**

Pour notre site type : S2 ; T<sub>1</sub> = 0,15 s ; T<sub>2</sub> = 0,40 s (tab 4.7)

### 5) Facteur de qualité Q :

#### Contrôle de la qualité des matériaux :

On suppose que les matériaux utilisés dans notre Tour sont contrôlés donc :  $P_q = 0$

#### Contrôle de la qualité de l'exécution :

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

On considère que ce critère est observé :  $P_q = 0$

**Régularité on élévation** : notre structure possède la même dimension sur tous les étages ce qui nous donne une régularité on élévation vérifier :  $P_q = 0$

On considère que les autres critères ne sont pas vérifiés

- $Q = 1 + \sum P_q$  (Tableau 4.4 de RPA 99 / version 2003 (page 41))

$$Q = 1 + 0,05 + 0,05 + 0 + 0 + 0$$

$$Q = 1,15$$

### VI-5) Vérification selon les exigences du RPA :

On doit vérifier les conditions suivantes:

- ❖ Vérification de la participation modale
- ❖ Justification vis-à-vis des déplacements
- ❖ Vérification de l'effort tranchant à la base du bâtiment.
- ❖ Vérification de l'excentricité.
- ❖ L'effet du 2ème ordre (effet P-Δ).
- ❖ Efforts normales au niveau des poteaux.
- ❖ Déplacement maximal de la structure.

- **Détermination des paramètres des combinaisons d'action :**

$$\text{ELU} : 1,35 \times G + 1,5 \times Q \quad ; \quad \text{ELS} : G + Q$$

$$\text{ACC} : G + Q \pm 1,2 \times E \quad ; \quad \text{ACC} : G + Q \pm E \quad ; \quad \text{ACC} : 0,8 \times G \pm E$$

#### VI-5-1) Vérification de la participation de la masse modale :

##### Nombre des modes considérées :

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.4) : Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre des modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

-La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90%** au moins de la masse totale de la structure.

-Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de **trois (3)** dans chaque direction considérée.

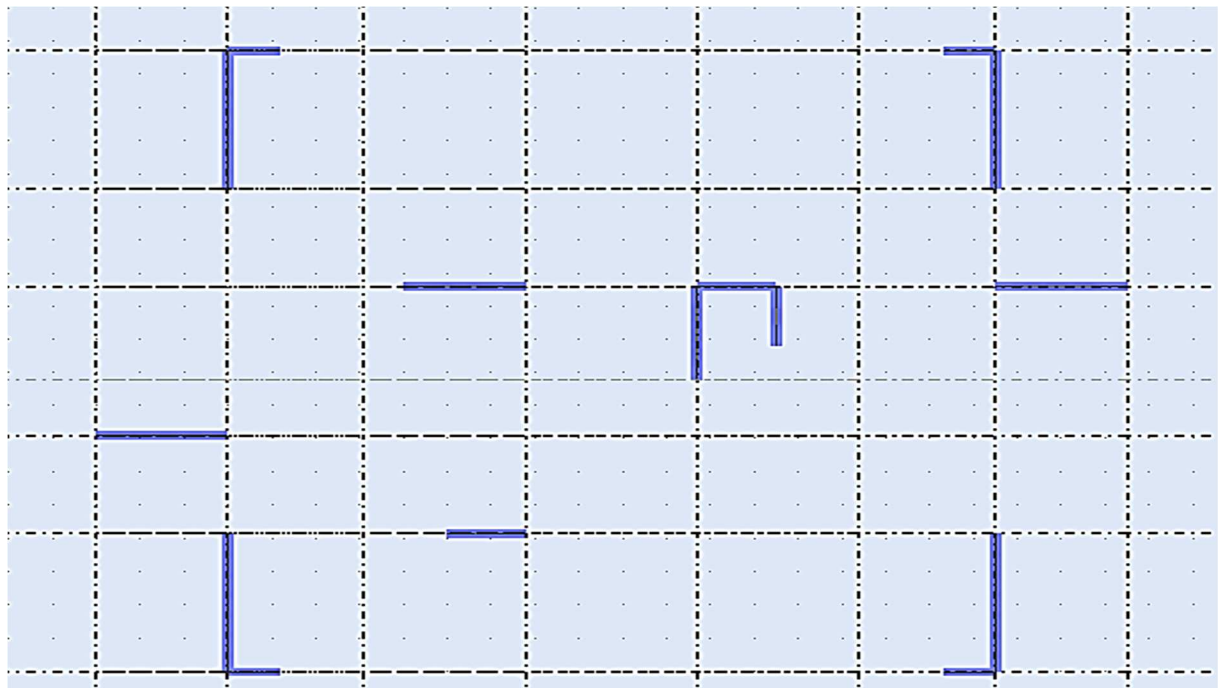
-La valeur de la participation massique a atteint le 90% dans le mode 20 voir Tableau VI-1  
 Donc le Nombre de mode à considérer est **20**

**Tableau VI-1** : Périodes et facteurs de participation modale (Résultats **Robot 2010**)

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
3/ 1	1,16	0,86	70,28	0,35	0,00	70,28	0,35	0,00
3/ 2	1,38	0,72	70,77	64,79	0,00	0,49	64,44	0,00
3/ 3	1,51	0,66	70,89	67,67	0,00	0,12	2,88	0,00
3/ 4	4,23	0,24	86,63	67,68	0,00	15,75	0,01	0,00
3/ 5	5,83	0,17	86,66	83,76	0,00	0,02	16,08	0,00
3/ 6	6,21	0,16	86,68	86,87	0,00	0,02	3,10	0,00
3/ 7	8,60	0,12	86,92	86,87	0,25	0,24	0,00	0,24
3/ 8	9,21	0,11	92,78	86,87	0,25	5,87	0,00	0,01
3/ 9	9,87	0,10	92,78	86,87	6,46	0,00	0,00	6,21
3/ 10	9,96	0,10	92,79	86,87	11,75	0,00	0,00	5,29
3/ 11	11,24	0,09	92,79	86,94	24,85	0,00	0,07	13,10
3/ 12	11,72	0,09	92,80	86,94	27,46	0,01	0,00	2,61
3/ 13	11,88	0,08	92,84	87,36	28,45	0,05	0,43	0,99
3/ 14	12,07	0,08	92,87	87,57	29,37	0,03	0,21	0,92
3/ 15	12,11	0,08	92,88	87,58	33,08	0,01	0,01	3,71
3/ 16	12,18	0,08	92,88	87,59	33,11	0,00	0,01	0,03
3/ 17	12,28	0,08	92,89	87,66	34,64	0,00	0,07	1,53
3/ 18	12,57	0,08	92,90	87,67	38,25	0,02	0,01	3,61
3/ 19	12,66	0,08	92,96	87,71	41,35	0,06	0,04	3,09
3/ 20	13,39	0,07	92,96	90,76	41,89	0,00	3,05	0,55

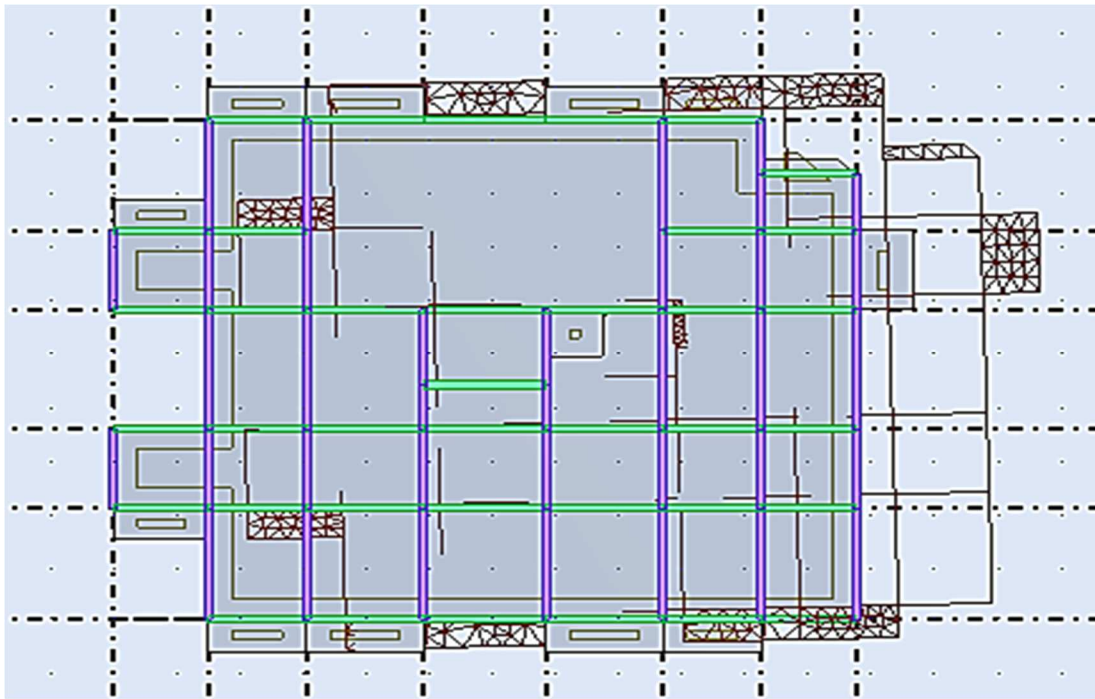
**La disposition des voiles :**

On dispose les voiles d’une manière à augmenter la rigidité de notre structure vis à vis de l’effort sismique, ces derniers dont le rôle est de résister aux forces horizontales, leur grande résistance et leur rigidité contribuent à contrôler le déplacement global et à minimiser le déplacement inter-étages excessifs, reprenant les plus grands partis des efforts latéraux, ils améliorent le comportement des structures et jouent un rôle primordiale pour la sécurité.

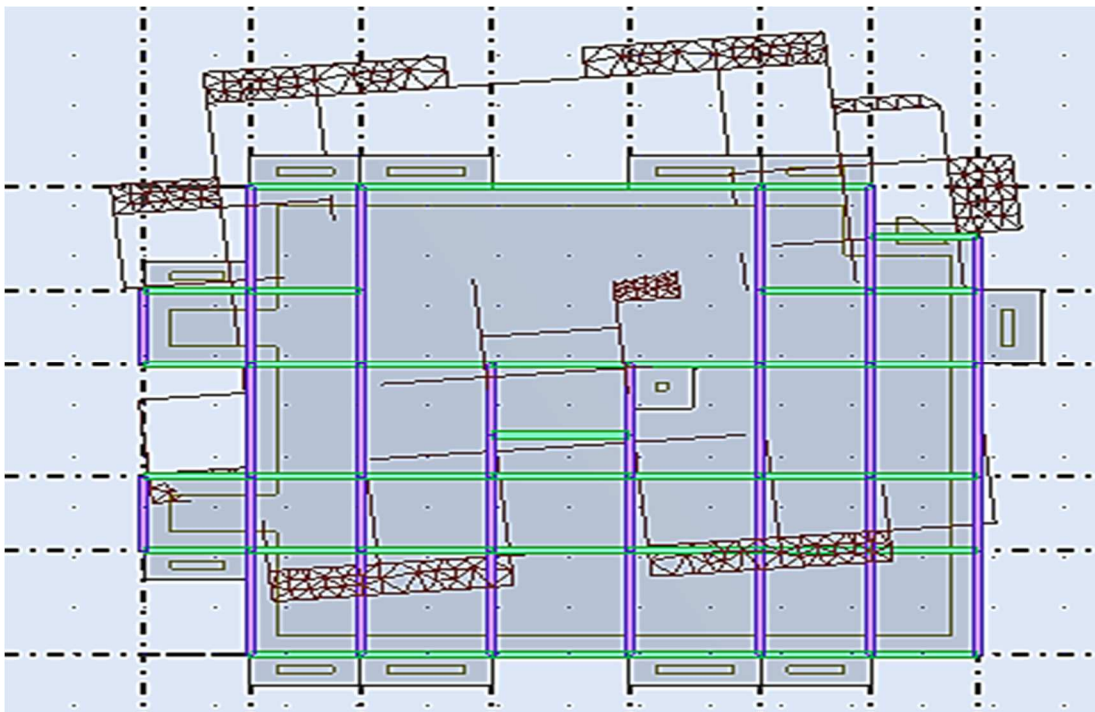


**Figure VI-2** : La disposition des murs voiles et poteaux

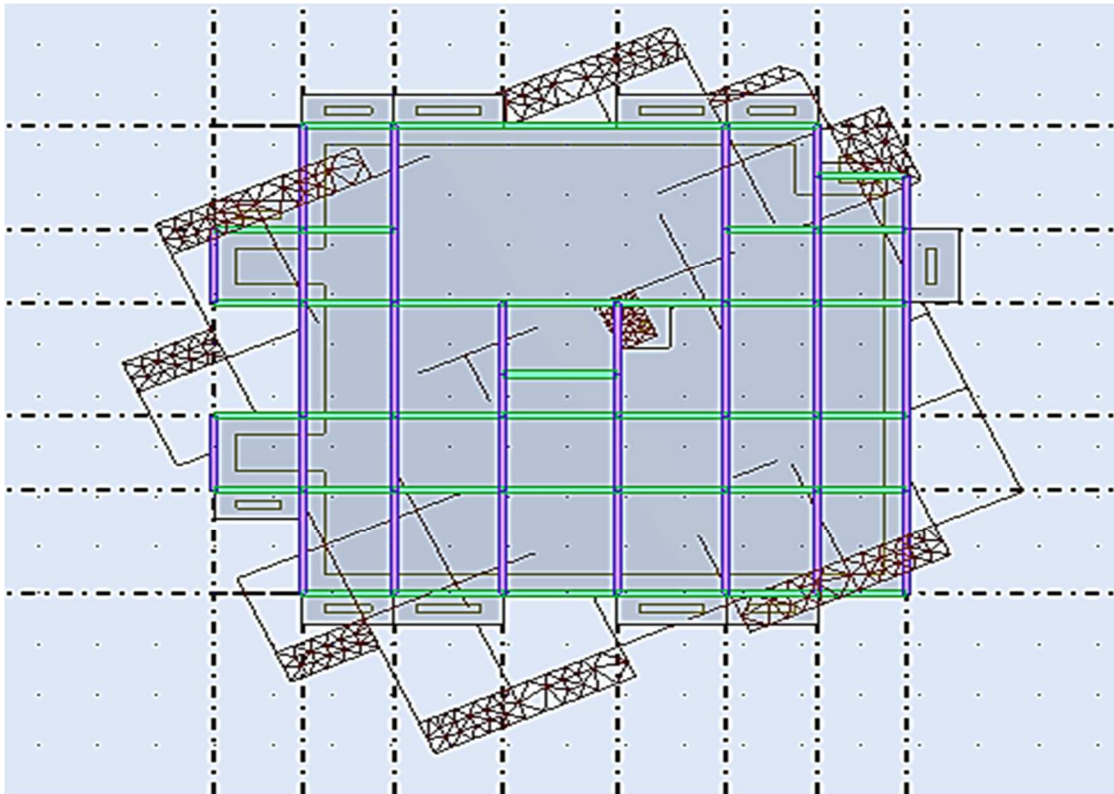
Voici des exemples des différents modes de déformation de la structure:



**Figure VI-3 :** 1<sup>er</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux Terrasse X-Y (résultats de **Robot 2010**)



**Figure VI-4 :** 2<sup>ème</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux Terrasse vue : X-Y (résultats de **Robot 2010**)



**Figure VI-5 :** 3<sup>ème</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux Terrasse vue : X-Y (résultats de **Robot 2010**)

#### VI-5-2) Vérification de déplacement inter étage :

Selon l'**RPA 99 / version 2003 (Art 5.10)** :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage ( $h$ ).

Le déplacement total de chaque niveau :

D'après la modélisation de notre structure dans le logiciel de calcul des structures **Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2010** on peut avoir les déplacements dans chaque niveau dans différentes combinaisons.

$$\Delta x = |d_{xk} - d_{xk-1}| \leq 0,01h_e \quad \text{avec } h_e = 306 \text{ cm}$$

$$\Delta y = |d_{yk} - d_{yk-1}| \leq 0,01h_e$$

Tableau VI-2 : déplacement inter étage

	MAX UX [cm]	Noeud	MAX UY [cm]	Noeud	dr UX [cm]	dr UY [cm]	MIN UX [cm]	Noeud	MIN UY [cm]	Noeud
Cas 1	G									
Etage 1	0,0	25092	0,0	7713	0,0	0,0	-0,0	25126	-0,0	25131
Etage 2	0,0	25146	0,0	18624	0,0	0,0	-0,0	25166	-0,0	25171
Etage 3	0,0	25186	-0,0	18744	0,0	0,0	-0,0	25206	-0,0	532
Etage 4	0,0	25226	-0,0	70	0,0	0,0	0,0	25246	-0,0	522
Etage 5	0,0	25266	-0,0	379	0,0	0,0	0,0	25286	-0,0	523
Etage 6	0,0	5412	-0,0	380	0,0	0,0	0,0	19105	-0,0	535
Etage 7	0,0	5708	-0,0	2248	0,0	0,0	0,0	5842	-0,0	525
Etage 8	0,0	6004	-0,0	2284	0,0	0,0	0,0	6138	-0,1	504
Etage 9	0,1	6290	-0,0	2311	0,0	0,1	0,0	6432	-0,1	527
Etage 10	0,1	6516	-0,0	2341	0,1	0,1	0,0	6604	-0,1	517
Etage 11	0,1	542	-0,0	286	0,1	0,0	0,0	275	-0,1	541
Cas 2	Q									
Etage 1	0,0	25092	0,0	7179	0,0	0,0	-0,0	25126	-0,0	8033
Etage 2	0,0	25146	0,0	18624	0,0	0,0	-0,0	25166	-0,0	18682
Etage 3	0,0	25186	-0,0	18744	0,0	0,0	-0,0	25206	-0,0	18803
Etage 4	0,0	25226	-0,0	18864	0,0	0,0	0,0	25246	-0,0	522
Etage 5	0,0	25266	-0,0	18984	0,0	0,0	0,0	25286	-0,0	523
Etage 6	0,0	25306	-0,0	402	0,0	0,0	0,0	25326	-0,0	535
Etage 7	0,0	5708	-0,0	73	0,0	0,0	0,0	19228	-0,0	525
Etage 8	0,0	6004	-0,0	404	0,0	0,0	0,0	6138	-0,0	504
Etage 9	0,0	6290	-0,0	75	0,0	0,0	0,0	6432	-0,0	527
Etage 10	0,0	6516	-0,0	153	0,0	0,0	0,0	6604	-0,0	506
Etage 11	0,0	542	-0,0	286	0,0	0,0	0,0	275	-0,0	541
Cas 4	EX									
Etage 1	0,1	4313	0,0	2088	0,1	0,0	0,0	1	0,0	1
Etage 2	0,3	4477	0,0	2116	0,2	0,0	0,1	7330	0,0	1930
Etage 3	0,6	4658	0,1	2144	0,3	0,1	0,3	18614	0,0	4496
Etage 4	0,9	4875	0,1	2172	0,3	0,1	0,5	18734	0,0	4597
Etage 5	1,2	5109	0,2	2200	0,4	0,1	0,8	18854	0,0	20005
Etage 6	1,4	5404	0,2	2228	0,4	0,2	1,0	18975	0,0	16327
Etage 7	1,7	5700	0,2	2256	0,4	0,2	1,3	19095	0,0	10967
Etage 8	2,0	5996	0,3	2284	0,4	0,2	1,6	19284	0,1	11112
Etage 9	2,3	6290	0,3	2312	0,5	0,3	1,8	19404	0,1	11257
Etage 10	2,5	6454	0,4	2331	0,5	0,3	2,1	19524	0,1	11402
Etage 11	2,5	542	0,3	543	0,2	0,1	2,4	286	0,2	198
	MAX UX [cm]	Noeud	MAX UY [cm]	Noeud	dr UX [cm]	dr UY [cm]	MIN UX [cm]	Noeud	MIN UY [cm]	Noeud
Cas 8	POIDS									
Etage 1	0,0	25092	0,0	7713	0,0	0,0	-0,0	25126	-0,0	25131
Etage 2	0,0	25146	0,0	18624	0,0	0,0	-0,0	25166	-0,0	18683
Etage 3	0,0	25186	-0,0	18744	0,0	0,0	-0,0	25206	-0,0	532
Etage 4	0,0	25226	-0,0	70	0,0	0,0	0,0	25246	-0,0	522
Etage 5	0,0	25266	-0,0	379	0,0	0,0	0,0	25286	-0,0	523
Etage 6	0,0	5412	-0,0	380	0,0	0,0	0,0	19105	-0,0	535
Etage 7	0,0	5708	-0,0	73	0,0	0,0	0,0	5842	-0,0	525
Etage 8	0,0	6004	-0,0	2285	0,0	0,0	0,0	6138	-0,1	504
Etage 9	0,1	6290	-0,0	2311	0,1	0,1	0,0	6432	-0,1	527
Etage 10	0,1	6516	-0,0	2341	0,1	0,1	0,0	6604	-0,1	517
Etage 11	0,1	542	-0,0	286	0,1	0,0	0,0	275	-0,1	541
Cas 9	G+Q+EX									
Etage 1	0,1	4251	0,0	2088	0,1	0,0	0,0	1	-0,0	8125
Etage 2	0,3	4415	0,0	2116	0,2	0,0	0,1	7329	-0,0	19755
Etage 3	0,6	4596	0,1	2144	0,3	0,1	0,3	18615	0,0	19875
Etage 4	0,9	4813	0,1	2172	0,4	0,1	0,5	18735	0,0	19995
Etage 5	1,2	5109	0,1	2200	0,4	0,1	0,8	18855	0,0	16508
Etage 6	1,5	5404	0,2	2228	0,4	0,2	1,1	18975	-0,0	10970
Etage 7	1,8	5700	0,2	2256	0,5	0,2	1,3	19095	-0,0	1267
Etage 8	2,1	5996	0,3	2284	0,5	0,3	1,6	19215	-0,0	1300
Etage 9	2,3	6290	0,3	2312	0,5	0,3	1,8	19335	-0,0	1343
Etage 10	2,6	6516	0,4	2331	0,5	0,4	2,1	19455	-0,0	1373
Etage 11	2,6	542	0,2	286	0,2	0,1	2,4	286	0,1	541
Cas 10	G+Q-EX									
Etage 1	0,0	25089	0,0	8014	0,1	0,0	-0,1	4313	-0,0	2088
Etage 2	-0,1	8002	-0,0	18674	0,2	0,0	-0,3	4477	-0,0	2116
Etage 3	-0,3	18684	-0,0	18794	0,3	0,1	-0,6	4658	-0,1	2144
Etage 4	-0,5	18804	-0,0	18914	0,3	0,1	-0,8	4875	-0,1	2172
Etage 5	-0,8	18924	-0,0	18924	0,4	0,1	-1,1	5171	-0,2	2200
Etage 6	-1,0	19044	-0,1	5199	0,4	0,2	-1,4	5466	-0,2	2228
Etage 7	-1,3	19164	-0,1	16906	0,4	0,2	-1,7	5700	-0,3	2256
Etage 8	-1,6	19284	-0,1	17290	0,4	0,2	-2,0	5996	-0,3	2284
Etage 9	-1,8	19404	-0,1	17674	0,4	0,2	-2,2	6352	-0,4	2312
Etage 10	-2,0	19524	-0,2	18057	0,4	0,2	-2,4	6454	-0,4	2331
Etage 11	-2,3	286	-0,3	275	0,1	0,1	-2,4	543	-0,3	540

	MAX UX [cm]	Noeud	MAX UY [cm]	Noeud	dr UX [cm]	dr UY [cm]	MIN UX [cm]	Noeud	MIN UY [cm]	Noeud
Cas 5	EY									
Etage 1	0,0	4393	0,1	2088	0,0	0,1	0,0	1	0,0	1
Etage 2	0,0	4557	0,2	2116	0,0	0,2	0,0	3499	0,1	1433
Etage 3	0,1	4738	0,4	2144	0,1	0,2	0,0	3524	0,2	509
Etage 4	0,1	4955	0,6	2172	0,1	0,3	0,0	3627	0,3	510
Etage 5	0,2	5251	0,9	2200	0,1	0,3	0,1	3730	0,5	511
Etage 6	0,2	5482	1,1	2228	0,1	0,4	0,1	490	0,7	512
Etage 7	0,3	5778	1,4	2256	0,2	0,4	0,1	491	0,9	513
Etage 8	0,3	6074	1,6	2284	0,2	0,5	0,1	492	1,1	514
Etage 9	0,3	6368	1,9	2312	0,2	0,5	0,1	493	1,4	515
Etage 10	0,4	6532	2,1	2332	0,2	0,5	0,2	494	1,6	516
Etage 11	0,2	540	2,1	543	0,0	0,2	0,2	209	1,9	198
Cas 6	ELU									
Etage 1	0,0	25092	0,0	7179	0,0	0,0	-0,0	25126	-0,0	25131
Etage 2	0,0	25146	0,0	18624	0,0	0,0	-0,0	25166	-0,0	18683
Etage 3	0,0	25186	-0,0	18744	0,0	0,0	-0,0	25206	-0,0	532
Etage 4	0,0	25226	-0,0	70	0,0	0,0	0,0	25246	-0,0	522
Etage 5	0,0	25266	-0,0	401	0,0	0,0	0,0	25286	-0,0	523
Etage 6	0,1	5412	-0,0	402	0,0	0,0	0,0	19105	-0,1	535
Etage 7	0,1	5708	-0,0	73	0,1	0,1	0,0	5842	-0,1	525
Etage 8	0,1	6004	-0,0	2285	0,1	0,1	0,0	6138	-0,1	504
Etage 9	0,1	6290	-0,0	2311	0,1	0,1	0,0	6432	-0,1	527
Etage 10	0,1	6516	-0,0	2341	0,1	0,1	0,0	6604	-0,1	517
Etage 11	0,2	542	-0,1	286	0,1	0,1	0,0	275	-0,1	541
Cas 7	ELS									
Etage 1	0,0	25092	0,0	7179	0,0	0,0	-0,0	25126	-0,0	25131
Etage 2	0,0	25146	0,0	18624	0,0	0,0	-0,0	25166	-0,0	18683
Etage 3	0,0	25186	-0,0	18744	0,0	0,0	-0,0	25206	-0,0	532
Etage 4	0,0	25226	-0,0	70	0,0	0,0	0,0	25246	-0,0	522
Etage 5	0,0	25266	-0,0	401	0,0	0,0	0,0	25286	-0,0	523
Etage 6	0,0	5412	-0,0	402	0,0	0,0	0,0	19105	-0,0	535
Etage 7	0,0	5708	-0,0	73	0,0	0,0	0,0	5842	-0,1	525
Etage 8	0,1	6004	-0,0	2285	0,0	0,1	0,0	6138	-0,1	504
Etage 9	0,1	6290	-0,0	2311	0,1	0,1	0,0	6432	-0,1	527
Etage 10	0,1	6516	-0,0	2341	0,1	0,1	0,0	6604	-0,1	517
Etage 11	0,1	542	-0,0	286	0,1	0,0	0,0	275	-0,1	541
	MAX UX [cm]	Noeud	MAX UY [cm]	Noeud	dr UX [cm]	dr UY [cm]	MIN UX [cm]	Noeud	MIN UY [cm]	Noeud
Cas 11	G+Q+EY									
Etage 1	0,0	25093	0,1	2088	0,0	0,1	-0,0	5611	0,0	1
Etage 2	0,1	4557	0,2	2116	0,0	0,2	0,0	25166	0,1	519
Etage 3	0,1	4679	0,4	2144	0,1	0,2	0,0	487	0,2	509
Etage 4	0,1	4891	0,6	2172	0,1	0,3	0,0	488	0,3	510
Etage 5	0,2	5187	0,8	2200	0,1	0,4	0,1	489	0,5	511
Etage 6	0,2	5482	1,1	2228	0,1	0,4	0,1	490	0,7	512
Etage 7	0,3	5700	1,3	2256	0,1	0,5	0,1	491	0,9	513
Etage 8	0,3	5996	1,6	2284	0,2	0,5	0,1	492	1,1	514
Etage 9	0,4	6290	1,8	2312	0,2	0,6	0,2	493	1,3	515
Etage 10	0,4	6516	2,1	2332	0,2	0,6	0,2	4245	1,5	516
Etage 11	0,3	542	2,1	543	0,1	0,2	0,2	198	1,9	198
Cas 12	G+Q+EY									
Etage 1	0,0	25092	0,0	1	0,0	0,1	-0,0	4393	-0,1	2088
Etage 2	0,0	25146	-0,1	1427	0,0	0,2	-0,0	4557	-0,2	2116
Etage 3	-0,0	25186	-0,2	509	0,1	0,2	-0,1	4738	-0,4	2144
Etage 4	-0,0	25226	-0,3	510	0,1	0,3	-0,1	4955	-0,6	2172
Etage 5	-0,0	25266	-0,5	511	0,1	0,3	-0,2	5251	-0,9	2200
Etage 6	-0,1	25306	-0,7	512	0,1	0,4	-0,2	5554	-1,1	2228
Etage 7	-0,1	25346	-1,0	524	0,2	0,4	-0,2	5850	-1,4	2256
Etage 8	-0,1	25386	-1,2	514	0,2	0,4	-0,3	6074	-1,6	2284
Etage 9	-0,1	25426	-1,4	515	0,2	0,5	-0,3	6368	-1,9	2312
Etage 10	-0,1	11399	-1,7	516	0,3	0,5	-0,4	6532	-2,1	2332
Etage 11	-0,1	542	-2,0	275	0,1	0,2	-0,2	275	-2,2	540
Cas 13	0,8G+EX									
Etage 1	0,1	4251	0,0	2088	0,1	0,0	0,0	1	-0,0	8394
Etage 2	0,3	4415	0,0	2116	0,2	0,0	0,1	7329	0,0	19755
Etage 3	0,6	4596	0,1	2144	0,3	0,1	0,3	18615	0,0	19874
Etage 4	0,9	4813	0,1	2172	0,3	0,1	0,5	18735	0,0	19994
Etage 5	1,2	5109	0,2	2200	0,4	0,1	0,8	18855	0,0	15941
Etage 6	1,5	5404	0,2	2228	0,4	0,2	1,0	18975	0,0	10824
Etage 7	1,8	5700	0,2	2256	0,5	0,2	1,3	19095	0,0	10969
Etage 8	2,1	5996	0,3	2284	0,5	0,3	1,6	19215	0,0	11114
Etage 9	2,3	6290	0,3	2312	0,5	0,3	1,8	19335	0,0	1340
Etage 10	2,6	6516	0,4	2331	0,5	0,3	2,1	19455	0,0	1403
Etage 11	2,6	542	0,2	543	0,2	0,1	2,4	286	0,2	541

Cas 14	0,8G-EX										
Etage 1	0,0	1	0,0	8014	0,1	0,0	-0,1	4313	-0,0	2088	
Etage 2	-0,1	8003	-0,0	8106	0,2	0,0	-0,3	4477	-0,0	2116	
Etage 3	-0,3	18684	-0,0	4496	0,3	0,1	-0,6	4658	-0,1	2144	
Etage 4	-0,5	18804	-0,0	18804	0,3	0,1	-0,8	4875	-0,1	2172	
Etage 5	-0,8	18924	-0,0	4903	0,4	0,1	-1,1	5171	-0,2	2200	
Etage 6	-1,0	19044	-0,1	16522	0,4	0,2	-1,4	5466	-0,2	2228	
Etage 7	-1,3	19164	-0,1	16906	0,4	0,2	-1,7	5700	-0,3	2256	
Etage 8	-1,6	19284	-0,1	17290	0,4	0,2	-2,0	5996	-0,3	2284	
Etage 9	-1,8	19404	-0,1	17674	0,4	0,2	-2,2	6352	-0,3	2312	
Etage 10	-2,1	19524	-0,1	11399	0,4	0,3	-2,5	6454	-0,4	2331	
Etage 11	-2,3	286	-0,2	275	0,1	0,1	-2,5	543	-0,3	540	
Cas 15	0,8G+EY										
Etage 1	0,0	4393	0,1	2088	0,0	0,1	-0,0	5611	0,0	1	
Etage 2	0,0	4557	0,2	2116	0,0	0,2	0,0	8713	0,1	519	
Etage 3	0,1	4738	0,4	2144	0,1	0,2	0,0	487	0,2	509	
Etage 4	0,1	4955	0,6	2172	0,1	0,3	0,0	488	0,3	510	
Etage 5	0,2	5187	0,8	2200	0,1	0,4	0,1	489	0,5	511	
Etage 6	0,2	5482	1,1	2228	0,1	0,4	0,1	490	0,7	512	
Etage 7	0,3	5778	1,4	2256	0,1	0,5	0,1	491	0,9	513	
Etage 8	0,3	6074	1,6	2284	0,2	0,5	0,1	492	1,1	514	
Etage 9	0,3	6368	1,9	2312	0,2	0,6	0,2	493	1,3	515	
Etage 10	0,4	6532	2,1	2332	0,2	0,6	0,2	494	1,5	516	
Etage 11	0,3	540	2,1	543	0,1	0,2	0,2	198	1,9	198	
Cas 16	0,8G-EY										
Etage 1	0,0	25092	0,0	1	0,0	0,1	-0,0	4393	-0,1	2088	
Etage 2	-0,0	25146	-0,1	1435	0,0	0,2	-0,0	4557	-0,2	2116	
Etage 3	-0,0	25186	-0,2	509	0,1	0,2	-0,1	4738	-0,4	2144	
Etage 4	-0,0	25226	-0,3	510	0,1	0,3	-0,1	4955	-0,6	2172	
Etage 5	-0,0	25266	-0,5	511	0,1	0,3	-0,2	5251	-0,9	2200	
Etage 6	-0,1	25306	-0,7	512	0,1	0,4	-0,2	5554	-1,1	2228	
Etage 7	-0,1	25346	-0,9	502	0,2	0,4	-0,2	5850	-1,4	2256	
Etage 8	-0,1	25386	-1,2	514	0,2	0,5	-0,3	6074	-1,6	2284	
Etage 9	-0,1	22284	-1,4	515	0,2	0,5	-0,3	6368	-1,9	2312	
Etage 10	-0,1	11399	-1,6	516	0,2	0,5	-0,4	6532	-2,1	2332	
Etage 11	-0,1	542	-2,0	198	0,1	0,2	-0,2	275	-2,2	540	

$(\Delta x, \Delta y) < 3,06$  cm..... donc condition est vérifiée.

**VI-5-3) Vérification de l'effort tranchant à la base :**

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad (\text{RPA 2003 Art 4.2.3})$$

On a :  $A=0,15$  ;  $Q=1,15$  ;  $R=4$

- Facteur d'amplification dynamique moyen D :

Il dépend de la classification de sol et de la période T de la structure (d'après l'article 4.2.3 de l'RPA 99 / version 2003) avec :

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

- Période fondamentale (T) :

Dans notre cas (structure mixte) correspond la plus petite valeur obtenue par les formules 4.6 et 4.7 de RPA 99 / version 2003.

$$\left. \begin{aligned}
 T &= C_T \times (h_n)^{3/4} \dots\dots\dots (f 4.6) \\
 T &= 0,09 \times h_n / \sqrt{L} \dots\dots\dots (f 4.7)
 \end{aligned} \right\} \mathbf{T = \text{Min} (C_T \times (h_n)^{3/4} ; 0,09 \times h_n / \sqrt{D})}$$

Avec :

**h<sub>N</sub>** : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) dans notre structure : **h<sub>N</sub> = 34,68 m**

**C<sub>T</sub>** : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le **RPA 99 / version 2003 (tableau 4.6)**.

Dans notre structure : **C<sub>T</sub> = 0,05**

**L** : étant de dimension du **Tour** mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée D'où:

$$T_x = 0,09 \times h_N / \sqrt{D} \quad \text{avec :} \quad D_x = 21 \text{ m} \longrightarrow T_x = 0,68 \text{ sec}$$

$$T_y = 0,09 \times h_N / \sqrt{D} \quad \text{avec :} \quad D_y = 19,2 \text{ m} \longrightarrow T_y = 0,71 \text{ sec}$$

**On a :**

$$T_2 = 0,40 \text{ s} \leq T_x = 0,68 \text{ sec} \leq 3,0 \text{ sec}$$

$$T_2 = 0,40 \text{ s} \leq T_y = 0,71 \text{ sec} \leq 3,0 \text{ sec}$$

$$\mathbf{On a : T = C_T \times (h_n)^{3/4} = 0,05 \times (34,68)^{3/4} = 0,715 \text{ s}}$$

Période fondamentale de la structure est : **0,68 sec**

Selon le **RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.4.b)** : la valeur de **T** calculée ne doit pas dépasser **30%** de celle estimée à partir des formules empiriques **T = 0,68 × 1,3 = 0,884 sec**

$$\mathbf{T_{Logiciel} < 1,3 T_{min} = 0,884 \text{ s}}$$

Si la condition est non vérifiée, donc, la période fondamentale de la structure **T = 1,3 × T<sub>min</sub>**

$$\text{Donc : } \mathbf{D = 2,5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,882 \times (0,4 \times 0,86)^{2/3} = 1,1 \longrightarrow \mathbf{D = 1,1}}$$

• **Poids total de la structure :**

Selon le **RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.3)** il faut prendre la totalité des charges permanentes avec une fraction **β** des charges d'exploitations d'après le **tableau 4.5 de RPA 99 / version 2003**.

**W** : poids total de la structure.

$$\mathbf{W = \sum_{i=0}^n W_i} \quad \text{avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

**W<sub>Gi</sub>** : poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

**W<sub>Qi</sub>** : charges d'exploitations.

**β** : coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation et donnée par le **tableau 4.5 du RPA 99 / version 2003**.

Pour notre type de **Tour** (bâtiment d'habitation) : **β = 0,20**

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, les masses sont calculées par le Logiciel **Auto desk Robot Structural Analysais Professional 2010**.

$$\mathbf{\Sigma w_i = 49983,21 \text{ KN}}$$

- Calcul de la force sismique statique :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{X \text{ statique}} = V_{Y \text{ statique}} = \frac{0,15 \times 1,1 \times 1,15}{4} \times 49983,21 = 2371,08 \text{ KN}$$

- Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente :

Selon RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.6) :

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Tableau VI-3 : Les réactions à la base

	$\Sigma F_x$ (KN)	$\Sigma F_y$ (KN)
<b>EX</b>	<b>3425,83</b>	<b>276,46</b>
<b>EY</b>	<b>276,47</b>	<b>3697,00</b>

$$V_{X \text{ dynamique}} = \sqrt{|F_x|^2 + |F_y|^2} = 3436,97 \text{ KN}$$

$$V_{Y \text{ dynamique}} = \sqrt{|F_x|^2 + |F_y|^2} = 3707,323 \text{ KN}$$

Tableau VI-4 : Vérification de la résultante des forces sismiques

	$V_{\text{dynamique}}$ (KN)	$0,8 \times V_{\text{statique}}$ (KN)	$0,8 \times V_{\text{statique}} < V_{\text{dynamique}}$
<b>Ex</b>	3436,97	1896,86	Condition vérifiée
<b>Ey</b>	3707,323	1896,86	Condition vérifiée

**VI-5-4) Vérification de L'effort de la torsion d'axe vertical :**

Dans cette analyse tridimensionnelle **art 4.2.7. Effet de la torsion d'axe vertical dit :**

L'augmentation de l'effort tranchant provoqué par la torsion d'axe vertical due à l'excentricité entre le centre de gravité et le centre de rigidité doit être prise en compte. Les efforts tranchants négatifs dus à la torsion devront être négligés.

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs:

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion)
- excentricité théorique résultant des plans.

Sens X :  $e_{accidentelle} = 0,05 \times L_{xi} \longrightarrow e_{accidentelle} = 1,265 \text{ m}$

Sens Y :  $e_{accidentelle} = 0,05 \times L_{yi} \longrightarrow e_{accidentelle} = 1,055 \text{ m}$

**Tableau VI-5 :** l'excentricité (centre de gravité, centre de rigidité)

Nom	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	ex0 [m]	ey0 [m]
Etage 1	12,18 9,28 2,54	11,15 9,40 2,54	1,04	0,12
Etage 2	12,21 9,26 6,07	11,15 9,40 6,07	1,06	0,13
Etage 3	12,21 9,26 9,13	11,15 9,40 9,13	1,06	0,13
Etage 4	12,19 9,27 12,2	11,10 9,40 12,2	1,09	0,13
Etage 5	12,19 9,27 15,2	11,10 9,40 15,2	1,09	0,13
Etage 6	12,19 9,27 18,3	11,10 9,40 18,3	1,09	0,13
Etage 7	12,17 9,27 21,4	11,06 9,40 21,4	1,11	0,13
Etage 8	12,17 9,27 24,5	11,06 9,40 24,5	1,11	0,13
Etage 9	12,17 9,27 27,5	11,06 9,40 27,5	1,11	0,13
Etage 10	12,20 9,26 30,6	11,06 9,40 30,6	1,15	0,14
Etage 11	15,55 9,35 33,8	15,55 9,35 33,8	0,0	0,00

$e_{accidentelle}(X, Y) > e(x, y)$  ..... condition est vérifiée.

**VI-5-5) Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ:**

Selon l'**RPA 99 / version 2003 (Art 5.9)** Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \cdot \Delta_k / V_k \cdot h_k \leq 0.10$$

Avec :

**P<sub>k</sub>** : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».  $P_k = \Sigma (W_{GI} + 0,2W_{OI})$

**V<sub>k</sub>** : Effort tranchant d'étage au niveau "k" :

**Δ<sub>k</sub>** : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

**h<sub>k</sub>** : Hauteur de l'étage « k ».

Tableau VI-6 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Niveau	Pk [kN]	hk [m]	Sens x-x			Sens y-y		
			Δk [m]	Vk [kN]	Θk	Δk [m]	Vk [kN]	Θk
10	2433,777	3,06	0,001	549,87	0,00145	0,001	208,82	0,00381
9	2433,777	3,06	0,001	196,61	0,00405	0,001	191,26	0,00416
8	2482,941	3,06	0,0	6,21	0,0	0,0	249,22	0,0
7	2482,941	3,06	0,0	350,81	0,0	0,0	283,41	0,0
6	2482,941	3,06	0,0	193,67	0,0	0,0	341,57	0,0
5	2666,411	3,06	0,0	574,19	0,0	0,0	356,56	0,0
4	2666,411	3,06	0,0	937,75	0,0	0,0	367,07	0,0
3	2666,411	3,06	0,0	989,03	0,0	0,0	388,40	0,0
2	2871,467	3,06	0,0	1585,84	0,0	0,0	380,38	0,0
1	2871,467	3,06	0,0	2474,62	0,0	0,0	305,90	0,0

La condition est vérifiée à tous les niveaux, donc Les effets du 2 ° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés.

#### VI-5-6) Effort normal réduit :(Art 7.4.3.1 RPA 99/ version 2003)

On entend par effort normal réduit le rapport :

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c F_{28}} \leq 0.30$$

$$\vartheta = \frac{1382,36}{(0.50)^2 \times 25000} = 0.22 \leq 0.3$$

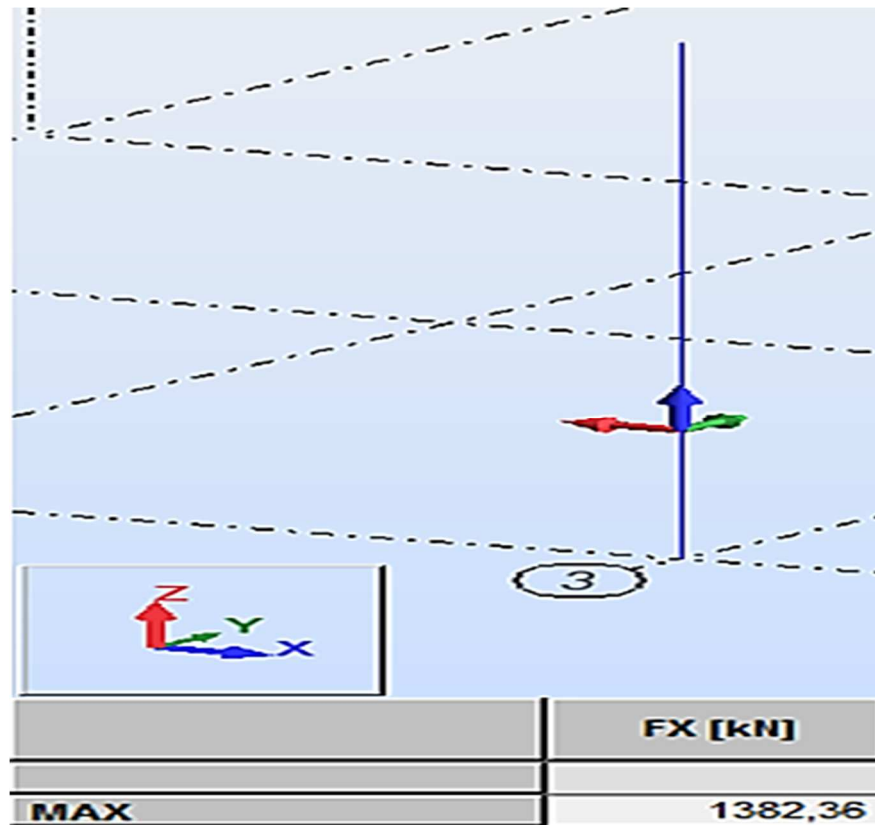
⇒ Condition vérifiée.

N<sub>d</sub> : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

B<sub>c</sub>: Section brute du béton égale à 50x50

F<sub>c28</sub> : La résistance caractéristique de béton.

Figure VI-6 :explication du choi de l'axe de reaction



**VI-5-7) déplacement MAX de la structure :**

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{\max} \leq f = \frac{Ht}{500}$$

avec :

f : La flèche admissible.

Ht : La hauteur totale du bâtiment.

- Sous l'action de Ex :

$$\delta_{\max} = 1,7 \text{ cm} \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{3468}{500} = 6,936 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Sous l'action de Ey :

$$\delta_{\max} = 1,5 \text{ cm} \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{3468}{500} = 6,936 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Tableau VI-7 : Justification du déplacement MAX

	MAX UY [cm]		MAX UX [cm]
Cas 5	EY	Cas 4	EX
Etage 1	0,1	Etage 1	0,1
Etage 2	0,2	Etage 2	0,2
Etage 3	0,3	Etage 3	0,4
Etage 4	0,4	Etage 4	0,6
Etage 5	0,6	Etage 5	0,8
Etage 6	0,8	Etage 6	1,0
Etage 7	1,0	Etage 7	1,2
Etage 8	1,1	Etage 8	1,4
Etage 9	1,3	Etage 9	1,6
Etage 10	1,5	Etage 10	1,7

### Conclusion

Après avoir apporté les modifications nécessaires (Augmentation de la section des poteaux) et vérifier toutes les exigences des règles parasismiques algériennes (RPA 99/version 2003), il y a lieu de considérer que la structure est stable vis-à-vis des charges statiques et dynamiques.

**CHAPITRE VII :**  
**EFFORTS ET FERRAILLAGE DES**  
**ELEMENTS**

**VII-1) JUSTIFICATION DE LA SECURITE : RPA 99 VERSION 2003.****Art : 5.1. GENERALITES**

Les objectifs de sécurité de la structure soumise aux effets de l'action sismique sont réputés atteints si les critères ci-après relatifs à la résistance, la ductilité, l'équilibre d'ensemble, la stabilité des fondations, les joints sismiques, les déformations et la stabilité de forme (effet P- $\Delta$ ) sont satisfaits simultanément.

**Art : 5.2. COMBINAISONS D' ACTIONS**

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux Etats Limites.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

$$- G + Q + E \dots \dots \dots (5-1)$$

$$- 0.8 G \pm E \dots \dots \dots (5-2)$$

**Pour Les poteaux** dans les **ossatures autos tables**, la combinaison (5-1) est remplacée par la combinaison suivante:

$$- G + Q + 1.2 E \dots \dots \dots (5.3)$$

G : charges permanentes

Q : charges d'exploitation non pondérées

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales

Bien qu'aucune mention n'ait été faite des effets de l'accélération verticale due aux séismes, ces effets sont inclus comme suit :

La combinaison (5-1) comprend la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique. Du fait que cette charge d'exploitation est tout à fait improbable, une grande partie de celle-ci (environ 40 à 60%) peut effectivement représenter l'effet des accélérations verticales des séismes.

La combinaison (5-2) tient compte de la réduction de la charge verticale qui se produira à cause des effets de l'accélération verticale

Dans les combinaisons précédentes, il y a lieu de tenir compte de la réversibilité des charges sismiques

Pour les poteaux, la combinaison  $G+P+1.2 E$  en (5-3) a pour objet de leur fournir une meilleure résistance aux effets des moments de renversement dus aux mouvements sismiques majeurs.

**VII\_2- Ferraillage des poutres**

Les poutres sont ferraillées en flexion simple en tenant comptes des combinaisons suivantes :

ELU..... 1.35 G + 1.5 Q

ELS..... G + Q

RPA2003.....  $\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{cases}$

**VII\_2\_1- Recommandations du RPA99 version 2003 :**

❖ **Armatures longitudinales:**

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0.5% en toute section.

- Poutres principales :  $A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 35 = 4,375 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires :  $A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 35 = 4,375 \text{ cm}^2$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de : 4% : En zone courante. 6% : En zone de recouvrement.

En zone courante :

- Poutres principales :  $A_{\max} = 0.04 \times 25 \times 35 = 35 \text{ cm}^2$ .
- Poutres secondaires :  $A_{\max} = 0.04 \times 25 \times 35 = 35 \text{ cm}^2$ .

En zone de recouvrement :

- Poutres principales :  $A_{\max} = 0.06 \times 25 \times 35 = 52,5 \text{ cm}^2$ .
- Poutres secondaires :  $A_{\max} = 0.06 \times 25 \times 35 = 52,5 \text{ cm}^2$ .

La longueur du recouvrement est de  $50 \phi$  (Zone IIa).

L’ancrage des armatures longitudinal supérieur et inférieur dans les poteaux de rives et de l’angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

❖ **Armatures transversales :**

La quantité d’armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

L’espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

- $S_t = \min \left( \frac{h}{4} ; 12\phi_l \right)$ ..... en zone nodale
- $S_t \leq \frac{h}{2}$  .....en zone de recouvrement

∅: Le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

❖ **Disposition constructive :**

Conformément au CBA 93 annexe E<sub>3</sub>, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et barres inférieures du second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

- $\frac{1}{5}A$  : De la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- $\frac{1}{4}A$  : De la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

Au moins la moitié de la section des armatures inférieures nécessaires en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à  $\frac{1}{10}$  de la portée

**VII\_2\_2- calcul de ferraillage :**

➤ **Calcul du moment réduit «  $\mu$  » :**

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \text{ Avec : } \gamma_b = 1,5 \text{ (situation durable).}$$

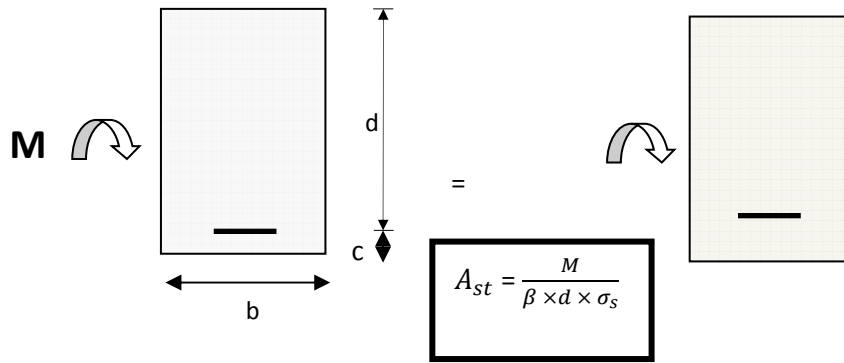
**1) Calcul du moment réduit limite «  $\mu_1$  » :**

Le moment réduit limite  $\mu_1$  est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

**2) On compare les deux moments réduits «  $\mu$  » et «  $\mu_1$  » :**

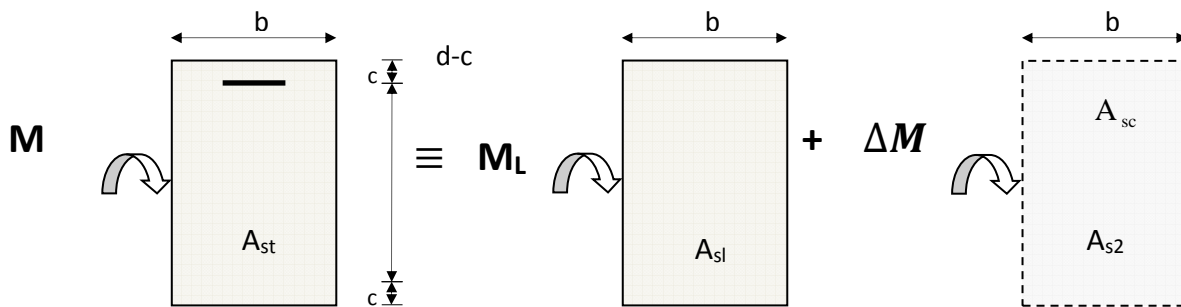
➤ **1er cas :  $\mu \leq \mu_1 \Rightarrow$  Section simplement armée(SSA)**

Les armatures



➤ 2ème cas :  $\mu \geq \mu_l \Rightarrow$  Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



$$A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

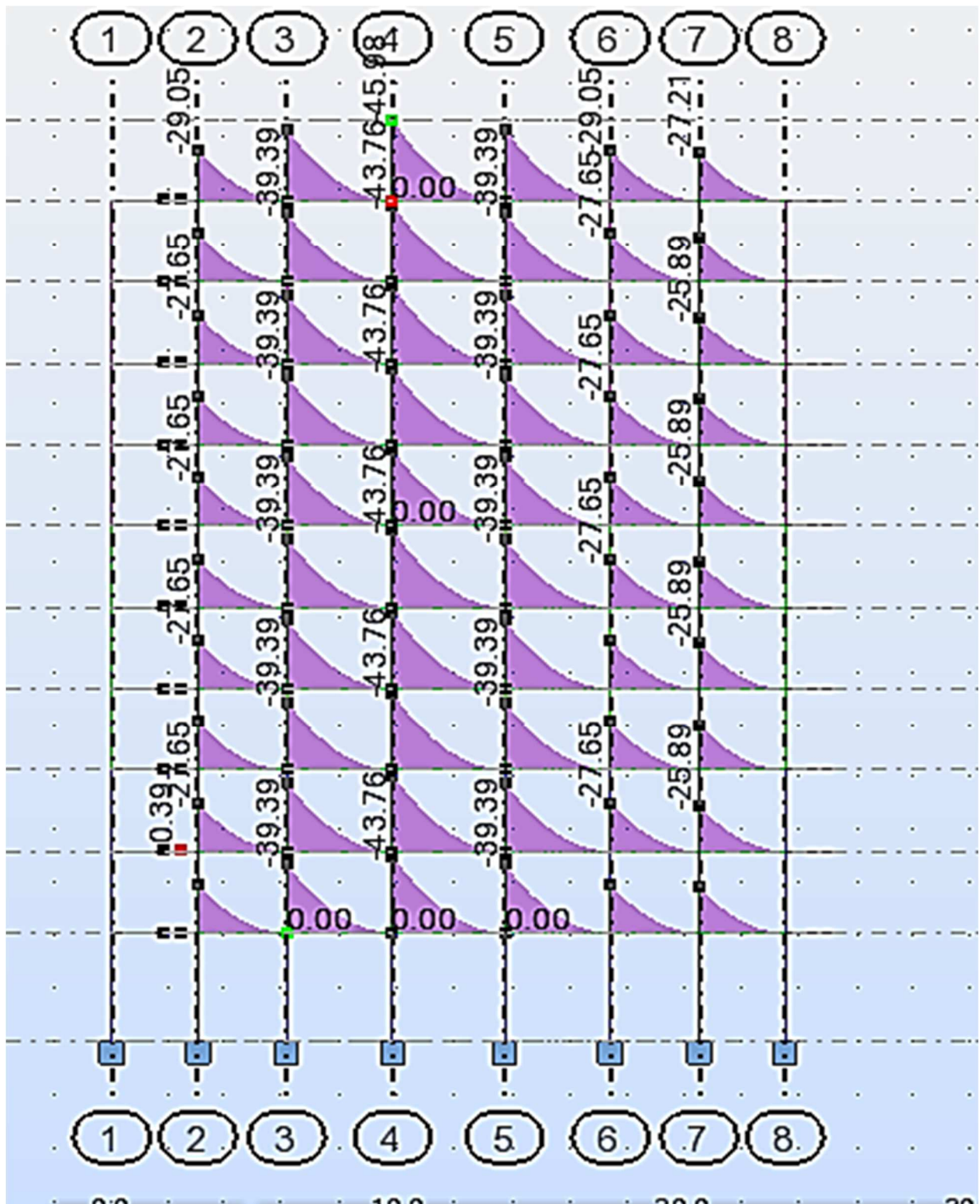


Figure VII-1 : Diagramme des efforts tranchants de la structure au niveau des poutres.

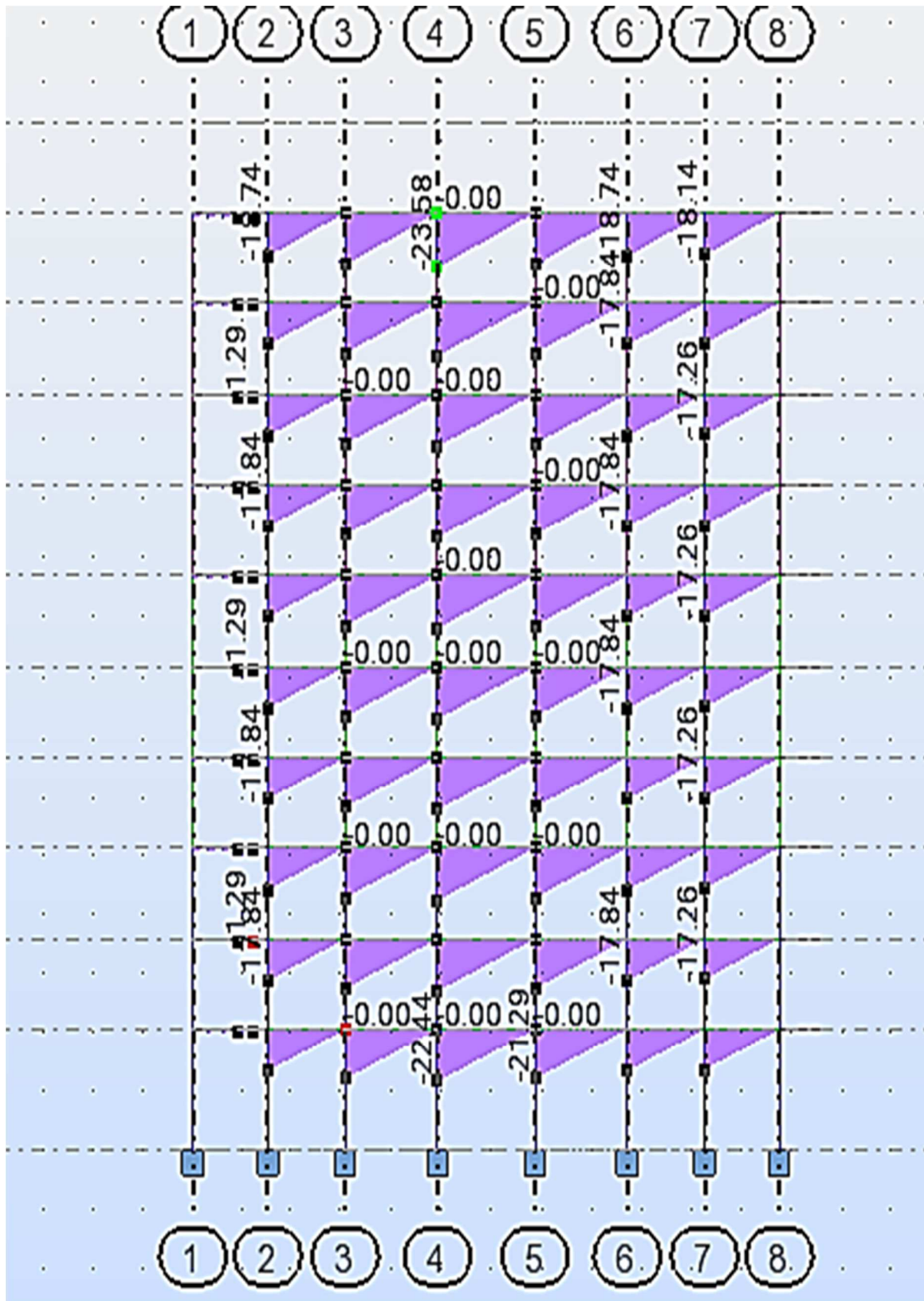


Figure VII-2 : Diagramme des efforts tranchants de la structure au niveau des poutres.

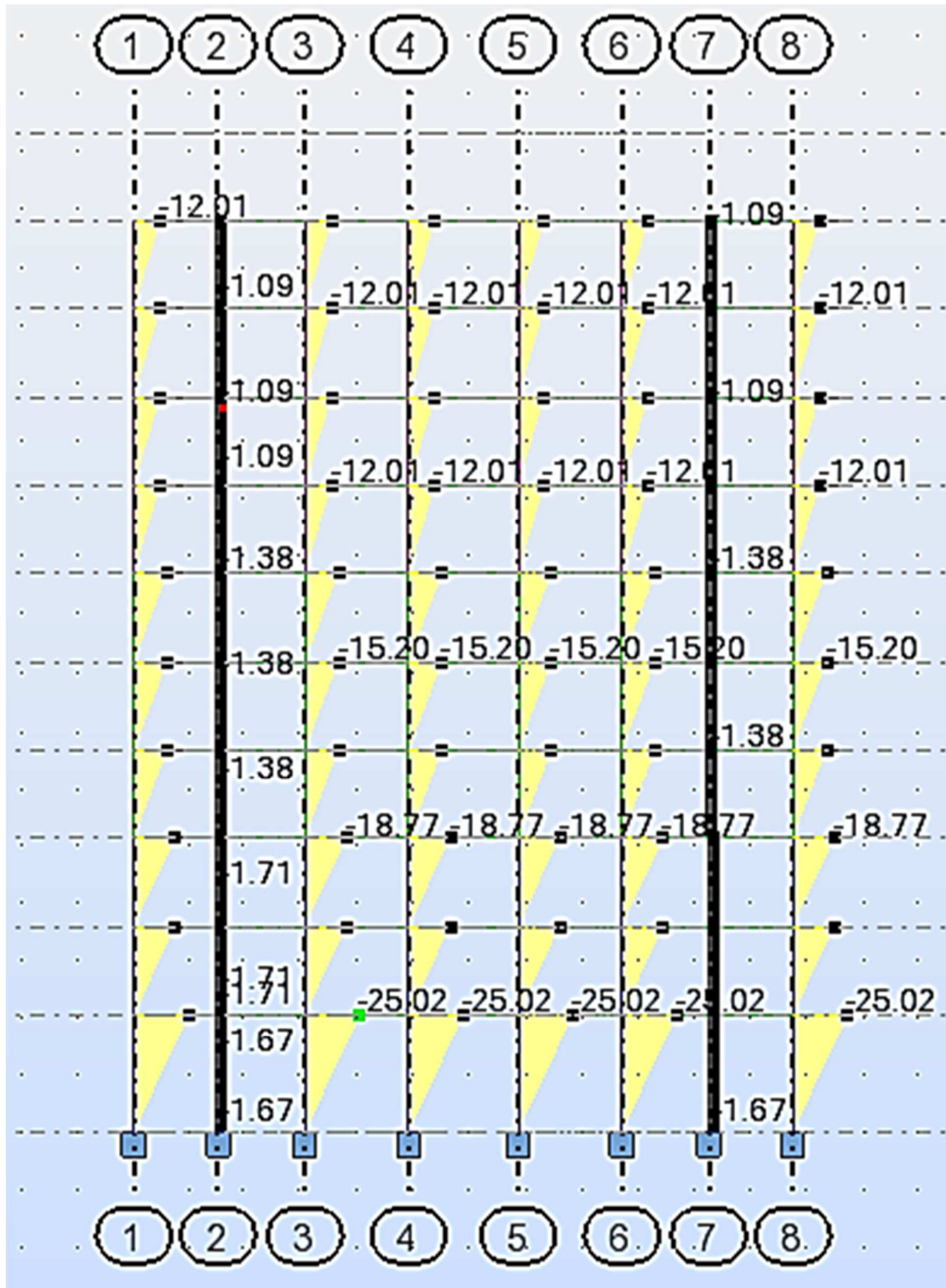


Figure VII-3 : Diagramme des efforts normaux de la structure au niveau des poteaux.

➤ **Calcul :**

**Calcul des armatures longitudinales et les appuis :**

Elles seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées résultant des combinaisons des charges les plus défavorables obtenu par les calculs et le schéma ci de sous illustre les démarches.

➤ **Ferraillage des poutres :**

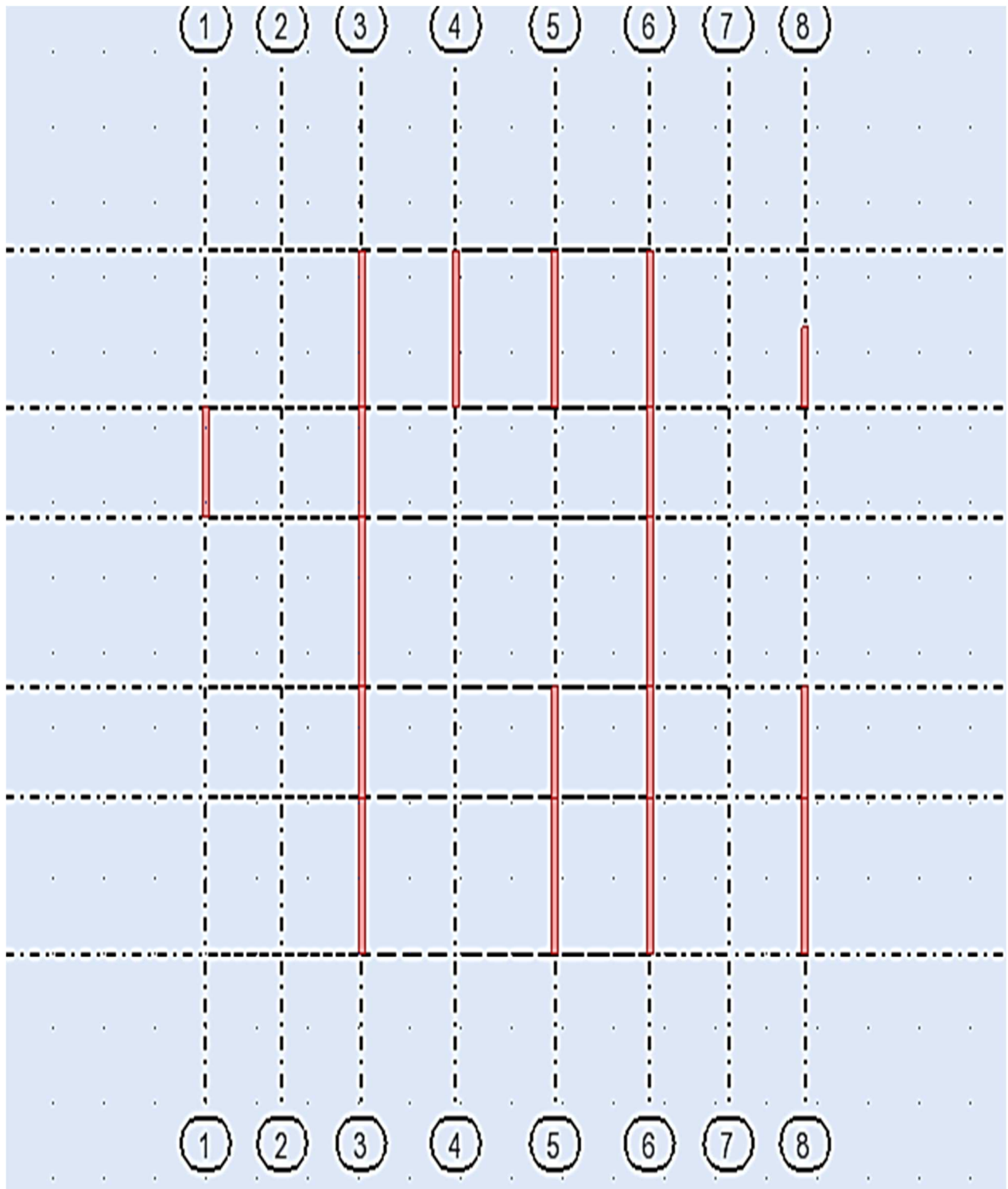
En raison des coefficients de sécurité qui différent, une distinction sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.

$M_{ELU}$ : Moment max à l'ELU

$M_{ca}$ : Moment max du aux combinaisons accidentelles.

➤ **Remarque :**

Après avoir extrait les moments, nous avons constaté que les poutres principales proches des voiles sont les plus sollicitées, nous allons leur adopter un ferraillage spécifique



**Figure VII-4 : Représentation en plan des poutres principales non adhérees aux voiles au niveau de la structure**

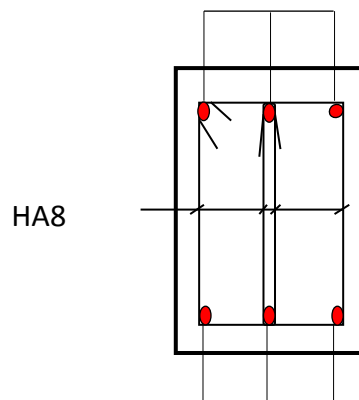
VII\_2\_3-Poutres principales non adhérees aux voiles :

a) Ferraillage en travée :

Tableau VII-1:Ferraillage en travée des Poutres principales non adhérees aux voiles

Niv	M <sub>ELU</sub> (KN.m)	A <sub>s elu</sub> [cm <sup>2</sup> ]	M <sub>ca</sub> (KN.m)	A <sub>s ca</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>s max</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Ferraillage	A <sub>s ad</sub> [cm <sup>2</sup> ]
10	33,53	3,23	25,65	2,44	3,23	3HA14 Filante	4,62
09	31,23	2,99	27,29	2,6	2,99	3HA14 Filante	4,62
08	31,68	3,04	25,08	2,38	3,04	3HA14 Filante	4,62
07	31,65	3,04	24,44	2,32	3,04	3HA14 Filante	4,62
06	31,39	3,01	24,44	2,32	3,01	3HA14 Filante	4,62
05	31,18	2,99	24	2,27	2,99	3HA14 Filante	4,62
04	31,28	3	23,72	2,25	3	3HA14 Filante	4,62
03	31,13	2,98	23,24	2,2	2,98	3HA14 Filante	4,62
02	30,87	2,96	22,60	2,14	2,96	3HA14 Filante	4,62
01	35,73	3,45	25,69	2,44	3,45	3HA14 Filante	4,62

3HA14



3HA14

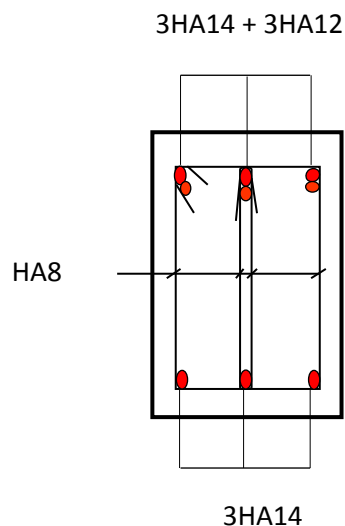
Niv : 1 à 10

Figure VII-5 : Coupe verticale des poutres principales non adhérees aux voiles au niveaues travées

b) Ferrailage en appuis :

Tableau VII-2: Ferrailage en appuis des Poutre principales non adhérees aux voiles

Niv	M <sub>ELU</sub> (KN.m)	A <sub>s elu</sub> [cm <sup>2</sup> ]	M <sub>ca</sub> (KN.m)	A <sub>s ca</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>s max</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Ferrailage	A <sub>s ad</sub> [cm <sup>2</sup> ]
10	-67,51	6,79	61,58	6,12	6,79	3HA14 Filante +3HA12 (Chapeau)	8,01
09	-68,77	6,94	64,24	6,42	6,94	3HA14 Filante +3HA12 (Chapeau)	8,01
08	-68,11	6,86	63,40	6,33	6,86	3HA14 Filante +3HA12 (Chapeau)	8,01
07	-67,41	6,78	62,94	6,28	6,78	3HA14 Filante +3HA12 (Chapeau)	8,01
06	-66,58	6,69	63,10	6,29	6,69	3HA14 Filante +3HA12 (Chapeau)	8,01
05	-65,81	6,6	62,73	6,25	6,6	3HA14 Filante +3HA12 (Chapeau)	8,01
04	-64,76	6,48	60,59	6,01	6,48	3HA14 Filante +3HA12 (Chapeau)	8,01
03	-63,71	6,36	58,52	5,79	6,36	3HA14 Filante +3HA12 (Chapeau)	8,01
02	-62,92	6,27	56,02	5,51	6,27	3HA14 Filante +3HA12 (Chapeau)	8,01
01	-69,95	7,07	57,35	5,66	7,07	3HA14 Filante +3HA12 (Chapeau)	8,01



Niv : 1 à 10

Figure VII-6 : Coupe verticale des poutres principales non adhérees aux voiles au niveaues appuis

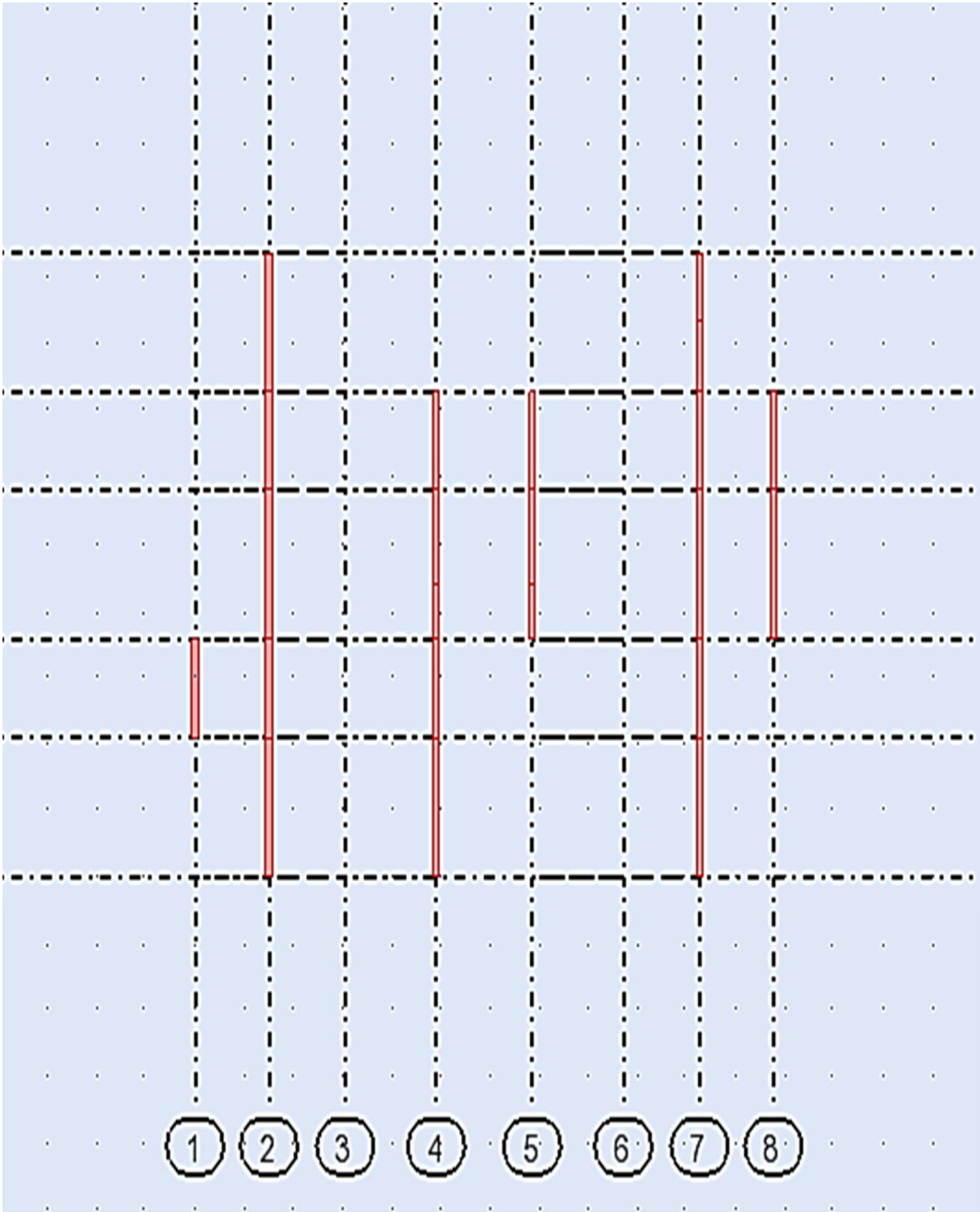


Figure VII-7 : Représentation en plan des poutres principales adhérees aux voiles au niveau de la structure.

VII\_2\_4-Poutres principales adhérentes aux voiles :

a) Ferrailage en travée :

Tableau VII-3:Ferrailage en travée des Poutres principales adhérentes aux voiles

Niv	M <sub>ELU</sub> (KN.m)	A <sub>s elu</sub> [cm <sup>2</sup> ]	M <sub>ca</sub> (KN.m)	A <sub>s ca</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>s max</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Ferrailage	A <sub>s ad</sub> [cm <sup>2</sup> ]
10	34,56	3,33	55,18	5,42	5,42	3HA14 Filante +3HA12 (Chapeau)	8,01
09	42,66	4,17	72,67	7,39	7,39	3HA14 Filante +3HA12 (Chapeau)	8,01
08	38,24	3,71	71,24	7,22	7,22	3HA14 Filante +3HA12 (Chapeau)	8,01
07	33,53	3,23	70,13	7,1	7,1	3HA14 Filante +3HA12 (Chapeau)	8,01
06	31,54	3,03	74,24	7,58	7,58	3HA14 Filante +3HA12 (Chapeau)	8,01
05	29,64	2,83	75,29	7,7	7,7	3HA14 Filante +3HA12 (Chapeau)	8,01
04	29,71	2,84	67,32	6,77	6,77	3HA14 Filante +3HA12 (Chapeau)	8,01
03	29,50	2,82	60,48	6	6	3HA14 Filante	4,62
02	29,19	2,79	50,17	4,88	4,88	3HA14 Filante	4,62
01	33,92	3,27	29,71	2,79	3,27	3HA14 Filante	4,62

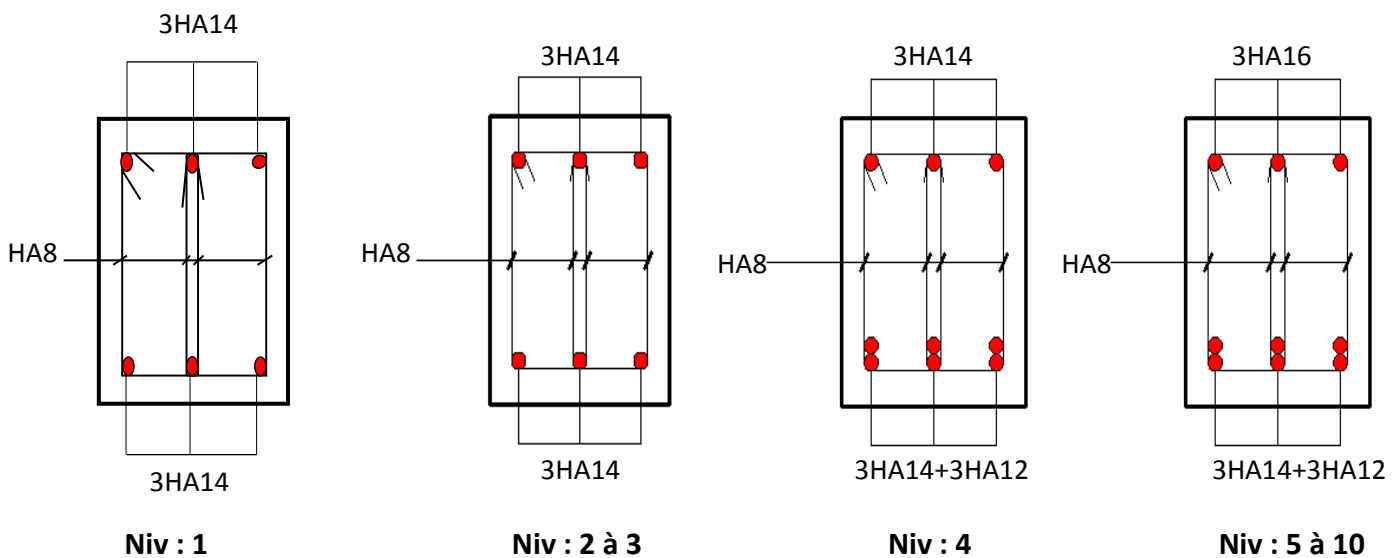
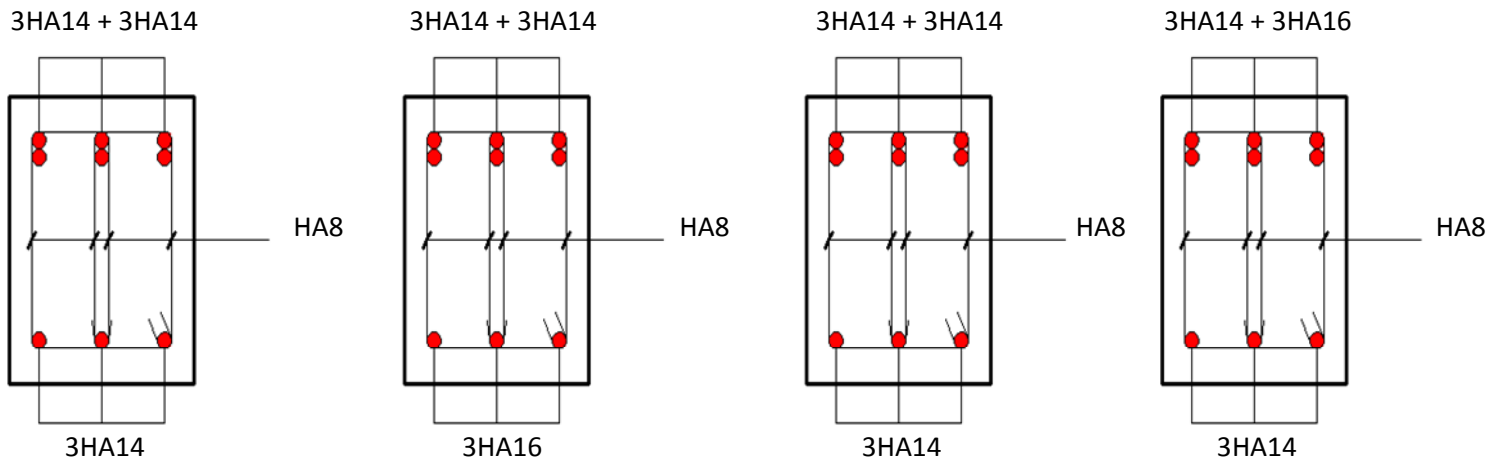


Figure VII-8 : Coupes verticales des poutres principales adhérentes aux voiles au niveau des travées

b) Ferrailage en appuis :

Tableau VII-4: Ferrailage en appuis des Poutre principales adhérees aux voiles

Niv	M <sub>ELU</sub> (KN.m)	A <sub>s elu</sub> [cm <sup>2</sup> ]	M <sub>ca</sub> (KN.m)	A <sub>s ca</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>s max</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Ferrailage	A <sub>s ad</sub> [cm <sup>2</sup> ]
10	75,09	7,84	84,73	8,85	8,85	3HA16 Filante +3HA14 (Chapeau)	10,65
09	80,35	8,31	97,70	10,53	10,53	3HA16 Filante +3HA14 (Chapeau)	10,65
08	77,18	7,93	97,14	10,45	10,45	3HA16 Filante +3HA14 (Chapeau)	10,65
07	73,40	7,48	96,14	10,32	10,32	3HA16 Filante +3HA14 (Chapeau)	10,65
06	69,62	7,04	97,30	10,47	10,47	3HA16 Filante +3HA14 (Chapeau)	10,65
05	6554	6,57	95,73	10,26	10,27	3HA16 Filante +3HA14 (Chapeau)	10,65
04	62,95	6,28	87,78	9,29	9,23	3HA16 Filante +3HA14 (Chapeau)	9,24
03	61,30	6,09	78,69	8,11	8,11	3HA16 Filante +3HA14 (Chapeau)	9,24
02	60,14	5,96	66,30	6,66	6,66	3HA16 Filante +3HA14 (Chapeau)	9,24
01	67,31	6,77	56,46	5,56	6,77	3HA16 Filante +3HA14 (Chapeau)	9,24



Niv : 1    Niv : 2 à 3    Niv : 4    Niv : 5 à 10

Figure VII-9 : Coupes verticales des poutres principales adhérees aux voiles au niveaues appuis

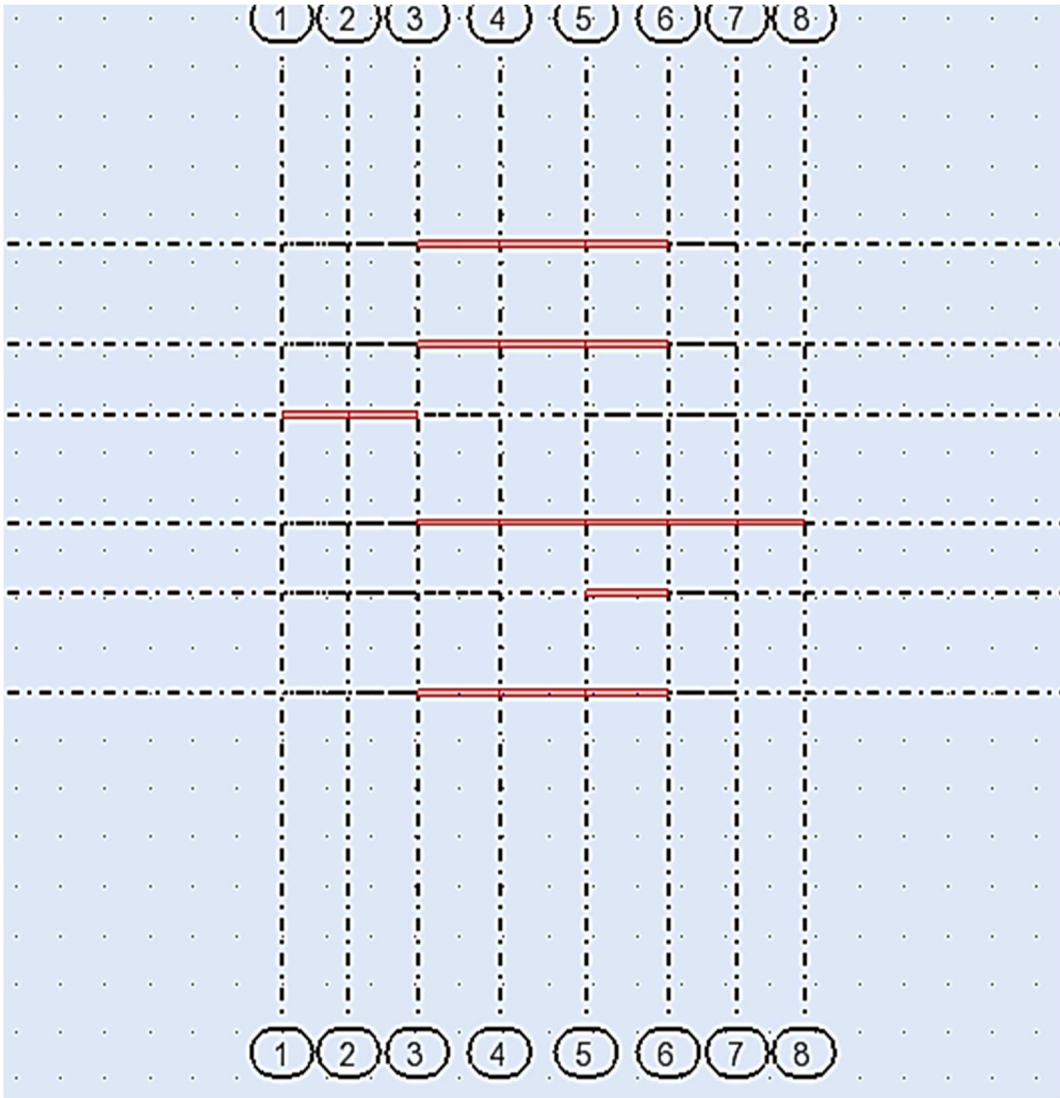


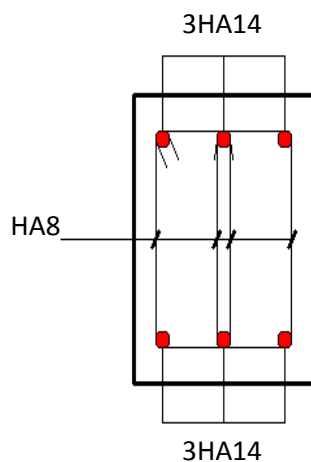
Figure VII-10 : Représentation en plan des poutres secondaires non adhérees aux voiles au niveau de la structure.

VII\_2\_5-Poutres secondaires non adhérees aux voiles :

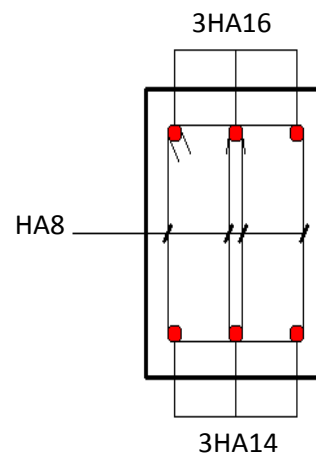
a) Ferrailage en travée :

Tableau VII-5: Ferrailage en travée des Poutres secondaires non adhérees aux voiles

Niv	M <sub>ELU</sub> (KN.m)	A <sub>s elu</sub> [cm <sup>2</sup> ]	M <sub>ca</sub> (KN.m)	A <sub>s ca</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>s max</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Ferrailage	A <sub>s ad</sub> [cm <sup>2</sup> ]
10	14,86	1,39	29,90	2,86	2,86	3HA14 Filante	4,62
09	11,40	1,06	37,49	3,63	3,63	3HA14 Filante	4,62
08	10,47	0,97	37,22	3,61	3,61	3HA14 Filante	4,62
07	10,25	0,95	37,70	3,66	3,66	3HA14 Filante	4,62
06	9,76	0,9	40,21	3,92	3,92	3HA14 Filante	4,62
05	9,37	0,87	41,10	4,01	4,01	3HA14 Filante	4,62
04	9,27	0,86	37,52	3,64	3,64	3HA14 Filante	4,62
03	8,90	0,82	34,06	3,28	3,28	3HA14 Filante	4,62
02	8,63	0,8	28,59	2,73	2,73	3HA14 Filante	4,62
01	8,63	0,8	17,45	1,64	1,64	3HA14 Filante	4,62



Niv : 1 et 3 et 7 à 10



Niv : 4 et 6

Figure VII-11 : Coupe vertical des poutres secondaires non adhérees aux voiles au niveaues des travées

b) Ferraillage en appuis :

Tableau VII-6: Ferraillage en appuis des Poutre secondaires non adhérees aux voiles

Niv	M <sub>ELU</sub> (KN.m)	A <sub>s elu</sub> [cm <sup>2</sup> ]	M <sub>ca</sub> (KN.m)	A <sub>s ca</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>s max</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Ferraillage	A <sub>s ad</sub> [cm <sup>2</sup> ]
10	22,80	2,16	35,46	3,42	3,42	3HA14 Filante	4,62
09	25,70	2,44	46,58	4,59	4,59	3HA14 Filante	4,62
08	23,95	2,27	45,32	4,45	4,45	3HA14 Filante	4,62
07	23,18	2,27	45,42	4,47	4,47	3HA14 Filante	4,62
06	23,82	2,26	48,84	4,83	4,83	3HA14 Filante	4,62
05	23,85	2,26	50,55	5,02	5,02	3HA14 Filante	4,62
04	22,18	2,09	47,11	4,65	4,65	3HA14 Filante	4,62
03	21,43	2,02	44,96	4,42	4,42	3HA14 Filante	4,62
02	20,42	1,92	40,81	3,98	3,98	3HA14 Filante	4,62
01	18,23	1,71	30,76	2,95	2,95	3HA14 Filante	4,62

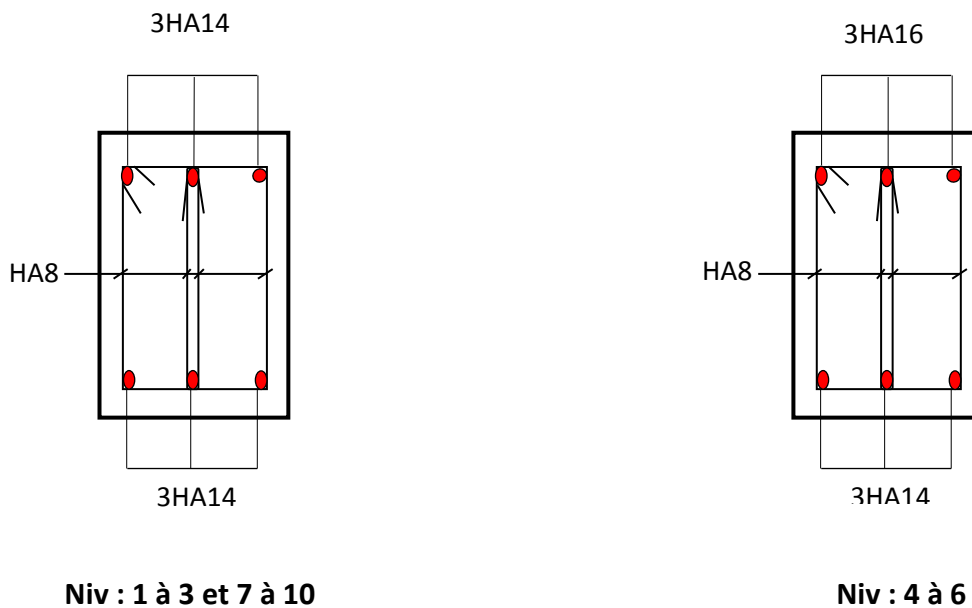


Figure VII-12 : Coupes verticales des poutres secondaires non adhérees aux voiles au niveau des appuis

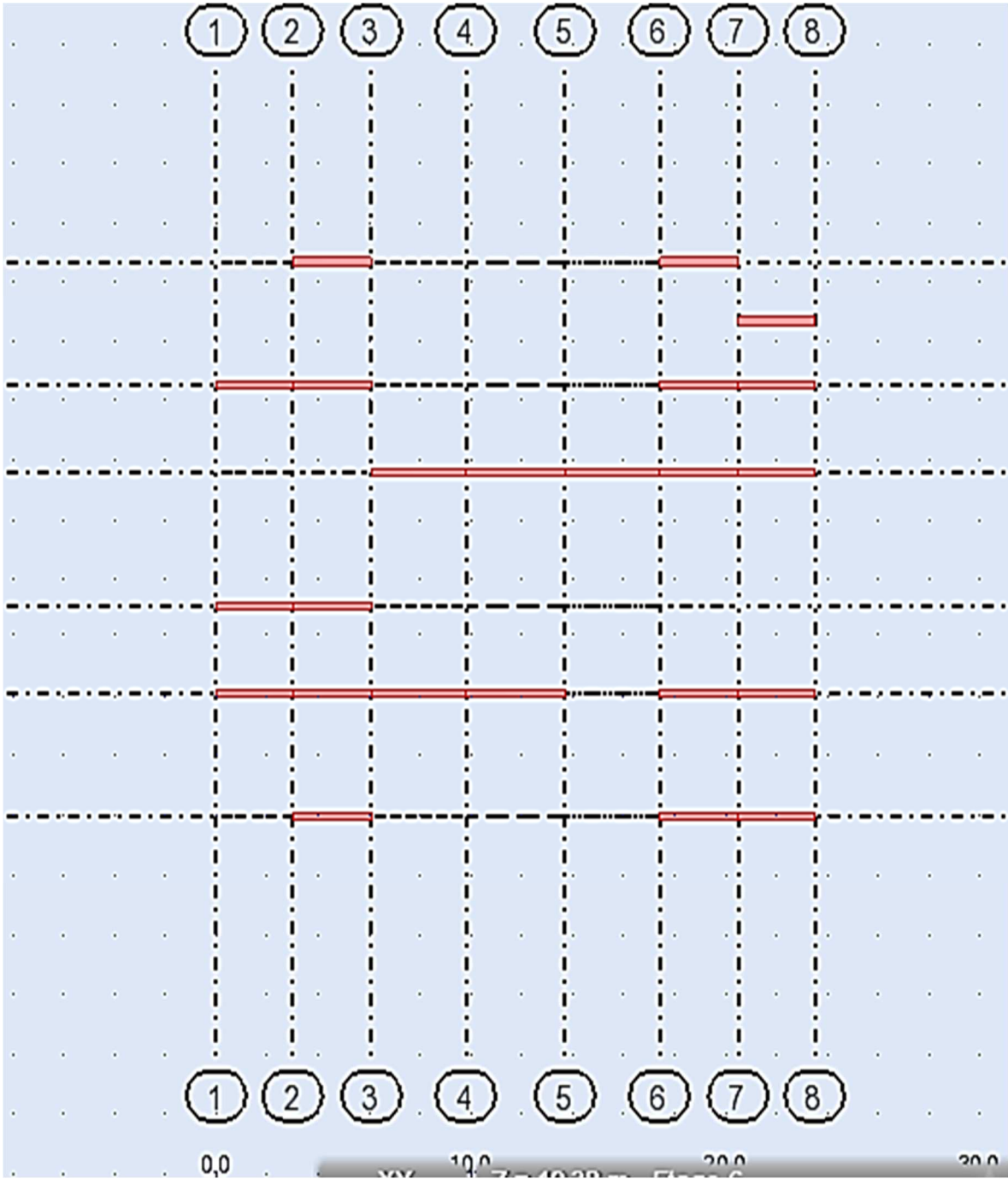


Figure VII-13 : Représentation des poutres secondaires adhérees aux voiles au niveau des structures

VII\_2\_6-Poutres secondaires adhérees aux voiles :

a) Ferrailage en travée :

Tableau VII-7: Ferrailage en travée des Poutres secondaires adhérees aux voiles

Niv	M <sub>ELU</sub> (KN.m)	A <sub>s elu</sub> [cm <sup>2</sup> ]	M <sub>ca</sub> (KN.m)	A <sub>s ca</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>s max</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Ferrailage	A <sub>s ad</sub> [cm <sup>2</sup> ]
10	45,69	4,49	66,39	6,8	6,8	3HA14 Filante +3HA12 (Chapeau)	8,01
09	50,70	5,03	81,67	8,66	8,66	3HA14 Filante +3HA14(Chapeau)	9,24
08	46,20	4,55	81,75	8,67	8,67	3HA14 Filante +3HA14 (Chapeau)	9,24
07	42,06	4,11	82,06	8,7	8,7	3HA14 Filante +3HA14 (Chapeau)	9,24
06	37,43	3,63	86,27	9,24	9,24	3HA14 Filante +3HA14 (Chapeau)	9,24
05	36,02	3,48	98,40	10,88	10,88	3HA16 Filante +3HA16 (Chapeau)	12,06
04	30,38	2,91	99,61	11,05	11,05	3HA16 Filante +3HA16 (Chapeau)	12,06
03	23,82	2,26	102,44	11,45	11,45	3HA16 Filante +3HA16 (Chapeau)	12,06
02	21,66	2,04	98,66	10,92	10,92	3HA16 Filante +3HA16 (Chapeau)	12,06
01	13,75	1,28	72,14	7,48	7,48	3HA14 Filante +3HA12 (Chapeau)	8,01

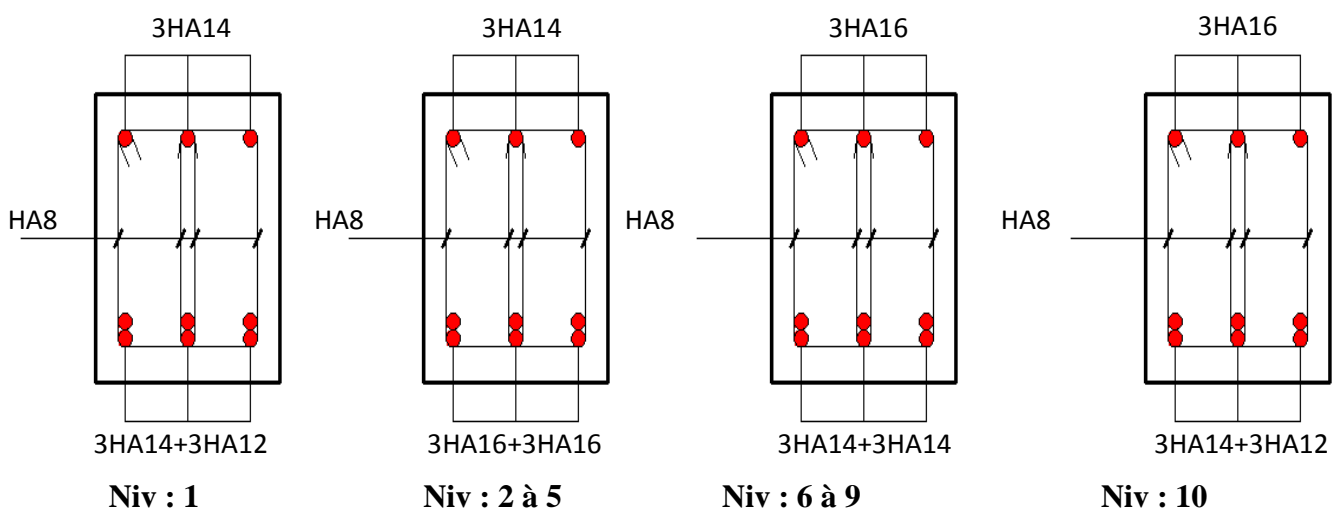
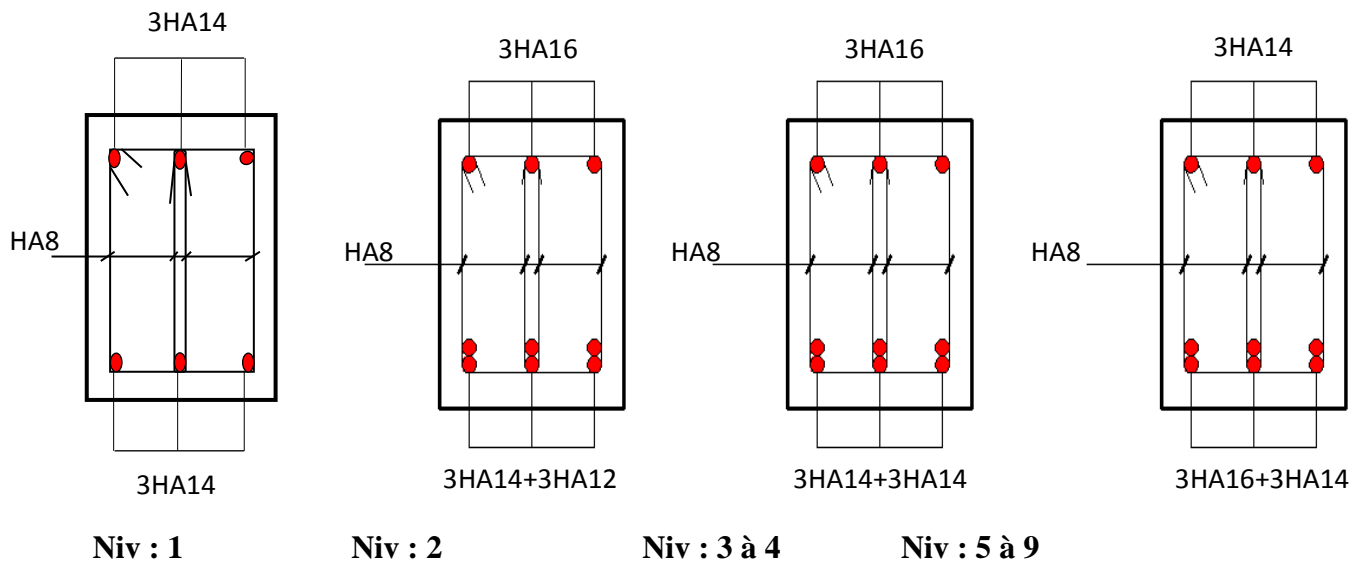


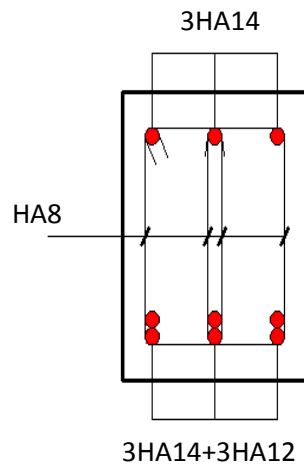
Figure VII-14 : Coupes verticales des poutres secondaires adhérees aux voiles au niveaues travées

**b) Ferrailage en appuis :**

**Tableau VII-8:** Ferrailage en appuis des Poutre secondaires adhérees aux voiles

Niv	M <sub>ELU</sub> (KN.m)	A <sub>s elu</sub> [cm <sup>2</sup> ]	M <sub>ca</sub> (KN.m)	A <sub>s ca</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>s max</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Ferrailage	A <sub>s ad</sub> [cm <sup>2</sup> ]
10	48,41	4,79	74,87	7,81	7,81	3HA14 Filante +1HA12(Chapeau)	8,01
09	51,32	5,1	85,55	9,15	9,15	3HA16 Filante +3HA14 (Chapeau)	10,65
08	48,49	4,79	86,74	9,31	9,31	3HA16 Filante +3HA14 (Chapeau)	10,65
07	44,67	4,39	87,56	9,41	9,41	3HA16 Filante +3HA14 (Chapeau)	10,65
06	39,80	3,87	88,27	9,51	9,51	3HA16 Filante +3HA14 (Chapeau)	10,65
05	36,53	3,53	88,40	9,52	9,52	3HA16 Filante +3HA14 (Chapeau)	10,65
04	31,78	3,05	82,20	8,72	8,72	3HA14 Filante +3HA14(Chapeau)	9,24
03	26,82	2,55	80,69	8,53	8,53	3HA14 Filante +3HA14(Chapeau)	9,24
02	22,20	2,1	74,76	7,8	7,8	3HA14 Filante +3HA12(Chapeau)	8,01
01	16,11	1,51	56,48	5,67	5,67	3HA16	6,03





**Figure VII-15 : Coupes verticales des poutres secondaires adhérentes aux voiles au niveau des appuis**

## VII\_2\_7-Vérification :

### A) Vérification à ELU :

#### 1- Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)

La section minimale des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \text{ Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

- Pour les poutres transversales (25 × 35) :  $A_{\min} = 0,966 \text{ cm}^2$ .
- Pour les poutres longitudinales (25 × 35) :  $A_{\min} = 0,966 \text{ cm}^2$ .

**Conclusion :** La condition est vérifiée.

#### 2-Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux :(Art 7.5.2.1/RPA2003):

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section

$$A_{\min} = 0,5 \% (b \times h)$$

- Pour les poutres transversales (25 × 35) :  $A_{\min} = 4,375 \text{ cm}^2$ .
- Pour les poutres longitudinales (25 × 35) :  $A_{\min} = 4,375 \text{ cm}^2$ .

\* La condition du pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est vérifiée.

**3\_Justifications vis-à-vis des sollicitations tangentés :**

(Art. A.5.1 BAEL91 modifié en 99)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « $\tau_u$ », prise conventionnellement égale à :  $\tau = \frac{T_u^{max}}{bd}$

$T_u^{max}$  : Effort tranchant max à l'ELU.

- Poutres principales  $\tau_u = 100,17 / (25 \times 32) = 0.125 \text{ KN} / \text{cm}^2 = 1,25 \text{ MPa}$
- Poutres secondaires  $\tau_u = 38,79 / (25 \times 32) = 0.0485 \text{ KN} / \text{cm}^2 = 0,485 \text{ MPa}$

**4\_Etat limite ultime du béton de l'âme :** (Art A.5.1.21/ BAEL91 modifié 99)

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bxd} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa} \right\} = 3,33\text{Mpa}$$

- Poutres principales :  $\tau_u = 1,25 \text{ Mpa} < 3.33 \text{ MPa}$   $\Rightarrow$  Condition vérifiée.
- Poutres secondaires :  $\tau_u = 0,485 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$   $\Rightarrow$  Condition vérifiée.

**5\_Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :**

(Art A.5.1.32/ BAEL91 modifié 99)

Lorsqu'au droit d'un appui :  $T_u - M_u / 0.9d > 0$  ; on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui.

Une section d'armatures pour équilibrer un moment égal à :  $T_u - M_u / 0.9d$

D'où :

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_c} \left( V_u - \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

- Poutres principales :  $T_u - (M_u / 0.9d) = 100,17 - (97,70 / 0.9 \times 0.32) = - 239,066 < 0$
- Poutres secondaires :  $T_u - (M_u / 0.9d) = 38,79 - (88,40 / 0.9 \times 0.32) = - 268,154 < 0$

$\Rightarrow$  Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires

**6\_Influence de l'effort tranchant sur béton au niveau des appuis :**

(Art A.5.1.32/ BAEL91 modifié 99)

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9 \cdot d \cdot b \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,32 \times 0,25 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 480\text{kN}$$

- Poutres principales :

$$T_u = 100,17 \text{ KN} < \bar{T} = 480 \text{ KN}$$

- Poutres secondaires :

$$T_u = 38,79 \text{ KN} < \bar{T} = 480 \text{ KN}$$

**Conclusion :** La condition est vérifiée.

**7\_Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton :**

(Art. A.6.1, 3/ BAEL91 modifié en 99)

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa.}$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

$U_i$  : le périmètre des aciers.

- Poutres principales :  $\tau_{se} = 1,42 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa}$

- Poutres secondaires :  $\tau_{se} = 0.447 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa}$

La contrainte d'adhérence est vérifiée.

**8\_Calcul de la longueur de scellement des barres :**

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \tau_{se}}$$

La valeur de la contrainte d'adhérence est donnée de façon forfaitaire par la relation :

$$\tau_{su} = 0.6\Psi^2 \times f_{tj} = 2.835 \text{ Mpa.}$$

- Pour  $\emptyset 12$  :  $l_s = 42.33 \text{ cm.}$

- Pour  $\emptyset 14$  :  $l_s = 49.38 \text{ cm.}$

- Pour  $\emptyset 16$  :  $l_s = 56.44 \text{ cm}$

Les règles du (Art.6.A.1/ BAEL91 modifié 99), admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normale est assuré lorsque la longueur de la partie encrée, mesuré hors crochet, est au moins égale à  $0.4 l_s$  pour les aciers H.A.

- Pour  $\emptyset 12$  :  $l_a = 16.93 \text{ cm.}$

- Pour  $\emptyset 14$  :  $l_a = 19.75 \text{ cm.}$

- Pour  $\emptyset 16$  :  $l_a = 22.58 \text{ cm.}$

**9\_ Calcul des armatures transversales :** (A.2.12/ BAEL91 modifié 99)

Le diamètre des armatures transversales est :

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

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{350}{35}, \Phi_l, \frac{250}{10}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min(10\text{mm}, 12\text{mm}, 25\text{mm})$$

**Soit :  $\Phi_t = 8$**

On choisira un cadre et un étrier  $A_t = 4\text{HA } 8 = 2.01\text{cm}^2$ .

**10\_ Calcul des espacements :**

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_L; 30\right\} = \min\left\{\frac{35}{4}; 12 \times 1.2; 30\right\} = \min(8,75\text{cm}; 14.4\text{cm}; 30) = \mathbf{8\text{cm}}$$

- Poutres principales  $S_t = 8 \text{ cm}$
- Poutres secondaires  $S_t = 8 \text{ cm}$

- **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5\text{cm}.$$

- Poutres principales  $S_t = 15\text{cm}$
- Poutres secondaires  $S_t = 15\text{cm}$

**11\_ Délimitation de la zone nodale :**

Dans le cas de poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale  $L'$  est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

- ✓ **Poutres principales:**  $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$ .
- ✓ **Poutres secondaires:**  $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$ .

**12\_ Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA:**

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_t^{\min} = 3\% S_t \times b$$

$$A_{\min} = 1,35\text{cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01\text{cm}^2 \text{ poutres principales}$$

$$A_{\min} = 1,35 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01\text{cm}^2 \text{ poutres secondaires}$$

- Le premier cadre d'armatures transversales sera disposé à **5cm** du nu de l'appui

**13\_Dispositions constructives pour les armatures longitudinales:**

Pour la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- À  $\frac{1}{5}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- À  $\frac{1}{4}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à  $\frac{1}{10}$  de la portée

**B) Vérifications à l'ELS :**

**1-Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

**2-Etat limite de déformation du béton en compression :**

Il faut vérifier la contrainte dans le béton :

✓  $\sigma_{bc} = K\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$  ..... Avec  $\rho_1 = \frac{100A}{b_0d}$   
 ✓  $\bar{\sigma}_{st} = 348 MPa$

Et à partir des tableaux, on extrait les valeurs de  $\beta_1$  et  $K$ .

La contrainte dans l'acier est :

$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$  ,  $K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)}$

- Avec : **A** : Armatures adoptées à l'ELU.
- ❖ Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

**Tableau VII-9:Vérification du ferrailage des poutres principales non adhérees aux voiles à l'ELS**

	$M_{smax}$ (KN.m)	$A_s$ ELS	$A_s$ Adopté	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\alpha_1$	$K$	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
<b>en travée</b>	25,64	2,44	4,62	0,578	0,887	29,25	0,339	0,034	195,52	6,65	15	✓
<b>aux appuis</b>	-50,23	4,98	6,03	0,754	0,875	25,00	0,375	0,04	297,50	11,9		

Tableau VII-10 :Vérification du ferrailage des poutres principales adhérees aux voiles à l'ELS

	$M_{smax}$ (KN.m)	$A_s$ ELS	$A_s$ Adopté	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\alpha_1$	$K$	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Obs
en travée	31,09	2,98	4,62	0,578	0,887	29,25	0,339	0,034	237,08	8,06	15	√
aux appuis	-58,06	5,85	6,03	0,754	0,875	25,00	0,375	0,04	343,87	13,75		

Tableau VII-11: Vérification du ferrailage des poutres secondaires non adhérees aux voiles à l'ELS

	$M_{smax}$ (KN.m)	$A_s$ ELS	$A_s$ Adopté	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\alpha_1$	$K$	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Obs
en travée	9,24	0,86	4,62	0,578	0,887	29,25	0,339	0,034	70,46	2,395	15	√
aux appuis	-15,38	1,44	4,62	0,578	0,887	29,25	0,339	0,034	117,28	3,987		

Tableau VII-12: Vérification du ferrailage des poutres secondaires adhérees aux voiles à l'ELS

	$M_{smax}$ (KN.m)	$A_s$ ELS	$A_s$ Adopté	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\alpha_1$	$K$	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Obs
en travée	36,86	3,57	4,62	0,578	0,887	29,25	0,339	0,034	281,086	9,55	15	√
aux appuis	-37,30	3,61	4,62	0,578	0,887	29,25	0,339	0,034	284,442	9,67		

**3-Etat limite de déformation :**

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

➤ **Calcul de la flèche :**

*Sens (xx) :*

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS →  $f = 0,50 \text{ cm}$

$$f = 0,50 \text{ cm} < F = \frac{450}{500} = 0,9 \text{ cm}$$

*Sens (yy) :*

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS →  $f = 0,50 \text{ cm}$

$$f = 0,50 \text{ cm} < F = \frac{3,90}{500} = 0,78 \text{ cm}$$

**Conclusion:**La flèche est vérifiée.

**VII\_3- Ferrailage des poteaux :****Introduction :**

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens, en tenant compte des combinaisons considérées comme suit :

ELU..... 1.35 G + 1.5 Q

ELS..... G + Q

RPA2003.....  $\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{array} \right.$

Et en procédant à des vérifications à l'ELS.

**Remarque :**

Les voiles et les poteaux adjacents seront calculés comme étant seul voile.

**VII\_3\_1- Recommandations du RPA2003 :**

- **Les armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet. Le pourcentage minimal sera de 0,8 % de la section du poteau (Zone IIa).

Poteau (50×50).....  $A_{\min} = 0.008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$

Poteau (45×45).....  $A_{\min} = 0.008 \times 45 \times 45 = 16,2 \text{ cm}^2$

Poteau (40×40).....  $A_{\min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12,8 \text{ cm}^2$

Le pourcentage maximal en zone courante sera de 4%.

Poteau (50×50).....  $A_{\max} = 0.04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2$

Poteau (45×45).....  $A_{\min} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$

Poteau (40×40).....  $A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$

Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de 6%.

Poteau (50×50).....  $A_{\max} = 0.06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$

Poteau (45×45).....  $A_{\min} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121,5 \text{ cm}^2$

Poteau (40×40).....  $A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$

- ✓ Le diamètre minimal est de **Ø12**.
- ✓ La longueur du recouvrement minimale est de **L = 40 Ø (Zone IIa)**.
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

**L = 25 cm (Zone IIa).**

- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critique)

- **Les armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h f_e}$$

$V_u$  : Effort tranchant du calcul.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier de l'armature transversale.

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{I_f}{b}$$

- ▶  $\lambda_g$ : l'élancement géométrique du poteau.
- ▶  $I_f$  : la longueur du flambement du poteau.
- ▶  $S_t$  : espacement des armatures transversales.
- ▶  $a, b$  : dimensions de section droite du poteau.

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq 10\text{cm} \quad \text{en zone nodale.} \\ S_t \geq \left(\frac{b}{2}, \frac{h}{2}, 10\phi\right) \quad \text{en zone courante.} \end{array} \right.$$

$\phi$  : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

La quantité minimale des armatures transversales  $\frac{A_t}{bS_t}$  en % est donnée comme suite

- $\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0.3\%$
- $\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0.8\%$

$3 < \lambda_g < 5 \rightarrow$  Interpolation entre les valeurs limites du poteau.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminés en nombres et diamètre suffisant ( $\phi > 12 \text{ mm}$ ) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux. Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10 \phi_{\min}$ .

### VII\_3\_2- Calcul du ferrailage :

#### a) Calcul à l'ELU :

Etat de calcul en flexion composée :

- ✓ Si  $e = \frac{M_U}{N_U} > \frac{h}{2} - c$  Alors la section est partiellement comprimée .
- ✓ Si  $e = \frac{M_U}{N_U} < \frac{h}{2} - c$  Il faut vérifier l'inégalité suivante

$$\left. \begin{array}{l} \frac{N_u}{b h f_{bu}} \left(0.5 - \frac{c'}{h} - \frac{e}{h}\right) \leq (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) \quad \text{Ou bien} \\ N_u(d - c') - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b h f_{bc} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (A)$$

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c'\right) \quad M_f : \text{Moment fictif}$$

Si l'inégalité, est vérifiée alors la section est partiellement comprimée le calcul se fait comme suit :

$$\mu_f = \frac{M_f}{\beta d^2 f_{bc}}$$

Si  $\mu \leq \mu_l$  la section est simplement armée.

Si  $\mu > \mu_l$  la section est doublement armée il faut calculer  $A_1$  et  $A'_1$ .

$$\mu_l = 0.392$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

La section réelle d'armatures est donnée par :  $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

Si l'inégalité (A) n'est pas vérifiée, donc la section est entièrement comprimée, il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u (d-c) - M_f > (0.5h-c) b \times h \times f_{bc} \rightarrow (B)$$

Si l'inégalité (B) est vérifiée, donc la section à besoin d'armatures inférieures comprimées.

$$A' = \frac{N_u - (d - 0.5h) bhf_{bc}}{\sigma_s(d - c)}$$

$$A = \frac{N_u - \psi bhf_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$

Si l'inégalité (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures inférieures.

$$A'_s = \frac{N_u - \psi bhf_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{ET } A_s = 0$$

$$\Psi = \frac{0.357 - \frac{N_u(d-c) - M}{bhf_{bc}}}{0.857 - \frac{c}{h}}$$

- **Efforts normaux :**

$N > 0$  : traction.

$N < 0$  : compression.

Tableau VII-13: Effort et moment correspondant dans les poteaux.

Etages	RPA		ELU		$M_{max}$ est donné par G+Q±EY			
	$N_{MAX}$ (KN)	$M_c$ (KN.m)	$N_{MAX}$ (KN)	$M_c$ (KN.m)	$M_{max}$ (KN.m)	$N_c$ (KN)	$N_{min}$ (KN)	$M_c$ (KN.m)
9 8 7 6	540,76	-2,78	702,87	21,86	80,63	71,35	-67,04	19,98
5 4 3	974,33	-6,53	1266,57	18,81	77,03	171,47	-234,17	30,53
2 1 RDC	1829,60	-81,94	1909,86	7,18	-81,94	1829,60	-946,45	-54,34

Tableau VII-14 : Excentricité de l'effort normal

	N (KN)	M (KN.m)	e (m)	Obs	(h/2) - c (m)	h (m)	Obs.
RPA	$N_{max} = 1829,60$	$M_c = -81,94$	0,01	<	0,22	0,50	S.R.E.C
	$N_{max} = 974,33$	$M_c = -6,53$	0,007	<	0,195	0,45	S.R.E.C
	$N_{max} = 540,76$	$M_c = -2,78$	0,005	<	0,17	0,40	S.R.E.C
ELU	$N_{max} = 1909,86$	$M_c = 7,18$	0,004	<	0,22	0,50	S.R.E.C
	$N_{max} = 1266,57$	$M_c = 18,81$	0,01	<	0,195	0,45	S.R.E.C
	$N_{max} = 702,87$	$M_c = 21,86$	0,03	<	0,17	0,40	S.R.E.C
G+Q±EY	$N_c = 1829,60$	$M_{max} = -81,94$	0,01	<	0,22	0,50	S.R.E.C
	$N_c = 171,47$	$M_{max} = 77,03$	0,449	>	0,195	0,45	<b><u>S.R.P.C</u></b>
	$N_c = 71,35$	$M_{max} = 80,63$	1,13	>	0,17	0,40	<b><u>S.R.P.C</u></b>
0.8G±EY 0.8G±E45 G+Q±EY	$N_{min} = -946,45$	$M_c = -54,34$	0,06	<	0,22	0,50	S.R.E.C
	$N_{min} = -234,17$	$M_c = 30,53$	0,13	<	0,195	0,45	S.R.E.C
	$N_{min} = -67,04$	$M_c = 19,98$	0,3	>	0,17	0,40	<b><u>S.R.P.C</u></b>

- ✓ On a des poteaux carrés alors on va prendre que les sollicitations les plus défavorables d'un sens et ferrailer avec dans les deux sens.

Tableau VII-15 : Récapitulatifs de ferrailage de poteaux par niveaux

NIV	N (KN)	M (KN.m)	Obs.	As (cm <sup>2</sup> )	As' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Chois de Ø	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
9 8 7 6	$N_{max}^{RPA}=540,76$	$M_c=-2,78$	S.R.E.C	0	0	12,8	4HA16 +4HA14	14,19
	$N_{max}^{ELU}=702,87$	$M_c=21,86$	S.R.E.C	0	0			
	$N_c=71,35$	$M_{max}=80,63$	<u>S.R.P.C</u>	5,66	0			
	$N_{min}=-67,04$	$M_c=19,98$	<u>S.R.P.C</u>	3,5	0			
5 4 3	$N_{max}^{RPA}=974,33$	$M_c=-6,53$	S.R.E.C	0	0	16,2	8HA14 +4HA12	16,83
	$N_{max}^{ELU}=1266,57$	$M_c=18,81$	S.R.E.C	0	0			
	$N_c=171,47$	$M_{max}=77,03$	<u>S.R.P.C</u>	3,23	0			
	$N_{min}=-234,17$	$M_c=30,53$	S.R.E.C	5,87	0,86			
2 1 RDC	$N_{max}^{RPA}=1829,60$	$M_c=-81,94$	S.R.E.C	0	0	20	8HA16 +4HA14	22,23
	$N_{max}^{ELU}=1909,86$	$M_c=7,18$	S.R.E.C	0	0			
	$N_c=1829,60$	$M_{max}=-81,94$	S.R.E.C	0	0			
	$N_{min}=-946,45$	$M_c=-54,34$	S.R.E.C	9,7	17,51			

❖ Les poteaux seront ferrillés avec la section minimale exigée par le RPA

On opte pour le ferrailage suivant :

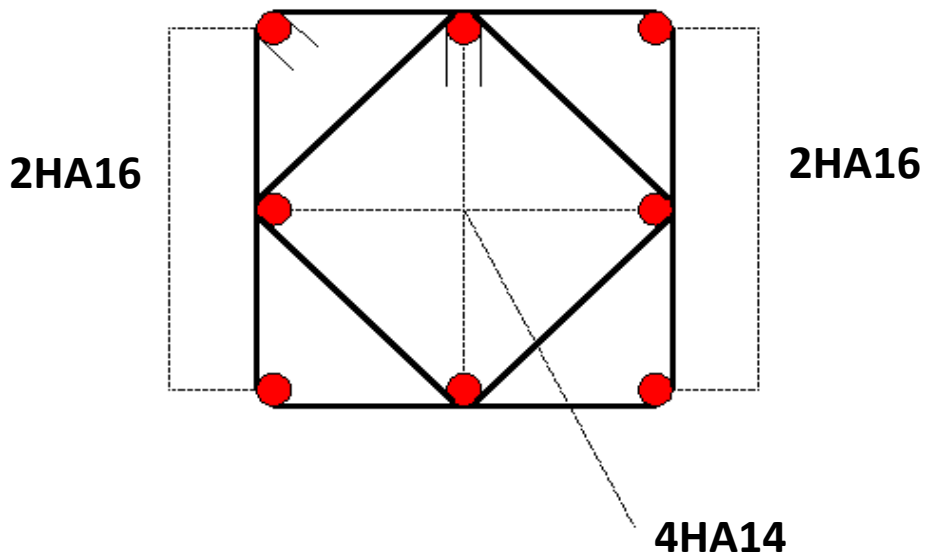


Figure VII-16 : Poteaux (40x40)

- ✓ La section totale de  $4HA16+4HA14 = 14,19 \text{ cm}^2$  est supérieur à la section minimale exigé par le RPA ( $A_{s \text{ min}}= 12,8 \text{ cm}^2$ ).....condition vérifiée.

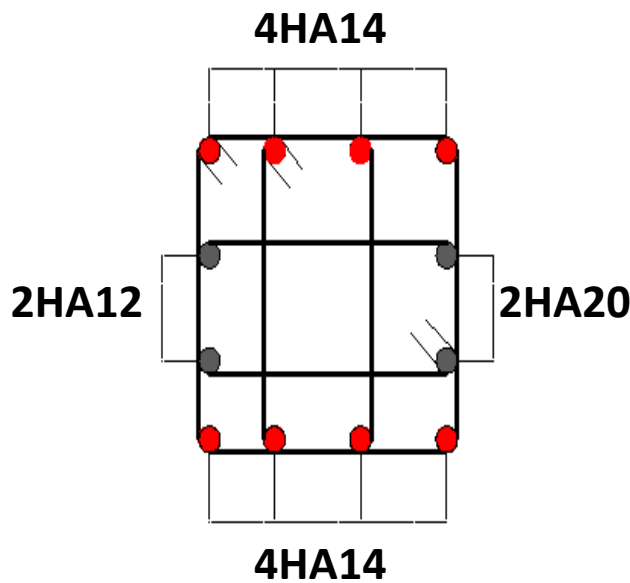


Figure VII-17 : Poteaux (45x45)

- ✓ La section totale de  $8HA14+4HA12 = 16,83 \text{ cm}^2$  est supérieur à la section minimale exigé par le RPA ( $A_{s \text{ min}}= 16,2 \text{ cm}^2$ ).....condition vérifiée.

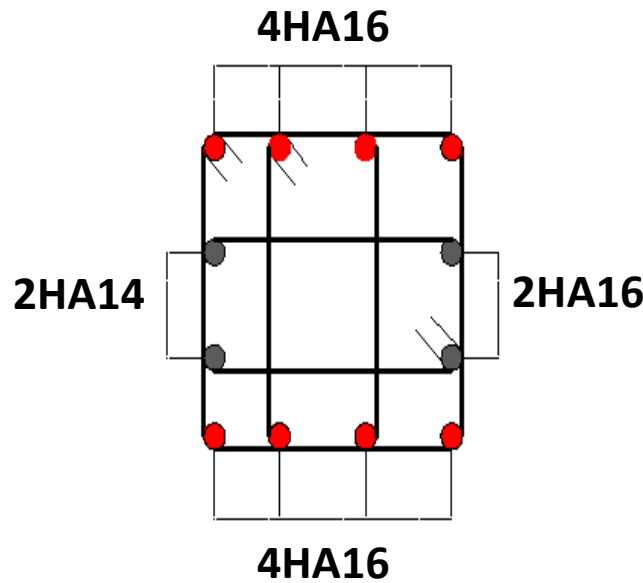


Figure VII-18 : Poteaux (50x50)

✓ La section totale de  $8HA16+4HA14 = 22,23 \text{ cm}^2$  est supérieur à la section minimale exigé par le RPA ( $A_{s \text{ min}} = 20 \text{ cm}^2$ ).....condition vérifiée.

**b) Vérification à l'E L S :**

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad [\text{BAEL 91A.4.5.2}]$$

➤ **Vérification d'une Section partiellement comprimée :**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

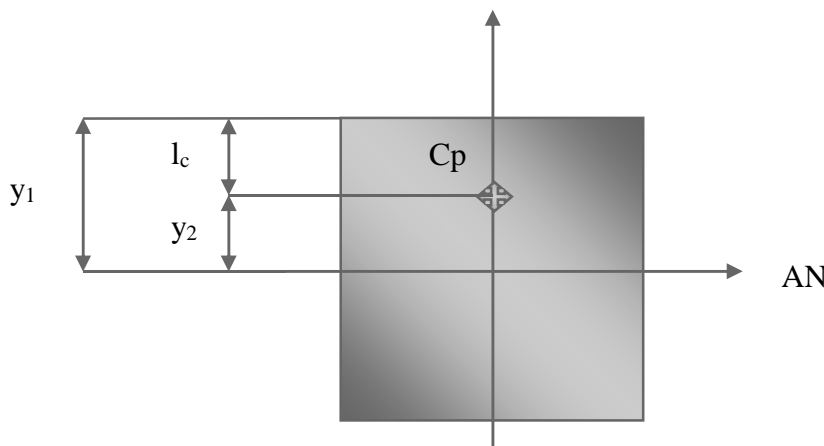


Figure VII-19 : section longitudinale du poteau

Avec :  $y_1$  : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé ;

$y_2$  : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression  $C_p$  ;

$l_c$  : la distance entre le centre de pression  $C_p$  et la fibre la plus comprimée.

$y_2$  est obtenu avec la résolution de l'équation suivante :  $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

Avec :  $l_c = \frac{h}{2} - e_s$

$$p = -3 \times l_c^2 - 6 \times n \cdot \bar{A}_u \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 6 \times n \cdot A_u \cdot \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 6 \times n \cdot \bar{A}_u \cdot \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6 \times n \cdot A_u \cdot \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul  $\Delta$  :  $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

- Si  $\Delta \geq 0$  :  $t = 0.5 \cdot (\sqrt{\Delta} - q)$  ;  $u = \sqrt[3]{t}$  ;  $y_2 = u - \frac{p}{3 \cdot u}$

- Si  $\Delta < 0 \Rightarrow$  l'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) \quad ; \quad y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) \quad ; \quad y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$\alpha = \arccos\left(\frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) \quad ; \quad a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour  $y_2$  la valeur positive ayant un sens physique tel que :  $0 < y_1 = y_2 + l_c < h$

Donc :  $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \times [A_s \cdot (d - y_1)^2 + A'_s \cdot (y_1 - d')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton vaut :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \cdot y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

➤ **Vérification d'une section entièrement comprimée :**

-On calcul l'aire de la section homogène totale :  $S = b \cdot h + 15 \cdot (A_s + A'_s)$

-On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance  $X_G$  au-dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \cdot \frac{A'_s \cdot (0.5 \cdot h - d') - A_s \cdot (d - 0.5 \cdot h)}{b \cdot h + 15 \cdot (A_s + A'_s)}$$

-On calcul l'inertie de la section homogène totale

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot X_G^2 + 15 \cdot [A'_s \cdot (0.5 \cdot h - d' - X_G)^2 + A_s \cdot (d - 0.5 \cdot h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton valent

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} + \frac{N_{\text{ser}} \cdot (e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \quad \text{Sur la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} - \frac{N_{\text{ser}} \cdot (e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I} \quad \text{Sur la fibre inférieure}$$

Finalement on vérifie :  $\max(\sigma_{\text{sup}}; \sigma_{\text{inf}}) \leq \overline{\sigma}_{bc}$

**Remarque :** Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

Tableau VII-16 : Effort normal et moment correspondant les poteaux a l'ELS.

Etages	ELS					
	$N_{MAX}$ (KN)	$M_c$ (KN.m)	$M_{max}$ (KN.m)	$N_c$ (KN)	$N_{min}$ (KN)	$M_c$ (KN.m)
09 08 07 06	509,49	15,79	39,72	83,22	6,01	15,30
05 04 03	917,57	13,59	25,65	381,55	160,92	5,64
02 01 RD	1382,36	5,15	-28,56	528,54	295,10	9,01

Tableau VII-17 : Vérification à l'ELS des contraintes.

NIV	N (KN)	M (KN.m)	B x H	e	h/6	h/4	$\sigma_{b\sup}$	$\sigma_{b\inf}$	$\sigma_{S\sup}$ (MPa)	$\sigma_{S\inf}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_S$ (MPa)	Obs.
09 08 07 06	$N_{max}^{ELS}=509,49$	$M_c=15,79$	40 x 40	0,03	0,06 6	0,1	4,04	1,67	57,9	27,7	15	348	CV
	$N_c=83,22$	$M_{max}=39,72$		0,48			4,87	0	56,5	131			
	$N_{min}=6,01$	$M_c=15,30$		2,55			1,78	0	19	69,1			
05 04 03	$N_{max}^{ELS}=917,57$	$M_c=13,59$	45 x 45	0,015	0,07 5	0,11 2	4,9	3,41	71,9	52,6	15	348	CV
	$N_c=381,55$	$M_{max}=25,65$		0,07			3,13	0,33	44,1	7,69			
	$N_{min}=160,92$	$M_c=5,64$		0,03			1,04	0,42	14,9	6,92			
02 01 RDC	$N_{max}^{ELS}=1382,36$	$M_c=5,15$	50 x 50	0,004	0,08 3	0,12 5	4,68	4,35	69,9	65,6	15	348	CV
	$N_c=528,54$	$M_{max}=-28,54$		0,05			0,83	2,63	14	37,8			
	$N_{min}=295,10$	$M_c=9,01$		0,03			1,25	0,68	18,2	10,7			

❖ **Vérification contraintes tangentielles (Art 7.4.3.2 RPA 2003):**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous **combinaison sismique** doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

❖ **Article A.5.1 ,211 du BAEL 91 révisées 99**

$$\tau_u = \frac{V_{\max ELU}}{b.d} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} = 3,33 \text{ Mpa}$$

Où :  $V_{\max-ELU}$  est la valeur maximale de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime

❖ **Article 7.4.3.2 du RPA 99 / version 2003**

$$\tau_{bu} = \frac{V_{\max E}}{b.d} < \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Où :  $\rho_d$  est égale a 0,075 si l'élançement géométrique, dans la direction considérée , est supérieur ou égale à 5 , et à 0,04 dans le cas contraire .

$V_{\max-E}$  : est la valeur maximale de calcul de l'effort tranchant sous combinaisons sismiques

Avec :  $\lambda = \frac{l_f}{a}$  ou  $\frac{l_f}{b}$  avec :  $l_f = 0,7 l$

Où :  $l_f$  est la longueur de flambement du poteau

$l$  : est la hauteur du poteau

Les résultats deux vérifications sont résumés dans le tableau suivant

**Tableau VII-18 : Vérification des poteaux sous sollicitations tangentes.**

Section [cm2]	$V_{\max-ELU}$ [KN]	$V_{\max-E}$ [KN]	$\tau_u$ [Mpa]	$\tau_{bu}$ [Mpa]	$\rho_d$	$\bar{\tau}_u$ [Mpa]	$\bar{\tau}_{bu}$ [Mpa]
50 × 50	99,42	174,56	0,398	0,698	0,075	3,33	1,875
45 × 45	72,53	113,31	0,358	0,559	0,04	3,33	1
40 × 40	99,52	106,55	0,622	0,666	0,075	3,33	1,875

Les exigences des deux articles sont satisfaites, il n'y a donc pas de risque de cisaillement.

❖ **Calcul des armatures transversales :**  
**-Diamètre des armatures transversales :**

D'après le [BAEL 91] Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} \quad \text{soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$\phi_t$  : Diamètre max des armatures transversales.

**-Espacement maximal des armatures transversales (Art 7.4.2.2 RPA2003):**

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement «  $S_t$  » des armatures transversales est fixée comme suite :

**\* dans la zone nodale :**

$$t \leq \text{Min} (10\phi_l, 15\text{cm}) \quad \text{en zone I et II}$$

$$t \leq 10 \text{ cm.} \quad \text{En zone III}$$

**\*dans la zone courante :**

$$t' \leq 15 \phi_l \quad \text{en zone I et II}$$

$$t' \leq \text{Min} (b/2, h/2, 10 \phi_l) \quad \text{en zone III}$$

Où  $\phi_l$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

- La quantité **d'armatures transversales minimale  $A_t/t.b_1$  en %** est donnée comme suit:

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 : \quad 0,3\%$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 : \quad 0.8\%$$

$$\text{Si } 3 < \lambda_g < 5 : \quad \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes}$$

$\lambda_g$  est l'élancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et  $l_f$  longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de **10  $\varnothing_t$**  minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ( $\varnothing$  cheminées > 12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Par ailleurs, en cas d'utilisation de poteaux circulaires, il y a lieu d'utiliser des cerces droites individuelles (les cerces hélicoïdales continues sont interdites)

Donc en adopte directement les recommandations du RPA

**\* dans la zone nodale :**

$$t \leq \text{Min} (10\varnothing_l, 15\text{cm}) = \text{min} (12, 15 \text{ cm})$$

$$t \leq 12 \text{ cm}$$

En prend :  $t = 10 \text{ cm}$

**\*dans la zone courante :**

$$t' \leq 15 \varnothing_l = 18 \text{ cm}$$

En prend :  $t' = 15\text{cm}$

**La longueur minimale de recouvrement est de :**

- **40  $\phi$  en zone I et IIa**

- **50  $\phi$  en zone III et IIb**

En prend : **ls = 80 cm**

**Délimitation de la zone nodale :**

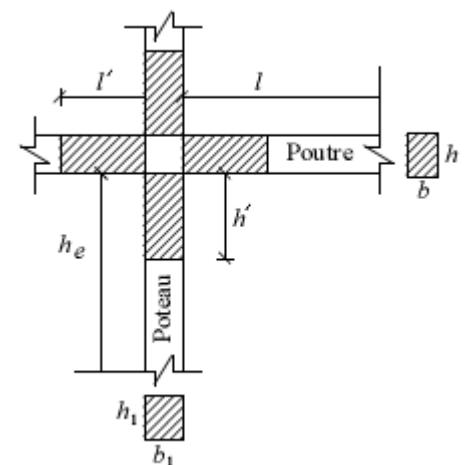
$$L' = 2xh$$

$$h' = \max ( h_e / 6 , b_1 , h_1 , 60\text{cm} ) = \max ( 56,33 ; 40 ; 40 ; 60 )$$

h: hauteur de la poutre

$b_1$  et  $h_1$  : dimension du poteau

On trouve  **$h' = 60\text{cm}$**



**Quantité d'armatures transversales minimale du RPA:**

Pour  $\lambda_g \geq 5$ , la quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

$$A_t^{\text{min}} = 3\text{‰} S_t \times b$$

➤ **Poteaux (40-40):**

$$A_{\text{min}} = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2$$

➤ **Poteaux (45x45) :**

$$A_{\min} = 0.003 \times 15 \times 45 = 2.02 \text{ cm}^2$$

➤ **Poteaux (50x50) :**

$$A_{\min} = 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25 \text{ cm}^2$$

**Calcul des armatures transversales:**

L'espacement des armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

**V<sub>u</sub>** : Effort tranchant de calcul

**H<sub>1</sub>** : Hauteur totale de la section brute

**f<sub>e</sub>** : Limite élastique de l'acier d'armature transversale

**t** : Espacement des armatures transversales

**ρ<sub>a</sub>** : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique λ<sub>g</sub> dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

Le calcul se fera pour les poteaux du RDC en raison de leur élançement géométrique.

Elançement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{Avec : } l_f = 0,707 l_0 = 0.707 (4.08 - 0,35) = 2,64 \text{ cm}$$

L'élançement géométrique λ est égal à 2.64 / 0.5 = **5,28**

λ est supérieur à 5 donc le coefficient ρ sera pris égal à 2.50.

$$A_t = \frac{t \rho V_u}{h_1 f_e}$$

➤ **Poteaux (40x40) :**

$$\frac{15 \times 2,5 \times 99,52}{40 \times 40} = 2,33 \text{ cm}^2$$

➤ **Poteaux (45x45) :**

$$\frac{15 \times 2,5 \times 72,53}{45 \times 40} = 1,51 \text{ cm}^2$$

➤ **Poteaux (50x50) :**

$$\frac{15 \times 2,5 \times 99,42}{50 \times 40} = 1,86 \text{ cm}^2$$

En prend : **A<sub>t</sub> = 2Ø10 + 2Ø8 = 2,57 cm<sup>2</sup>** pour les Niveaux 6 à 9

En prend : **A<sub>t</sub> = 2Ø10 = 1,57 cm<sup>2</sup>** pour les Niveaux 3 à 5

En prend : **A<sub>t</sub> = 2Ø10 + 2Ø8 = 2,57 cm<sup>2</sup>** pour les Niveaux RDC à 2

\* Les sections minimales du RPA sont vérifiées.

Toutes les conditions sont vérifiées les armatures transversales seront disposé comme montré dans les schémas suivants :

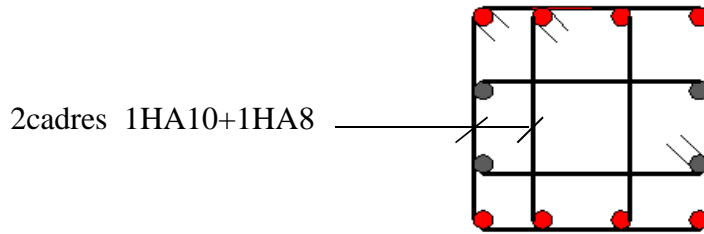


Figure VII-20 : Armatures transversales des Poteaux des Niveaux RDC à 2

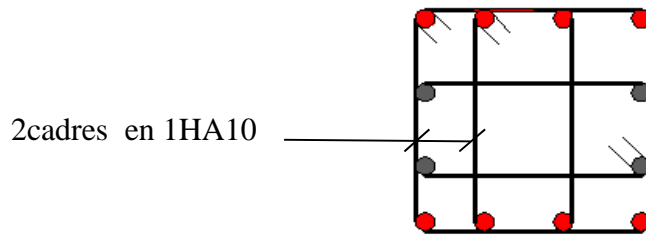


Figure VII-21 : Armatures transversales des Poteaux des Niveaux 3 à 5

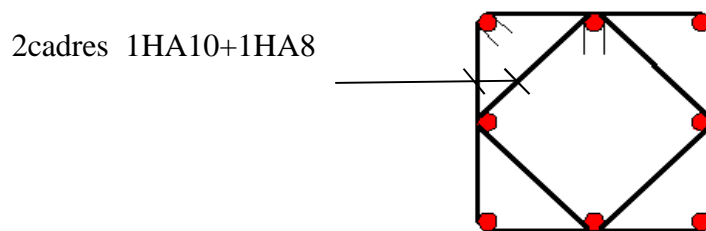


Figure VII-22 : Armatures transversales des Poteaux des Niveaux 6 à 9

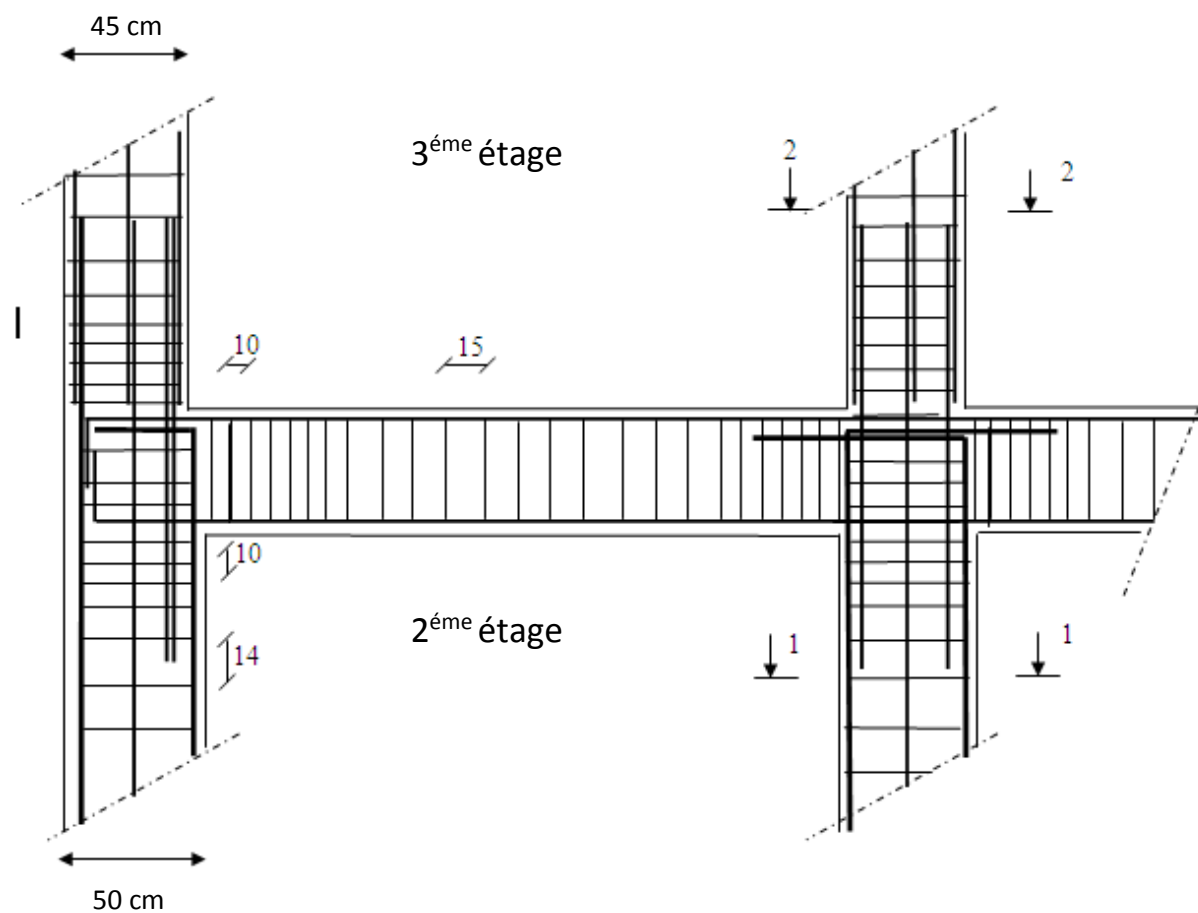


Figure VII-23 : Plans de ferrailage des poteaux (cas de changement de section)

## VII\_4- Ferrailage des voiles :

### VII\_4\_1-Introduction :

Les voiles sont des éléments de contreventement en béton armé assurant le transfert des charges verticales, et d'autre part, la stabilité sous l'action des charges horizontales. Ils sont introduits dans le système de contreventement dans le cas où les portiques à eux seuls ne peuvent pas assurer la transmission totale des charges sismiques.

Après avoir déterminé les différentes combinaisons d'action appliquées aux voiles par zones, le ferrailage le plus défavorable sera celui à adopter pour chaque zone.

La structure est devisée en trois zones qui sont les suivantes :

- Zone I : comportant les voiles du RDC, 1<sup>er</sup>, et 2<sup>ème</sup> étage.
- Zone II : comportant les voiles du 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup>, et 5<sup>ème</sup> étage.
- Zone III : comportant les voiles du 6<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> et 9<sup>ème</sup> étage.

Les trumeaux sont sollicités en général en flexion composée avec effort tranchant, donc il faut disposer le ferrailage suivant :

#### 1- Armatures verticales :

- a. Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets à 90°. La jonction des armatures entre les différents niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochet).
- b. Le ferrailage minimum de la zone tendue des voiles est de 0,2 %.
- c. L'espacement des armatures verticales doit être réduit de moitié sur une distance de  $\frac{l}{10}$  à chaque extrémité des trumeaux et au plus égale à 15 cm.

Les barres verticales des zones extrêmes sont confinées par des cadres horizontaux dont l'espacement est inférieur à l'épaisseur des voiles formant ainsi les potelets

#### 2- Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 90° ayant une longueur de  $10\varnothing$ .

**3- Règles communes aux Armatures verticales et horizontales :**

- a. Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suite :
- Dans les différentes sections des voiles  $\rightarrow 0,15 \%$

- en zone courante  $\rightarrow 0,10 \%$

- b. L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S \leq 1,5 e \\ S \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right. \longrightarrow S_t \leq \min (1,5e ; 30\text{cm})$$

Avec : e : épaisseur du voile.

- c. Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle par mètre carré. Dans chaque nappe, les armatures horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- d. Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des armatures des potelets) ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.
- e. Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - $40\emptyset$  pour les armatures situées dans les zones où le signe des efforts est réversible.

- $20\emptyset$  pour les armatures situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les

Combinaisons possible de charges.

**Combinaisons d'action :**

Les combinaisons d'actions accidentelles et d'actions permanentes à prendre en compte dans le calcul du ferraillage sont données comme suit :

- Selon le BAEL 91  $\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{E.L.U} \quad 1.35 G + 1.5 Q \\ \text{E.L.S} \quad G + Q \end{array} \right.$

- Selon le RPA 99/ 2003  $\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{array} \right.$

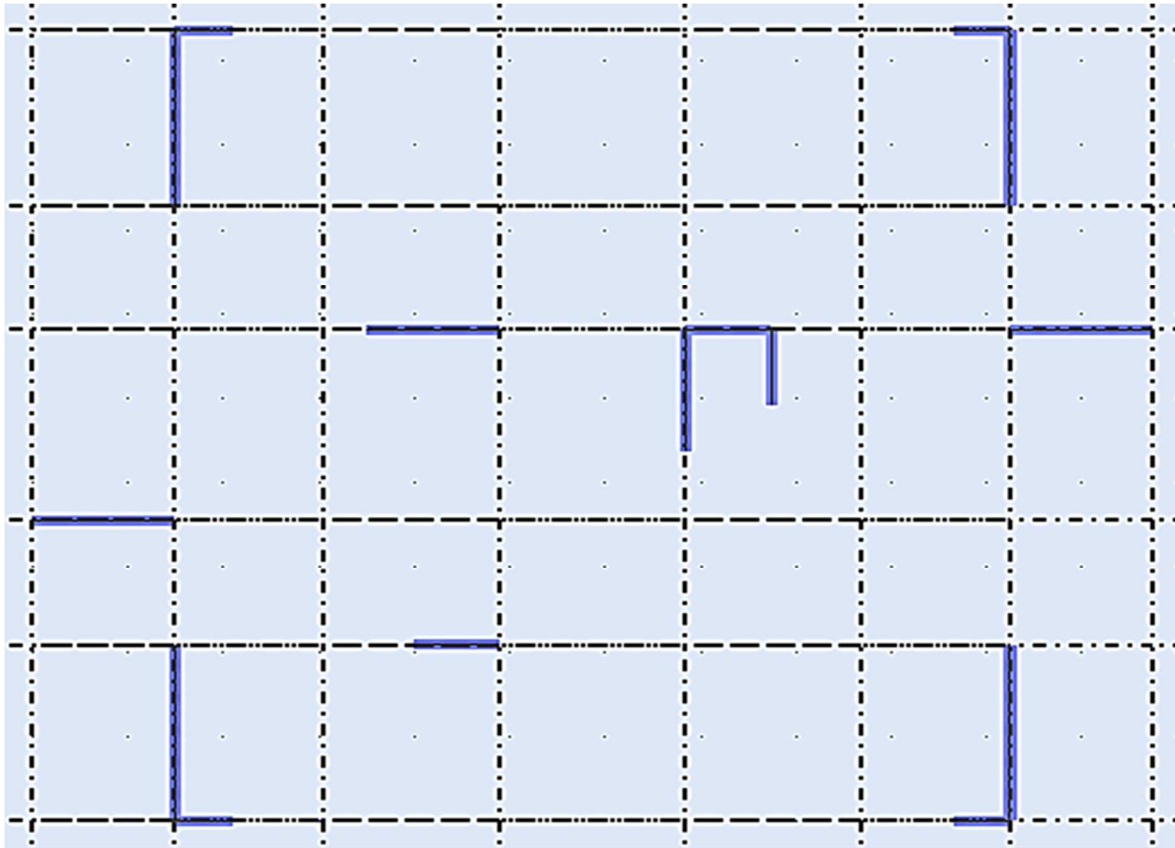


Figure VII-24 :La disposition des voiles dans robot.

#### VII\_4\_2-Calcul du Ferrailage :

La méthode RDM est celle utilisée pour le calcul du ferrailage, elle se fait pour une bande de largeur (d).

#### A- Exposé de la méthode :

Cette méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} \text{ Et } \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec

- **B** : section du béton
- **I** : moment d'inertie du trumeau
- **V** et **V'** : bras de levier ; sachant que  $V = V' = \frac{L_{voile}}{2}$

**Remarque :** Le diagramme des contraintes sera tiré directement du fichier résultats

Le diagramme des contraintes sera découpé en bandes de largeur (d) qui est donnée par la

$$\text{formule suivante : } d \leq \min\left(\frac{h_c}{2} ; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec

- $h_e$  : hauteur entre nus du plancher du voile considéré
- $L_c$  : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

- $L_t$  : longueur tendue =  $L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes.

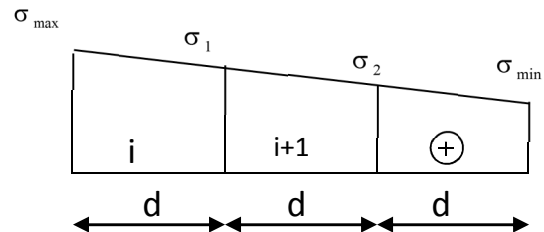
Le ferraillage des voiles sera calculé en fonction de la nature de la section à considérer, on distingue les sections suivantes :

❖ **Section entièrement comprimée : (SEC)**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

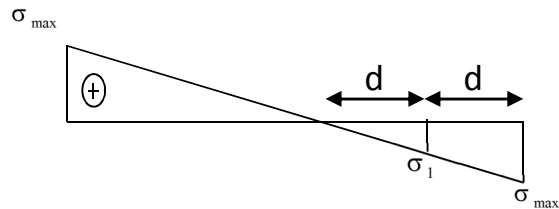
Avec : (e) l'épaisseur du voile.



❖ **Section partiellement comprimée : (SPC)**

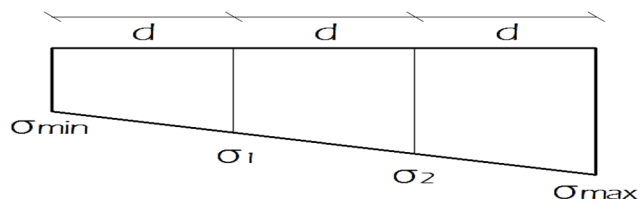
$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



❖ **section entièrement tendue : (SET)**

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

e : épaisseur du voile

**B- Armatures verticales :**➤ **Section entièrement comprimée :**

La section d'armature d'une section entièrement comprimée est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

**B** : section du tronçon considéré ;

**Situation accidentelle** :  $\sigma_s = 400$  Mpa ;  $f_{bc} = 18.48$  Mpa

**Situation courante** :  $\sigma_s = 348$  Mpa ;  $f_{bc} = 14.20$  Mpa

➤ **Section partiellement comprimée**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

$\sigma_{s10}$  : Contrainte de l'acier à 0,2 % = 348 MPa

➤ **Section entièrement tendue**

**A l'ELU :** 
$$A_v \geq \frac{N_u}{\sigma_{s10}}$$

$\sigma_{s10} = \frac{f_e}{\gamma_s}$  : contrainte de l'acier à 1 % = 348 MPa

**A l'ELS :** 
$$A_v \geq \frac{N_s}{\sigma_s}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \right\} \quad \text{Pour une fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{ij}} \right\} \quad \text{Pour une fissuration très préjudiciable}$$

$\eta = 1,6$  pour les barres de HA de diamètre au moins égal à 6mm

**C. Armatures minimales :**❖ **Section entièrement comprimée**

$$A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91}).$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91}).$$

❖ **Section entièrement tendue ou partiellement comprimée.**

$$A_{min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition non fragilité BAEL art A4.2.1}).$$

$$A_{min} \geq 0.002 B \quad (\text{Section min du RPA art 7.7.4.1}).$$

**B** : section du tronçon considéré

**D- Prescriptions réglementaires (RPA 99 /2003) :**

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est cité précédemment, on retient les valeurs suivantes :

Globalement dans la section du voile  $A_v$  et  $A_h \geq 0.15\%B$

Zone courante :  $A_v$  et  $A_h \geq 0.10\%B$

**E- Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales sont munies de crochets à 135° à leur extrémité avec une longueur de  $10 \Phi$ . D'après le BEAL 91 :  $A_H = \frac{A_v}{4}$

D'après le RPA 2003 :  $A_H \geq 0,15 \% \cdot B$

Les armatures horizontales sont disposées du côté extérieur, qui seront croisées perpendiculairement avec les armatures verticales.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.

**F-Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

**G. Armatures de coutures :**

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 :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e}$$

Avec :  $T = 1,4 L \cdot V_u$

$V_u$  : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

**H. Espacement :**

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA révisé 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq 1,5 \times e$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Avec (e) est l'épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $\frac{1}{10}$  de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm

**I- Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

- $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

**L-. Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.

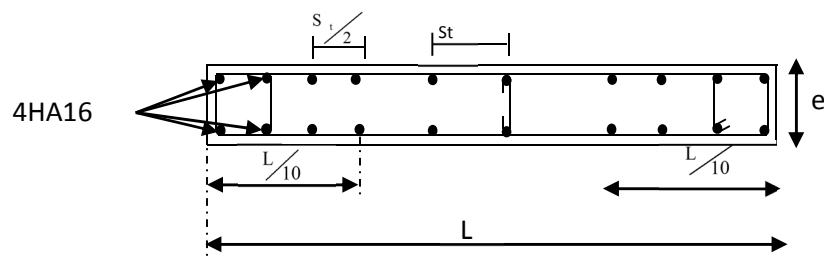


Figure VII-25 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

**VII\_4\_3-Vérification :**

**1. Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, il considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec

- $N_{ser}$  : Effort normal appliqué
- $B$  : Section du béton
- $A$  : Section d'armatures adoptée

## 2. Vérification de la contrainte de cisaillement :

❖ D'après le RPA99 révisé 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} \quad V = 1,4 \cdot V_{u,calcul}$$

Avec

- $b_0$  : Epaisseur du linteau ou du voile
- $d$  : Hauteur utile ( $d = 0,9 h$ )
- $h$  : Hauteur totale de la section brute

❖ D'après le BAEL 91 :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

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

Avec  $\tau_u$  : contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \min \left( 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right); \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

### Exemples de calculs :

On prend comme exemple de calcul le voile transversal VY2 dans la zone I :

#### **Caractéristiques géométriques :**

$$L = 4,15 \text{ m} \quad B = 1,0375 \text{ m} \quad h = 3,06 \text{ m}$$

$$e = 0,25 \text{ m} \quad V = L/2 = 4,15/2 = 2,075 \text{ m}$$

#### **Sollicitations de calcul :**

$$N_u = 2957,65 \text{ KN} \quad N_s = 2155,68 \text{ KN}$$

$$M = 2663,32 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 470,69 \text{ KN}$$

**Détermination des diagrammes des contraintes :**

$$\sigma_{max} = 2850 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = -6160 \text{ KN/m}^2$$

La section est partiellement comprimée

Le découpage de diagramme se fera en deux bandes de largeur **d** :

➤ **Section partiellement comprimé :**

• **Calcul de d :**

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2.L_c}{3}\right) \leq \min\left(\frac{4,08}{2}; \frac{2 \times 1,31}{3}\right) \leq \min(2,04; 0,87)$$

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{min} + \sigma_{max}} \cdot L = 1,31 \text{ m.}$$

$$L_t = L - L_c = 4,15 - 1,31 = 2,84 \text{ m.}$$

$$d = 0,87 \text{ m}$$

$$d_2 = L_t - d_1 = 2,84 - 0,87 = 1,97 \text{ m}$$

**Détermination de N :****Zone tendue :**

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{min} \cdot (L_t - d)}{L_t} = 4272,96 \text{ KN / m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 1134,58 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot (L_t - d) \cdot e = 1052,22 \text{ KN}$$

a) **Calcul des armatures :**

**Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{st}} = 28,36 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{st}} = 26,31 \text{ cm}^2$$

• **Armatures de couture :**

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{1,4 \cdot T}{f_e} = 18,12 \text{ cm}^2$$

• **Armatures minimales :**

$$A_{1,2\max} \geq \max\left(\frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}; 0,002 \cdot B\right) \quad \text{Avec } B = d \times e \quad ; \quad B_1 = d_1 \cdot e \quad ; \quad B_2 = d_2 \cdot e$$

$$A_{1\min} \geq \max\left(\frac{0,87 \times 0,25 \times 2,1}{400}; 0,002 \times 0,87 \times 0,25\right) \geq 11,42 \text{ cm}^2$$

$$A_{2\min} \geq \max\left(\frac{1,97 \times 0,25 \times 2,1}{400}; 0,002 \times 1,97 \times 0,25\right) \geq 25,8 \text{ cm}^2 \quad \text{Les armatures adoptées :}$$

$$A_1 = A_{V1} + \frac{A_{Vj}}{4} = 32,89 \text{ cm}^2 / \text{bande}$$

$$A_2 = A_{V2} + \frac{A_{Vj}}{4} = 30,84 \text{ cm}^2 / \text{bande}$$

• **Le ferraillage a adopté :**

$$A_1 = 36,18 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2 \times 9 \text{ HA}16. (st = 10 \text{ cm})$$

$$A_2 = 32,16 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2 \times 8 \text{ HA}16. (st = 12 \text{ cm})$$

b) **Calcul des armatures horizontales :**

$$A_H = \max\left(\frac{A_V}{4}; 0,15\% B\right) \Rightarrow A_H \geq \max(9,045; 3,26) \Rightarrow A_H = 9,045 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } 2 \times 8 \text{ HA}16 / \text{ml} \Rightarrow A_H = 18,1 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad st = 12 \text{ cm}.$$

c) **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être relié avec aux moins quatre (4) épingles par mètre carré.

On adopte : 4HA8 par m<sup>2</sup>.

d) **Espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire la condition suivante :

$$S_i \leq \min(1,5e; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification des contraintes de cisaillement :**

• **Selon le R.P.A99 :**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limité comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa} \quad ; \quad \tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

Avec :

$$V = 1,4 \cdot V_{\text{calcul}}$$

$b_0$  : Épaisseur du voile.

$d$  : Hauteur utile = 0,9.h.

$h$  : Hauteur total de la section brute.

Donc :  $\tau_b = \frac{1,4 \times 470,69 \times 10^3}{0,25 \times 0,9 \times 3,06 \times 10^6} = 0,957 MPa.$

Condition vérifiée

- Selon le B.A.E.L91 :

$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \cdot d} = \frac{470,69 \times 10^3}{250 \times 0,9 \times 3060} = 0,684 MPa.$

Condition vérifiée

$\bar{\tau}_U = \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 MPa\right) = 3,25 MPa.$

Fissuration peut nuisible.

**Vérification à l'E.L.S :**

Nous devons vérifiée que :

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$

$\sigma_{bc} = \frac{N}{B + 15 \cdot A_v}$  Avec  $B = l e = 0,668 m^2.$

$\sigma_{bc} = \frac{2155,68 \times 10^3}{4150 \times 250 + 15 \times 68,34 \times 10^2} = 1,045 MPa \Rightarrow C.V$

**Voile V1 :**

**Tableau VII-19 : détermination du ferraillage des voiles <V1>**

Voiles V1		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	4,15	4,15	4,15
	e (m)	0,25	0,25	0,25
	B (m)	1,0375	1,0375	1,0375
Sollicitation De calcul	M(KN*m)	2663,32	1256,14	444,64
	N(KN)	2957,65	2203,34	1379,26
	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2850	930	120
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-6160	3450	-1640
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)	470,69	378,39	230,59

	$L_t(m)$	2,84	3,78	3,86	
	$L_c(m)$	1,31	0,73	0,29	
	$d1 (m)$	0,87	0,25	0,19	
	$d2 (m)$	1,97	3,53	3,67	
	$\sigma_1 [KN/m^2]$	4272,96	3221,83	1559,27	
	$N1 (KN)$	1134,58	208,49	75,98	
	$N2 (KN)$	1052,22	1421,63	715,32	
Armatures verticale	$Av1 (cm^2)$	28,36	5,21	1,89	
	$Av2 (cm^2)$	26,31	35,54	17,88	
Armatures de coutures	$Av_j (cm^2)$	18,12	14,57	8,88	
Armature minimale	$Av1min [cm^2/bande]$	11,42	3,28	2,49	
	$Av2min [cm^2/bande]$	25,8	46,3	48,17	
Armature verticale	$A1=Av1 + (Av_j/4) [cm^2/bande]$	32,89	6,93	5,12	
	$A2=Av2+(Av_j/4) [cm^2/bande]$	30,84	49,94	20,1	
	$A_{vadopté} (cm^2)$	Bande1	36,18	12,30	7,84
		Bande 2	32,16	52,25	27,13
	Choix des barres	Bande1	2×9HA16	2×4HA14	2×5HA10
		Bande 2	2×8HA16	2×13HA16	2×12HA12
	$S_t (cm)$	Bande1	25	25	25
		Bande 2	25	25	25
Armature horizontal	$A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)$	3,26	0,94	0,72	
	$A_H =Av/4 (cm^2)$	9,045	12,56	12,56	
	Choix des barres/nappe/ml				
	$S_t =15cm$	2×8HA12	2×6HA12	2×7HA16	

Armatures transversales	4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>				
Vérification	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,684	0,549	0,335
		$\tau_b$ (MPa)	0,957	0,769	0,469
	ELS	$N_s$ (KN)	2155,68	1605,80	1005,38
		$\sigma_b$ (MPa)	<b>1,045</b>	<b>1,42</b>	<b>0,895</b>

Voile V2 :

Tableau VII-20 : détermination du ferraillage des voiles <V2>

Voiles V2		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	3	3	3
	e (m)	0,25	0,25	0,25
	B (m)	0,75	0,75	0,75
Sollicitation De calcul	M (KN*m)	1737,11	531,44	295,60
	N(KN)	2398,38	1818,05	1167,47
	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3650	670	450
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-7040	-3370	-1910
	<b>Nature de la section</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>
	V <sub>u</sub> (kN)	367,79	214,63	113,29
	L <sub>t</sub> (m)	1,97	2,5	2,42
	L <sub>c</sub> (m)	1,03	0,5	0,58
	d1 (m)	0,69	0,33	0,39
	d2 (m)	1,28	2,17	2,03
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	4574,21	2925,16	1602,19
	N1( KN)	1001,73	259,67	171,22
	N2 (KN)	731,87	793,45	406,55
	Armatures verticale	Av1 (cm <sup>2</sup> )	<b>25,04</b>	<b>6,49</b>

	$A_{v2}$ (cm <sup>2</sup> )		18,29	19,84	10,16	
Armatures de coutures	$A_{vj}$ (cm <sup>2</sup> )		14,16	8,26	4,36	
Armature minimale	$A_{v1min}$ [cm <sup>2</sup> /bande]		9,05	4,33	5,12	
	$A_{v2min}$ [cm <sup>2</sup> /bande]		16,8	28,48	26,64	
Armature verticale	$A1=A_{v1} + (A_{vj}/4)$ [cm <sup>2</sup> /bande]		12,59	6,39	6,21	
	$A2=A_{v2}+(A_{vj}/4)$ [cm <sup>2</sup> /bande]		20,34	30,54	27,73	
	$A_{vadopté}$ (cm <sup>2</sup> )	Bande1		15,84	7,84	7,84
		Bande 2		24,12	32,16	32,16
	Choix des barres	Bande1		2×7HA12	2×5HA10	2×5HA10
		Bande 2		2×6HA16	2×8HA16	2×8HA16
	$S_t$ (cm)	Bande1		25	25	25
		Bande 2		25	25	25
Armature horizontale	$A_{Hmin}=0.0015*B$ (cm <sup>2</sup> )		2,59	1,24	1,46	
	$A_H = A_v/4$ (cm <sup>2</sup> )		12,56	8,04	7,035	
	Choix des barres/nappe/ml		2×7HA14	2×4HA16	2×7HA16	
	$S_t = 10cm$					
Armatures transversales	4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>					
Vérification	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,534	0,312	0,165	
		$\tau_b$ (MPa)	0,748	0,436	0,230	
	ELS	$N_s$ (KN)	1751,35	1327,70	852,57	
		$\sigma_b$ (MPa)	2,16	1,635	1,058	

Voile V3 :

Tableau VII-21 : détermination du ferraillage des voiles <V3>

Voiles V3		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,85	2,85	2,85	
	e (m)	0,25	0,25	0,25	
	B (m)	0,7125	0,7125	0,7125	
Sollicitation De calcul	M(KN*m)	920,30	368,25	122,99	
	N(KN)	2186,25	1566,99	1039,10	
	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	1780	220	-50	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-5040	-2980	-1540	
	Nature de la section	SPC	SPC	SET	
	V <sub>u</sub> (kN)	211,44	171,59	117,58	
	L <sub>t</sub> (m)	2,1	2,65	2,85	
	L <sub>c</sub> (m)	0,75	0,2	0,00	
	d1 (m)	0,5	0,13	1,53	
	d2 (m)	1,6	2,52	1,32	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3840	2833,81	$\sigma_1$	713,26
				$\sigma_2$	826,74
	N1( KN)	555	94,47	430,93	
	N2 (KN)	768	892,65	254,1	
Armatures verticale	Av1 (cm <sup>2</sup> )	13,87	2,36	10,77	
	Av2 (cm <sup>2</sup> )	19,2	22,32	6,35	
Armatures de coutures	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	8,14	6,61	4,53	
Armature minimale	Av1min [cm <sup>2</sup> /bande]	6,56	1,7	20,08	
	Av2min [cm <sup>2</sup> /bande]	21	33	17,33	
Armature verticale	A1=Av1 + (Avj/4) [cm <sup>2</sup> /bande]	15,90	4,02	21,21	
	A2=Av2+(Avj/4) [cm <sup>2</sup> /bande]	23,035	34,65	18,46	

	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Bande1	18,46	4,7	27,7
		Bande 2	24,12	36,18	18,84
	Choix des barres	Bande1	2×6HA14	2×3HA10	2×9HA14
		Bande 2	2×6HA16	2×9HA16	2×3HA14
	S <sub>t</sub> (cm)	Bande1	25	25	25
		Bande 2	25	25	25
Armature horizontale	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )		1,88	0,49	5,73
	A <sub>H</sub> =Av/4 (cm <sup>2</sup> )		6,03	9,045	5,38
	Choix des barres/nappe/ml		2×6HA16	2×6HA14	2×6HA16
	St =10cm				
Armatures transversales	4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>				
Vérification	contrainte	τ <sub>u</sub> (MPa)	0,307	0,249	0,170
		τ <sub>b</sub> (MPa)	0,430	0,349	0,239
	ELS	N <sub>s</sub> (KN)	1434,75	1143,71	758,48
		σ <sub>b</sub> (MPa)	1,45	1,466	0,982

Voile V4 :

Tableau VII-22 : détermination du ferrailage des voiles <V4>

Voiles V4		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,80	1,80	1,80
	e (m)	0,25	0,25	0,25
	B (m)	0,45	0,45	0,45
Sollicitation De calcul	M(KN*m)	484,95	162,46	77,57
	N(KN)	1910,93	1450,86	925,71
	σ <sub>max</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]	2260	-660	140
	σ <sub>min</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]	-7580	-3460	2220
	Nature de la section	SPC	SET	SPC

	<b>V<sub>u</sub> (kN)</b>	146,31	58,10	99,14	
	<b>L<sub>t</sub>(m)</b>	1,38	1,80	1,69	
	<b>L<sub>c</sub>(m)</b>	0,42	0,00	0,11	
	<b>d1 (m)</b>	0,28	1,53	0,07	
	<b>d2 (m)</b>	1,1	0,27	1,62	
	<b>σ<sub>1</sub> [KN/m<sup>2</sup>]</b>	6042,03	σ <sub>1</sub>	178,66	2128,05
			σ <sub>2</sub>	2941	
	<b>N1( KN)</b>	476,77	160,39	19,85	
	<b>N2 (KN)</b>	830,78	596,64	430,93	
<b>Armatures verticale</b>	<b>Av1 (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>11,92</b>	<b>4,01</b>	<b>0,49</b>	
	<b>Av2 (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>20,77</b>	<b>14,92</b>	<b>10,77</b>	
<b>Armatures de coutures</b>	<b>A<sub>vj</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	5,64	2,24	3,82	
<b>Armature minimale</b>	<b>Av1min [cm<sup>2</sup>/bande]</b>	3,68	20,08	0,92	
	<b>Av2min [cm<sup>2</sup>/bande]</b>	14,44	3,54	21,26	
<b>Armature verticale</b>	<b>A1=Av1 + (Avj/4) [cm<sup>2</sup>/bande]</b>	<b>13,33</b>	<b>20,64</b>	<b>1,87</b>	
	<b>A2=Av2+(Avj/4) [cm<sup>2</sup>/bande]</b>	<b>15,85</b>	<b>15,58</b>	<b>22,22</b>	
	<b>A<sub>vadopté</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Bande1</b>	<b>16,08</b>	<b>20,1</b>	<b>3,14</b>
		<b>Bande 2</b>	<b>16,08</b>	<b>18,84</b>	<b>24,12</b>
	<b>Choix des barres</b>	<b>Bande1</b>	<b>2×4HA16</b>	<b>2×5HA16</b>	<b>2x2HA10</b>
		<b>Bande 2</b>	<b>2×4HA16</b>	<b>2×3HA20</b>	<b>2×6HA16</b>
	<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>	<b>Bande1</b>	25	25	25
<b>Bande 2</b>		25	25	25	
<b>Armature horizontale</b>	<b>A<sub>Hmin</sub>=0.0015*B (cm<sup>2</sup>)</b>	1,05	5,73	0,26	
	<b>A<sub>H</sub> =Av/4 (cm<sup>2</sup>)</b>	4,02	5,16	6,03	
	<b>Choix des barres/nappe/ml</b>	4HA16	2×4HA14	2×3HA16	
	<b>St =10cm</b>				

Armatures transversales	4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>				
Vérification	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,213	0,084	0,144
		$\tau_b$ (MPa)	0,297	0,118	0,202
	ELS	$N_s$ (KN)	1392,89	1057,78	674,99
		$\sigma_b$ (MPa)	2,795	2,074	1,368

Voile V5 :

Tableau VII-23 : détermination du ferraillage des voiles <V5>

Voiles V5		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,20	1,20	1,20
	e (m)	0,25	0,25	0,25
	B (m)	0,3	0,3	0,3
Sollicitation De calcul	M(KN*m)	163,01	94,69	67,74
	N(KN)	1591,88	931,53	443,71
	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3230	1340	630
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-6600	-3120	-2190
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	$V_u$ (kN)	95,52	61,94	51,49
	$L_t$ (m)	0,81	0,84	0,93
	$L_c$ (m)	0,39	0,36	0,27
	d1 (m)	0,26	0,24	0,18
	d2 (m)	0,55	0,6	0,75
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	4481,48	2228,57	1766,13
	N1( KN)	360,15	160,46	89,02
	N2 (KN)	308,10	167,14	165,57
Armatures verticale	$A_{v1}$ (cm <sup>2</sup> )	9,01	4,01	2,23
	$A_{v2}$ (cm <sup>2</sup> )	7,7	4,18	4,14

Armatures de coutures	$A_{vj}$ (cm <sup>2</sup> )	3,68	2,38	1,98	
Armature minimale	$A_{v1min}$ [cm <sup>2</sup> /bande]	3,41	3,15	2,36	
	$A_{v2min}$ [cm <sup>2</sup> /bande]	7,22	7,87	9,84	
Armature verticale	$A1=A_{v1} + (A_{vj}/4)$ [cm <sup>2</sup> /bande]	9,86	4,61	2,86	
	$A2=A_{v2}+(A_{vj}/4)$ [cm <sup>2</sup> /bande]	8,55	8,46	10,34	
	$A_{vadopté}$ (cm <sup>2</sup> )	Bande1	12,06	6,16	3,14
		Bande 2	9,24	9,24	12,06
	Choix des barres	Bande1	2×3HA16	2x2HA14	2x2HA12
		Bande 2	2×3HA14	2×3HA14	2×3HA16
	$S_t$ (cm)	Bande1	25	25	25
		Bande 2	25	25	25
Armature horizontale	$A_{Hmin}=0.0015*B$ (cm <sup>2</sup> )	0,96	0,9	0,68	
	$A_H = A_v/4$ (cm <sup>2</sup> )	5,65	2,31	2,83	
	Choix des barres/nappe/ml	2×3HA16	3HA12	3HA12	
	$S_t = 10cm$				
Armatures transversales	4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>				
Vérification	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,139	0,089	0,075
		$\tau_b$ (MPa)	0,194	0,126	0,105
	ELS	$N_s$ (KN)	618,70	456,52	272,79
		$\sigma_b$ (MPa)	1,85	1,41	0,847

**Chapitre VIII :**  
**Etude des fondations**

**VIII-1) Introduction :**

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges engendrées par la superstructure, soit directement (Cas des fondations superficielles : semelles isolées, semelles filantes, radier général) soit par l'intermédiaire d'autres organes (Cas des fondations profondes : semelles sur pieux par exemple).

Le choix du type de fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- Capacité portante du sol ( $\sigma$  sol).
- Charges qui leurs sont transmises.
- Distance entre axes des poteaux.
- Profondeur du bon sol.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles filantes et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement, on adoptera le type de semelle convenable.

Vu que notre ouvrage est important et le site d'implantation de type meuble (S3), il est vivement conseillé d'utiliser des semelles filantes ou un radier pour nos fondations.

- **La contrainte admissible du sol :**

Pour des raisons économiques ou que le sol est jugé de bonne qualité, on pourra estimer ce taux de travail en fonction de la constitution du sol et choisir dans la liste ci-dessous (1Mpa = 10bars) → voir DTU 13.11 :

Tableau VIII-1 : contrainte admissible du sol

Type de site	$\sigma_{adm}$
Limon de plateau	1.5 à 3.0 bars
Terre à meulière	3.0 à 4.5 bars
Marne verte, argile	0.7 à 4.5 bars
Alluvions anciennes, sables, graviers	6.0 à 9.0 bars
Sables de Beauchamp	7.5 à 15 bars
Craie	9.0 à 10 bars
Marne + caillasse	7.5 à 15 bars
Calcaire grossier	18 à 45 bars
Roches peu fissurées saines non désagrégées de stratification favorable	7.5 à 4.5 bars
Terrain non cohérent à bonne compacité	3.5 à 7.5 bars
Terrain non cohérent à moyenne compacité	2.0 à 4.0 bars
Argile	0.3 à 3.0 bars

Pour notre cas Terrain non cohérent à moyenne compacité nous donne une contrainte admissible de sol à 1 mètre de profondeur :

$$\sigma_{adm} = 2.0 \text{ bars} = 0.2 \text{ MPa}$$

## VIII-2) Choix du type de fondations :

### 1) Semelles isolées

Les semelles isolées sont dimensionnées en utilisant la relation suivante :

$$\frac{Ns \max}{S} \leq 6 \text{ sol}$$

Où :

-  $Ns \max$  : Effort normal à la base du poteau le plus sollicité à l'ELS (Déduit du logiciel).

-  $S$  : Surface d'appui de la semelle ( $S=A \times B$ ).

-  $\sigma \text{ sol}$  : Contrainte admissible du sol donnée par le rapport géotechnique de ce dernier.

N'ayant pas ce document à disposition, la contrainte admissible du sol est arbitrairement prise Égale à (2 bars) Terrain non cohérent à moyenne compacité.

- Homothétie des dimensions

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \Rightarrow \frac{50}{50} = 1 \text{ Donc } A=B$$

D'où :

$$B^2 \geq \frac{Ns \max}{6s_{sol}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{Ns \max}{6s_{sol}}} = \sqrt{\frac{1382,95}{200}} = 2.63 \text{ m}$$

$B > 2,02$  L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

**2) Semelles filantes :**

**Semelles filantes sous voiles :**

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

- B : Largeur de la semelle.
- L : Longueur de la semelle (longueur du voile).
- G : Charge permanente revenant au voile considéré.
- Q : Charge d'exploitation revenant au voile considéré.
- $\sigma_{sol}$  : contrainte admissible du sol. ( $\sigma_{sol} = 0.2\text{MPa}$ )

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VIII-2 :** récapitulatif de la des résultats des semelles sous voile.

	Longueur	Ns max (KN)	Largeur B(m)	S= L×B (m2)	nombres	S totale (m <sup>2</sup> )
Voiles transversal	4,15 m	1382,95	<b>1,67</b>	6,93	4	27,72
	1,8 m	1382,95	<b>3,84</b>	6,912	4	27,65
Voiles longitudinal	3,00	1382,95	<b>2,3</b>	6,9	2	13,8
	2,80	1382,95	<b>2,47</b>	6,916	1	6,916
	1,80	1382,95	<b>3,84</b>	6,912	2	13,824
	1,20	1382,95	<b>5,76</b>	6,912	4	27,648

Soit une section totale  $S_v = 117,56 \text{ m}^2 \longrightarrow 26,9\%$  de la surface du bâtiment  
 Surface de bâtiment  $S_b = 437,07 \text{ m}^2$ .

*\*Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles, pour cela nous opterons pour un radier général.*

### 3 Radier général nervuré :

Ce radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminué de son poids propre.

- Rigide dans son plan horizontal,
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol,
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels,
- Facilité de coffrage et le ferrailage ;
- Rapidité d'exécution.

### VIII-3) Pré dimensionnement du radier :

#### ❖ Epaisseur du tablier :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq L_{\max} / 20 \quad ; \quad \text{Avec : } L_{\max} = 4.5\text{m}$$

$L_{\max}$  : portée maximale

A.N :

$$h_d \geq \frac{450}{20} = 22,5 \rightarrow \text{soit : } h_d = 30\text{cm.}$$

#### ❖ Hauteur des nervures :

##### • Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ( $h_{\min} = 25\text{cm}$ )

##### • Selon la condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$L_{\max} = 4,50\text{m} \Rightarrow 450/8 = 56,25\text{cm} \leq h \leq 450/5 = 90\text{cm}$$

On prend :  **$h = 70\text{cm}$** .

##### • Selon la condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.

Le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

$L_e$  : Longueur élastique.

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K= 40$  MPa pour un sol moyen.

$I$  : L'inertie de la section du radier (bande de 1m).

$E$  : Module de déformation longitudinale déferée  $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865$  MPa

$L_{\max}$  : Distance maximale entre deux nervures successives.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,50\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0.908 \text{ m}$$

Avec :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{450}{10} = 45 \text{ cm}$$

❖ **Epaisseur de la dalle flottante « hd »**

Elle est déterminée à l'aide de la relation suivante :

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq Hd \leq \frac{L_{\max}}{40} \rightarrow \frac{450}{50} \leq Hd \leq \frac{450}{40} \rightarrow Hd = 10 \text{ cm}$$

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

**h = 100cm**.....Hauteur totale du Radier.

**h<sub>r</sub> = 30cm** .....Hauteur de la dalle du Radier.

**hd = 10 cm** ..... Epaisseur de la dalle flottante.

**bn = 60cm** .....Largeur de la nervure.

Avec  $b$  : Largeur de la nervure du radier = largeur du poteau + 10 cm = (50+10)

❖ Calcul de la surface de radier :

$$S_{\text{radier}} = \frac{N_{\text{max}}}{6s_{\text{sol}}}$$

Avec :

$\sum Ri$  : La somme des réactions aux niveaux des fondations à **ELS** et les combinaisons accidentelles selon l'**RPA 99 / version 2003 (Art 10.1.4)** suivant : **G+Q±E** et **0,8G±E** réduites d'après les résultats réduites de la modélisation de la structure avec logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010**.

**N<sub>s</sub>** = 59037.91 KN

**N<sub>acc (max)</sub>** = 63888.32 KN

$$S_{\text{radier}} = \frac{N_{\text{max}}}{6s_{\text{sol}}} = \frac{63888,32}{200} = 319,44 \text{ m}^2$$

On a surface du radier **S<sub>radier</sub>** < Surface de la base de Tour (463,74 m<sup>2</sup>) Donc, la surface du radier est égale à celle de la structure à laquelle il faut ajouter un débord minimal calculé comme suit :

L<sub>débord</sub> ≥ max (h<sub>n</sub>/2 ; 30 cm) = max (50/2 ; 30) = 30 cm

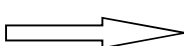
La surface du radier est donc égale à :

S<sub>radier</sub> = (S bâtiment + S débord) = S bâtiment + (P bâtiment × L débord)

**S<sub>radier</sub>** = 437,07 + 26,67 = 463,74 m<sup>2</sup>

❖ Détermination des sollicitations à la base du radier

- Combinaisons d'actions :

G = 49573,73 KN }  (Les résultats de logiciel de calcul **ROBOT**)  
 Q = 9464,18 KN }

Cas 2	Q	Cas 1	G
Somme totale	9464,18	Somme totale	49573,73

Figure VIII-1 : sollicitation G et Q

**L'ELU :**  $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 81120,81 \text{ KN}$

**L'ELS :**  $N_s = G + Q = 59037,91 \text{ KN}$

❖ Détermination de la surface nécessaire du radier

$$\underline{L'ELU} : S_{nrad} \geq \frac{N_u}{2 \times \sigma_{SOL}} = \frac{81120,81}{2 \times 200} = 202,80 m^2$$

$$\underline{L'ELS} : S_{nrad} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{59037,91}{200} = 295,19 m^2$$

D'où :  $S_{nrad} = \max(S_{rad}; S_{rad}) = 295,19 m^2$

$$S_{rad} > S_{nrad} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Poids propre du radier « G radier »

Le poids propre du radier est la somme des éléments suivants :

- . Poids propre de la dalle du radier « G1 ».
- . Poids propre des nervures « G2 ».
- . Poids propre du remblai (Tout-venant d'oued) « G3 ».
- . Poids propre de la dalle flottante « G4 ».

Tableau VIII-3 : calcul du poids propre du radier.

Eléments	Opérations	Applications numériques	Résultat [kN]
G1	<b>S</b> radier × <b>hr</b> × <b>ρ</b> béton	463,74 × 0,3 × 25	3478,05
G2	<b>b<sub>n</sub></b> × <b>h<sub>n</sub></b> × <b>ρ</b> béton × <b>n</b> × <b>L</b>	0,6 × 0,7 × 25 × (257,88)	2707,74
G3	( <b>S</b> rad - <b>S</b> nr) × <b>h<sub>n</sub></b> × <b>ρ</b> rem	205,86 × 0,7 × 17	2449,73
G4	( <b>S</b> rad - <b>S</b> nr) × <b>hd</b> × <b>ρ</b> béton	205,86 × 0,1 × 25	514,65
Grad	Σ G = G1 + G2 + G3 + G4	3478,05 + 2707,74 + 2449,73 + 514,65	9150,17

- **ELU** :  $N_{u\ total} = N_u + 1,35G_{rad} = 81120,81 + 1,35 \times 9150,17 = 93473,54 \text{ KN.}$
- **ELS** :  $N_{s\ total} = N_s + G_{rad} = 59037,91 + 9150,17 = 68188,08 \text{ KN.}$

VIII-4) Vérification :

1-Vérification au cisaillement : (CBA 93/ Art A.5.1)

La fissuration est préjudiciable, d'où :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,06 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1MPa ; 1,5MPa \right\}$$

$$b = 60 \text{ cm} ; d = 0,9 \times h_n = 0,9 \times 100 = 90 \text{ cm}$$

$$V_u = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{93473,54}{463,74} \times \frac{4,5}{2} = 453,52 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{453,52 \times 10^3}{600 \times 900} = 0,840 \text{ MPa}$$

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

**2- Calcul des contraintes:**

Si l'on admet la répartition linéaire des pressions sous radier, le diagramme des contraintes affecte la forme d'un trapèze ou d'un triangle, aucune traction du sol n'étant admise.

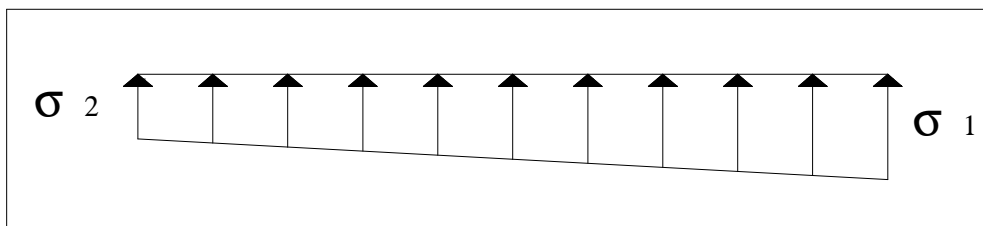
- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

**Avec :**

- $M_0$  : Moment sismique à la base du bâtiment ;
- $T_0$  : Effort tranchant à la base du bâtiment.
- $h$  : Profondeur de l'infrastructure (dalle + nervure)

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne



**Figure VIII-2 : diagramme des contraintes sous le radier.**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{sol}} \quad \text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

➤ **Calcul du centre de gravité du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 12,60 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 9,78 \text{ m}$$

**Avec :**

$S_i$  : Aire du panneau considéré ;

$X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

➤ **Moment d'inertie du radier :**

Grace a la formule de Huygens  $I_{iT} = I_i + S \times d^2$  on a :

$$I_{xx} = 15045,41 m^4$$

$$I_{yy} = 18677,02 m^4$$

➤ **Calcul des moments :**

$$M_{xx} = 50498,45 + 3436,97 \times 1 = 53935,42 \text{ KN.m}$$

$$M_{yy} = 41910,41 + 3707,323 \times 1 = 45717,733 \text{ KN.m}$$

**-Sens horizontal :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{68188,08}{463,74} + \frac{53935,42}{18677,02} \times 12,6 = 183,43 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{68188,08}{463,74} - \frac{53935,42}{18677,02} \times 12,6 = 110,65 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 \times 183,43 + 110,65}{4} = 165,24 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \sigma_m < \sigma_{sol} \text{ (Condition vérifiée)}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

**-Sens transversal :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{68188,08}{463,74} + \frac{45717,733}{15045,41} \times 9,78 = 176,76 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{68188,08}{463,74} - \frac{45717,733}{15045,41} \times 9,78 = 117,32 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 \times 165,80 + 128,28}{4} = 161,9 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \sigma_m < \sigma_{sol} \text{ (Condition vérifiée)}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

**3-Vérification au poinçonnement: (CBA 93/ Art A.5.1)**

Sous l'action des forces localisées, il y a lieu de vérifier la résistance du radier au poinçonnement par l'effort tranchant, Cette vérification s'effectue comme suit :

$$Q_u \leq (0,045 \times \mu_c \times h \times f_{cj}) / \gamma_b \quad \text{(Art A.5.2.4) CBA93.}$$

Expression dans laquelle on désigne par :

$Q_u$  : la charge de calcul vis à vis de l'état limite ultime du poteau le plus sollicité.

$h$  - l'épaisseur totale de la dalle.

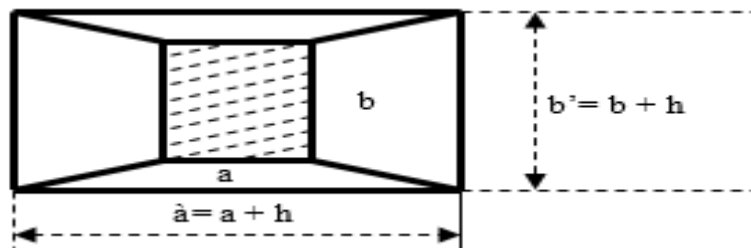
$\mu_c$ - le périmètre du contour défini en A.3.2.5. (CBA) Au niveau du feuillet moyen.

➤ Calcul du périmètre utile  $\mu_c$  :

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (2a + 2 \cdot h) = 4 \times (0,5 + 1) = 6m$$

$$N_u = 138236KN$$

$$N_u < \frac{(0,045 \times 6 \times 1 \times 25000)}{1.5} = 4500 KN \dots\dots\text{condition vérifier.}$$



4- Vérification de la stabilité et contrainte dans le sol (RPA99 art 10.1.5):

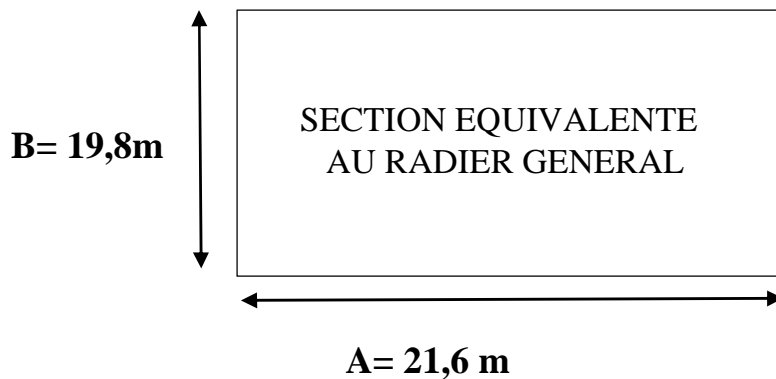


Tableau VIII-4 : Vérification de la stabilité et contrainte dans le sol.

cas	M(KN.m)	N(KN)	4e (m)	6e (m)	$B \geq \frac{N}{1,5 \times \sigma_{sol} \times A} \times (1 + \frac{3e}{A})$	$A \geq \frac{N}{1,5 \times \sigma_{sol} \times B} \times (1 + \frac{3e}{B})$
0,8G+Ex	22448,91	37433,34	2,4	/	/	/
0,8G-Ex	12849,29	39619,39	1,28	/	/	/
0,8G+Ey	50850,6	37092,22	1,37	/	/	/
0,8G-Ey	32970,23	24711,16	1,33	/	/	/
G+Q+Ex	23342,92	56529,48	1,65	2,48	condition vérifié	condition vérifié
G+Q-Ex	11955,28	58715,52	0,81	1,22	condition vérifié	condition vérifié
G+Q+Ey	47604,23	56188,35	3,39	5,08	condition vérifié	condition vérifié
G+Q-Ey	36216,59	59056,65	2,45	3,68	condition vérifié	condition vérifié

➤  $e = M/N \leq B/4$ .....condition vérifier

**VIII-5) Ferrailage du radier :**

Le radier se calculera comme un plancher renversé appuyé sur les voiles et les nervure, Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le CBA 93.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé ou émergé en eau douce.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés par la contrainte moyenne et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés puis chargés Par la contrainte du sol, on utilise en suite la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires  $\mu_x$  ,  $\mu_y$  qui dépend entre du coefficient de POISSON et du rapport  $\rho$ .

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} (L_x < L_y)$$

**Remarque :**

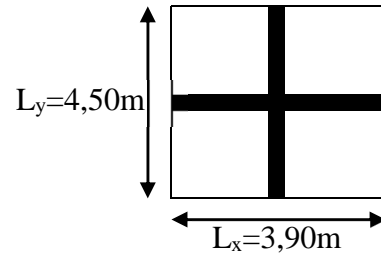
Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

• **Identification du panneau :**

$L_x = 3,90 \text{ m} ; L_y = 4,50 \text{ m}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,90}{4,50} = 0,87$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens



**Figure VIII-3 :** Le panneau le plus sollicité

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale  $\sigma_M^{\max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, **ce dernier étant directement repris par le sol.**

**L'E.L.U :**

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 220,59 - \frac{9415,64}{463,74} = 200,29 \text{ kN/m}^2$$

**L'E.L.S :**

$$q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 165,86 - \frac{9415,64}{463,74} = 145,56 \text{ kN/m}^2$$

• **Calcul a' L ELU :**

$q_u = 200,29 \text{ KN/m}^2$

$$\rho = 0,87 \rightarrow \begin{cases} U_x = 0,0488 \\ U_y = 0,721 \end{cases}$$

• **Calcul des moments  $M_{0x}$  et  $M_{0y}$  :**

$M_{0x} = u_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0488 \times 200,29 \times (3,9^2) = 148,66 \text{ KN.m}$

$M_{0y} = u_y \times M_{0x} = 0,721 \times 148,66 = 107,18 \text{ KN.m}$

**Remarque :** Afin de tenir compte des semi encastres de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur affectant les coefficients suivants :

- **Pour les panneaux de rive :**
  - Moment sur appuis :  $M_a = 0.4 M_0$
  - Moment en travée :  $M_t = 0.85 M_0$
- **Pour les panneaux intermédiaires :**
  - Moment sur appuis :  $M_a = 0.5 M_0$
  - Moment en travée :  $M_t = 0.75 M_0$

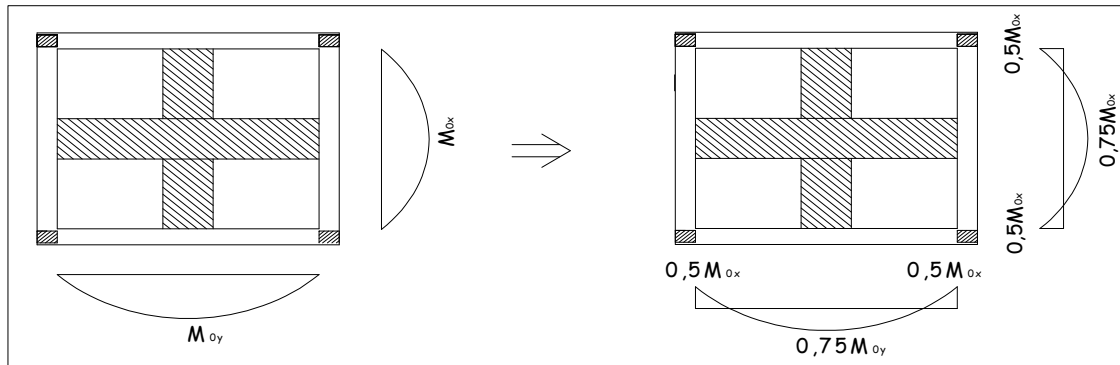


Figure VIII-4 : Moments isostatiques après prise en compte du semi encastrement

Les moments sur appuis et en travées doivent respecter l'inégalité suivante :

$$M_t + (M_{ad} + M_{ag}) / 2 \geq 1.25 M_0$$

- Ferrailage longitudinal : le ferrailage est déterminé par le calcul d'une section rectangulaire en flexion simple.
- Ferrailage transversal : les armatures transversales ne sont pas nécessaires si les deux conditions suivantes sont remplies :
  - La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans toute son épaisseur.
  - $V_u \leq 0.05 f_{c28}$  ;  $V_u$  : effort tranchant maximum à l'ELU.

• **Ferrailage dans le sens x- x :**

➤ **Aux appuis :**

$$M_{app} = -0.5 M_x = -0.50 \times 148,66 = -74,33 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{74.33 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,072 < \mu_1 = 0,392$$

Avec :  $f_{bc} = 0,85 \times f_{c28} / 1,5$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,072 \rightarrow \beta = 0,963 \quad (\text{Tableau 6 annexes})$$

$$A_{sa} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{74,33 \times 10^6}{0,963 \times 270 \times 348} = 8,21 \text{ cm}^2$$

Soit : 7HA14 = 10.77 Cm<sup>2</sup> / ml

Avec : S<sub>t</sub> = 15 cm < min (3h, 33 cm)

➤ **En travée :**

$$M_t = 0,75 \times 148,66 = 111,50 \text{ KN}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{111,50 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,108 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,108 \rightarrow \beta = 0,943 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{111,50 \times 10^6}{0,943 \times 270 \times 348} = 12,58 \text{ cm}^2$$

Soit : 7HA16 = 14.07 Cm<sup>2</sup> / ml

Avec : S<sub>t</sub> = 15 cm < min (3h, 33 cm).

• **Ferraillage dans le sens y- y :**

➤ **Aux appuis :**

$$M_{app} = (-0,5) \times 107,18 = -53,59 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{53,59 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,052 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,052 \rightarrow \beta = 0,977 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{53,59 \times 10^6}{0,973 \times 270 \times 348} = 5,86 \text{ cm}^2$$

Soit : 7HA14 = 10.77 cm<sup>2</sup>/ml.

Avec : S<sub>t</sub> = 15 cm < min (4h, 45 cm).

➤ **En travée :**

$$M_t = 0,75 \times 107,18 = 80,39 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{80,39 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,078 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,078 \rightarrow \beta = 0,959 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{80,39 \times 10^6}{0,959 \times 270 \times 348} = 8,92 \text{ cm}^2$$

Soit : 7HA16 = 14.07 cm<sup>2</sup>/ml.

Avec : S<sub>t</sub> = 15 cm < min (4h, 45 cm).

• **Espacement des barres: (Art A8.2 242 BAEL91).**

Direction (X-X): S<sub>t</sub> = 15cm < min (3h, 33 cm) = 33 cm.

Direction (Y-Y): S<sub>t</sub> = 15 cm < min (3h, 33 cm) = 33 cm.

**Conclusion :** la condition est vérifiée dans les deux sens.

• **Vérification de la condition de non fragilité (Art B7.4 BAEL91 modifier 99):**

$$\Gamma_x = \frac{A_{\min}}{b \times h} \geq r_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \quad \text{et} \quad \Gamma_y \geq r_0$$

Avec : r<sub>0</sub> = 0,0008 pour HA Fe E400

Sens x – x :

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3 - 0,87}{2} = 2,556 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Sens y – y :

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Aux appuis :  $\begin{cases} A_{ua}^x = 10,77 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,496 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ua}^y = 10,77 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$

En travée :  $\begin{cases} A_{ut}^x = 14,07 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,496 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ut}^y = 14,07 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$

• **Diamètre maximal des barres (BAEL 91 / Art. A.7.2,1)**

D'après l'article, le diamètre des barres employées comme armatures de dalles doit être au plus égale au dixième de l'épaisseur de l'élément, donc :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{300}{10} \Rightarrow \phi_{\max} \leq 30 \text{ mm}$$

$\phi_{\text{adopte}} = 16 \text{ mm} < 30 \text{ mm} \dots\dots\dots$ **La condition est vérifiée.**

• **Calcul a' L ELS :**

$q_u = 145,56 \text{ KN/m}^2$

$$\rho = 0,87 \rightarrow \begin{cases} U_x = 0,0488 \\ U_y = 0,721 \end{cases}$$

• **Calcul des moments  $M_{0x}$  et  $M_{0y}$  :**

$M_{0x} = u_x \times q_{sx} l_x^2 = 0,0488 \times 145,56 \times (3,9^2) = 108,04 \text{ KN.m}$

$M_{0y} = u_y \times M_{0x} = 0,721 \times 108,04 = 77,90 \text{ KN.m}$

Calcul des moments  $M_a$ ,  $M_t$  dans les sens.

➤ **Sens xx :**

$M_{\text{app}} = -0,5M_x = -0,5 \times 108,04 = -54,02 \text{ KN.m}$

$M_t = 0,75M_x = 0,75 \times 108,04 = 81,03 \text{ KN.m}$

➤ **Sens yy :**

$M_{\text{app}} = -0,5M_y = -0,5 \times 77,90 = -38,95 \text{ KN.m}$

$M_t = 0,75M_y = 0,75 \times 77,90 = 58,43 \text{ KN.m}$

• **Vérification des contraintes dans le béton :**

**a) Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

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

**Tableau VIII-5 : Vérification des contraintes a l'ELS.**

Sens	Zone	Mu	Ms	$\gamma$	$\mu$	$\alpha$	Rapport	Obs.
X- X	Appuis	74,33	54,02	1,38	0.072	0.0935	0,44	Vérifiée
	Travée	111,5	81,03	1,38	0.108	0.1431	0,44	Vérifiée
Y- Y	Appuis	53,59	38,95	1,38	0.052	0.0667	0,44	Vérifiée
	Travée	80,39	58,43	1,38	0.078	0.1016	0,44	Vérifiée

**Conclusion :**

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le ferrailage de la dalle du radier est satisfaisant.

• **Ferrailage du débord :**

Le débord est assimilé à une console courte encastrée dans le radier de longueur  $L = 30\text{cm}$ , soumise à une charge uniformément répartie.

➤ **Sollicitation de calcul :**

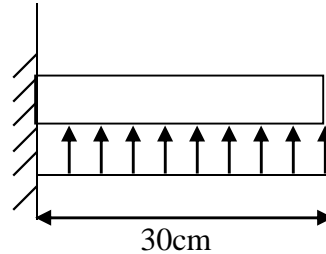


Figure VIII-5 : Schéma statique du débord

**A l'ELU:**

$$q_{um} = 200,29 \text{ kN/m}^2$$

$$M_u = \frac{-q_u \cdot L^2}{2} = \frac{-200,29 \times 0,30^2}{2} = -9,02 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

**A l'ELS:**

$$q_{sm} = 145,56 \text{ kN/m}^2$$

$$M_s = \frac{-q_s \cdot L^2}{2} = \frac{-145,56 \times 0,30^2}{2} = -6,55 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

➤ **Calcul des armatures :**

**a) Armatures principales :**

$$b = 1 \text{ m}; \quad d = 27 \text{ cm}; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ Mpa}; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9,02 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,010 < \mu_r = 0,392$$

$$\mu_u = 0,010 \rightarrow \beta_u = 0,995$$

$$A_d = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{9,02 \times 10^6}{0,995 \times 270 \times 348} = 0,965 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit :  $A_d = 3\text{HA}12/\text{ml} = 3,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Avec  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

**b) Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{0,965}{4} = 0,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit  $A_r = 3 \text{ HA12 /ml} = 3,39\text{cm}^2/\text{ml}$

Avec  $S_t = 10\text{cm}$ .

➤ **Vérification de la condition de non fragilité (Art B7.4 BAEL91 modifier 99):**

$$r_x = \frac{A_{\min}}{b \times h} \geq r_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \quad \text{et} \quad r_y \geq r_0$$

Avec :  $r_0 = 0,0008$  pour HA Fe E400

Sens x – x :

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3 - 0,078}{2} = 3,51\text{cm}^2 / \text{ml}$$

Sens y – y :

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Conclusion** : la condition est vérifiée dans les deux sens.

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord, afin d’homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et Constituerons ainsi le ferrailage du débord.

• **Ferrailage de la nervure :**

Afin d’éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

➤ **Chargement simplifié admis :**

Cela consiste à trouver la largeur de dalle (panneau) correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur  $l_m$ ) et le même effort tranchant (largeur  $l_t$ ) que le digramme trapézoïdal. Ainsi sous ce chargement devenu uniformément repartit et le calcul devient classique

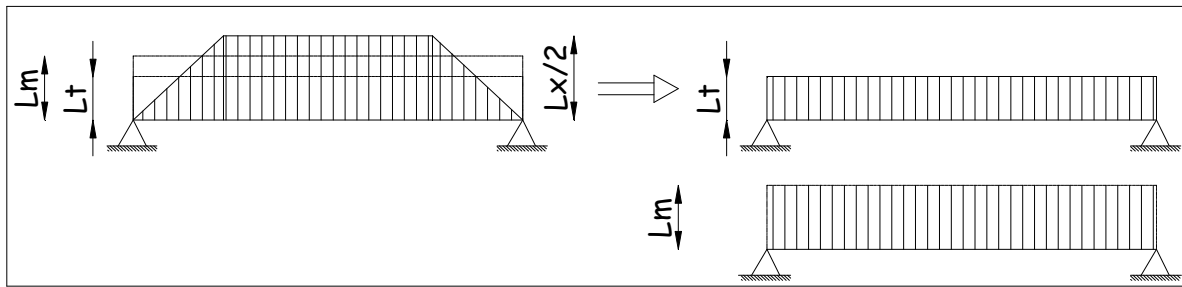


Figure VIII-6 : Présentation des chargements simplifiés.

• **Charge trapézoïdale :**

$$l_m = l_x \left( 0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$$

$$l_t = l_x \left( 0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right)$$

• **Charge triangulaire :**

$$l_m = 0.333 l_x$$

$$l_t = 0.25 l_x$$

➤ **Les charges à considérer revenant aux nervures :**

Sens transversal : charge trapézoïdale :

$$l_m = l_x \left( 0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right) = 3,9 \times \left( 0,5 - \frac{0,87^2}{6} \right) = 1,46$$

$$l_t = l_x \left( 0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right) = 3,9 \times \left( 0,5 - \frac{0,87}{4} \right) = 1.10$$

$$q_{Mu} = 2 \times q_u \times L_m = 2 \times 20029 \times 1,46 = 58485 \text{KN/ml}$$

$$q_{Ms} = 2 \times q_s \times L_m = 2 \times 14556 \times 1,46 = 42504 \text{KN/ml}$$

$$q_{Tu} = 2 \times q_u \times L_t = 2 \times 20029 \times 1.10 = 44064 \text{KN/ml}$$

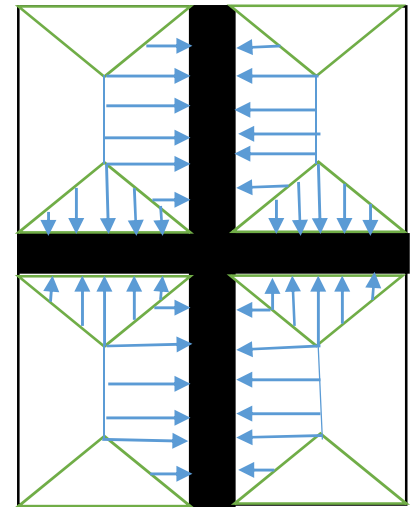


Figure VIII-7 : Répartition des charges

**Sens longitudinal : charge triangulaire :**

$$l_t = 0,25 \times 3,9 = 0,975 \text{m}$$

$$l_m = 0.333 \times 3,9 = 1,299 \text{m}$$

$$q_{Mu} = 2 \times q_u \times L_m = 2 \times 20029 \times 1,299 = 52035 \text{KN/ml}$$

$$q_{Ms} = 2 \times q_s \times L_m = 2 \times 14556 \times 1,299 = 37816 \text{KN/ml}$$

$$q_{Tu} = 2 \times q_u \times L_t = 2 \times 20029 \times 0,975 = 39057 \text{KN/ml}$$

➤ Détermination des efforts :

Sens longitudinal (E.L.U)

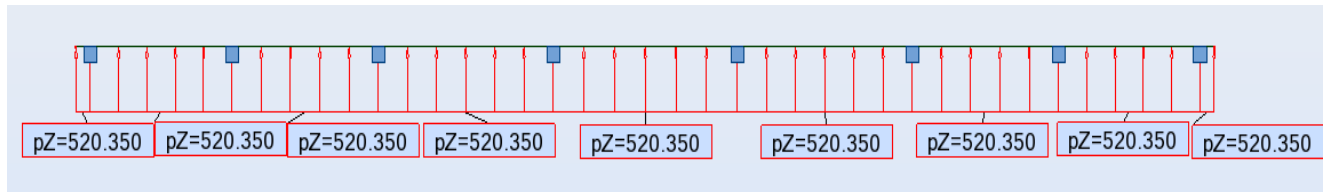


Figure VIII -8 : Charges revenant à la nervure longitudinale.

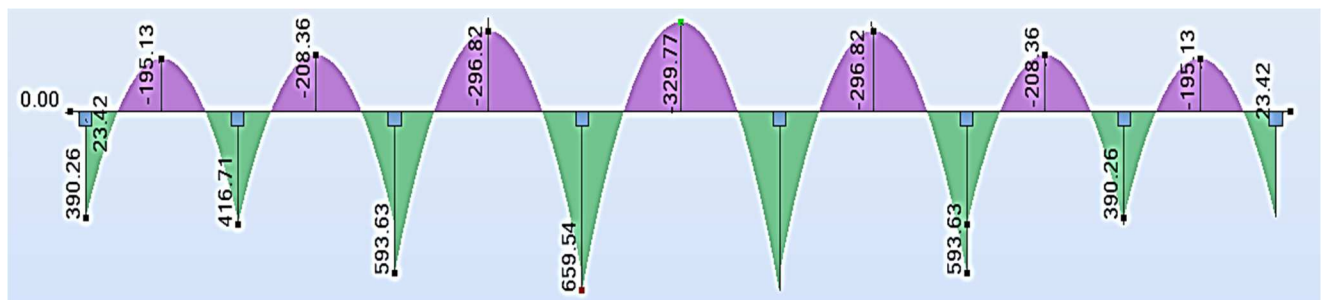


Figure VIII-9 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELU

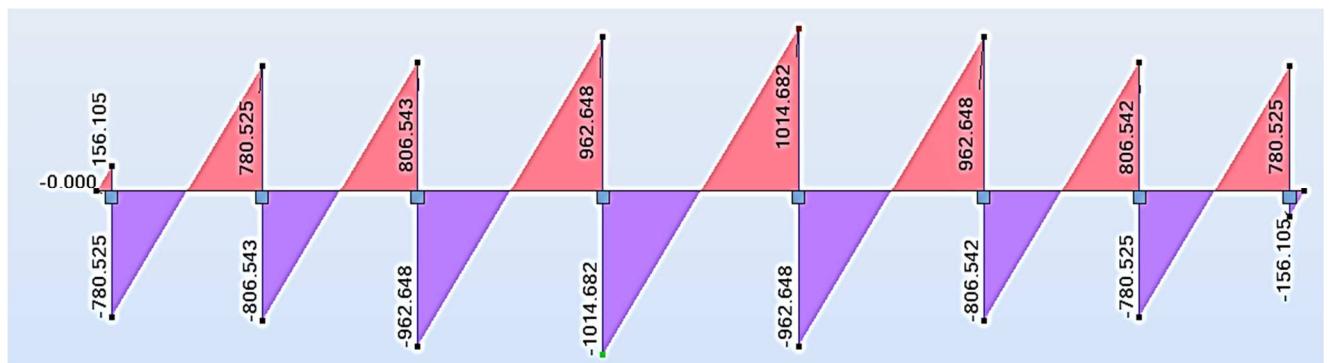


Figure VIII-10 diagramme des efforts tranchants a l'ELU

Le ferrailage se fera avec les moments Max aux appuis et en travées dans le sens longitudinal et transversal.

➤ Calcul des armatures :

$$M_t^{\max} = - 329,77 \text{ KN} .m$$

$$M_a^{\max} = 659,54 \text{ KN} .m$$

b = 60 cm, h = 100 cm, d =90cm , f<sub>bc</sub> = 14, 2 Mpa , σ<sub>st</sub> = 348 Mpa

**Aux appuis :**

$$M_{app} = 659,54 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{659,54 \times 10^6}{600 \times 900^2 \times 14,2} = 0,096 < 0,392 = U_1$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,096 \rightarrow \beta = 0,949$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{659,54 \times 10^6}{0,949 \times 900 \times 348} = 22,19 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA20+5HA16=22,62 cm<sup>2</sup>

$$A_r = \frac{A_{sa}}{4} = 5,65 \text{ cm}^2 \text{ Soit : 5HA12}=5,65 \text{ cm}^2$$

**En travée :**

$$M_t = 329,77 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{329,77 \times 10^6}{600 \times 900^2 \times 14,2} = 0,048 < U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,048 \rightarrow \beta = 0,975$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{329,77 \times 10^6}{0,975 \times 900 \times 348} = 10,80 \text{ cm}^2$$

Soit : 2HA20+3HA16= 12,31 cm<sup>2</sup>

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 2,7 \text{ cm}^2 \text{ Soit : 5HA12}=5,65 \text{ cm}^2$$

Sens longitudinal (E.L.S)

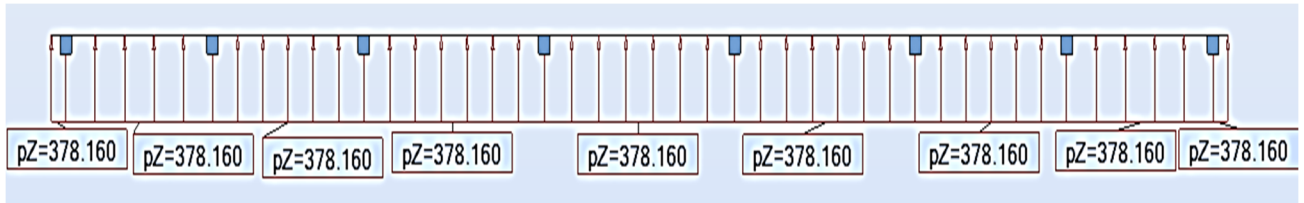


Figure VIII-11 Charges revenant à la nervure longitudinale à l'E.L.S

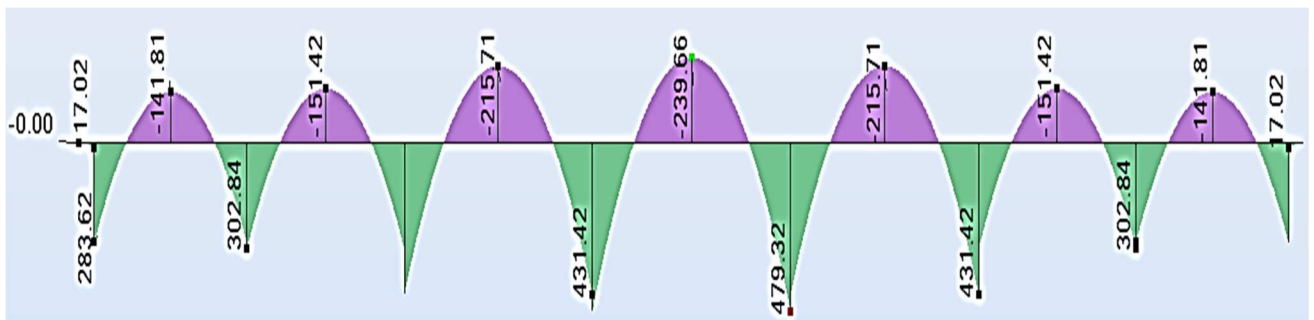


Figure VIII-12 Diagramme de moment fléchissant à l'E.L.S

• Les vérifications :

➤ Condition de non fragilité art A.4.2 (BAEL 90 modifier 99) :

La condition de non fragilités pour les éléments soumis à la flexion composée exige que :

$$A_{CNF} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_c} = 0,23 \times 600 \times 900 \times \frac{2,1}{25}$$

$$A_{CNF} = 0,104 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification de la contrainte tangentielle :

Nous devons vérifier que:

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right\} = \text{pour une fissuration préjudiciable } \bar{\tau}_u = 2,5MPa$$

$$V_u = 1014,682 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1014,682 \times 10^3}{600 \times 900} = 1,88MPa < 2,5MPa$$

Donc la condition est vérifiée

➤ **Vérification à l'ELU :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 60 \times 90 \times 2.1}{400} = 6,52 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

➤ **Armatures transversales :**

▪ **Espacement des armatures**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm} ; \text{ Soit } \phi = 8 \text{ mm}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_l \right\} = \min \{33,33 ; 24\} = 33,33 \text{ cm}$$

$S_t = 10 \text{ cm} : \text{ en zone nodale}$

$S_t = 15 \text{ cm} : \text{ en zone courante}$

• **La quantité Armatures transversale minimales :**

▪ **En zone nodale :**  $A_{\min} = 0.003 S_t b = 1,8 \text{ cm}^2$

▪ **En zone courante :**  $A_{\min} = 0.003 S_t b = 2,7 \text{ cm}^2$

**Sens transversale (ELU):**

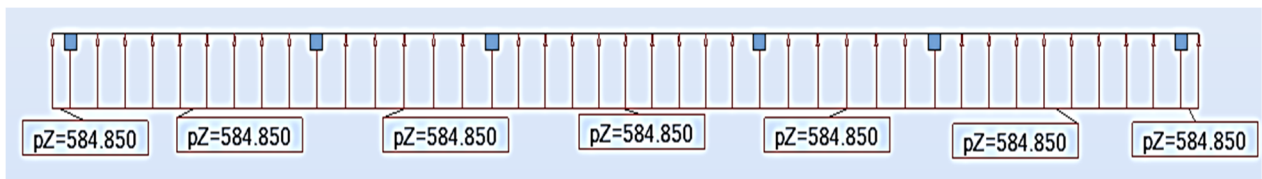


Figure VIII-13 Charges revenant à la nervure transversale a l'ELU

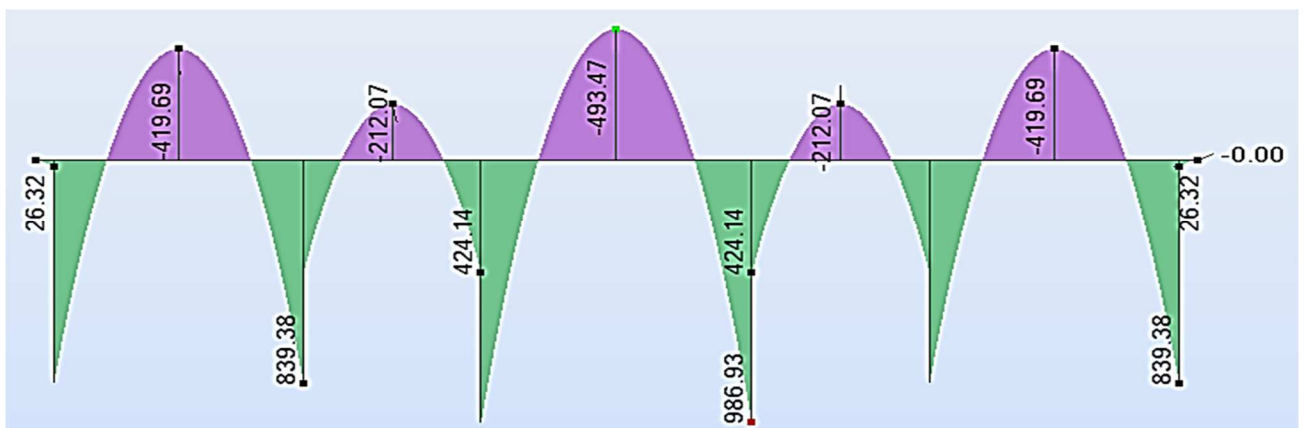


Figure VIII-14 Diagramme de moment fléchissant à l'ELU

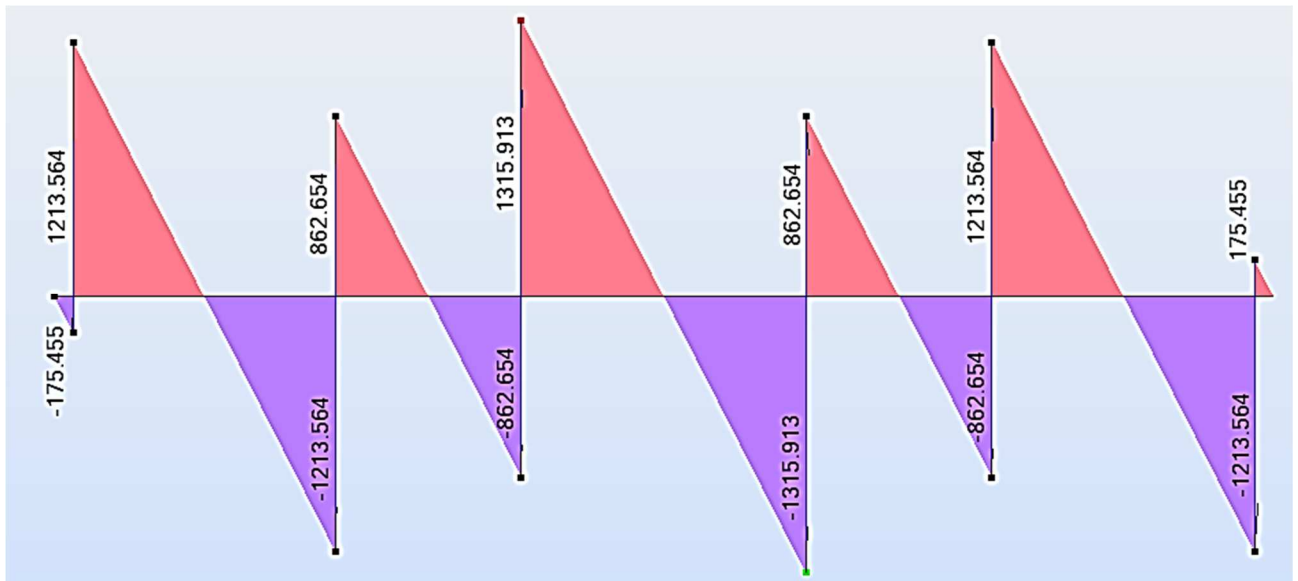


Figure VIII-15 Diagramme de moment fléchissant à l'ELU

➤ Calcul des armatures :

$$M_t^{\max} = - 493,47 \text{ KN} .m$$

$$M_a^{\max} = 986,93 \text{ KN} .m$$

b = 60 cm, h = 100 cm, d = 90cm , f<sub>bc</sub> = 14, 2 Mpa , σ<sub>st</sub> = 348 Mpa

**Aux appuis :**

$$M_{\text{app}} = 986,93 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{\text{app}}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{986,93 \times 10^6}{600 \times 900^2 \times 14,2} = 0,143 < 0,392 = U_1$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,143 \rightarrow \beta = 0,9225$$

$$A_{sa} = \frac{M_{\text{app}}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{986,93 \times 10^6}{0,9225 \times 900 \times 348} = 34,16 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA20+4HA25=35,35 cm<sup>2</sup>

$$A_r = \frac{A_{sa}}{4} = 8,54 \text{ cm}^2 \text{ Soit : 5HA16}=10,05 \text{ cm}^2$$

**En travée :**

$$M_t = 493,47 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{493,47 \times 10^6}{600 \times 900^2 \times 14,2} = 0,072 < 0,392 = U_1$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,072 \rightarrow \beta = 0,963$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{493,47 \times 10^6}{0,963 \times 900 \times 348} = 16,36 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA 20+2HA25 = 19,24 cm<sup>2</sup>

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 4,09 \text{ cm}^2 \text{ Soit : 5HA12} = 5,65 \text{ cm}^2$$

**Sens transversale (ELS):**

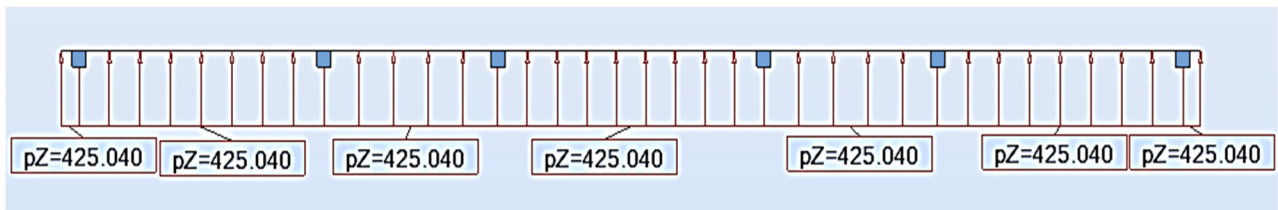


Figure VIII-16 Charges revenant à la nervure transversale à L'ELS

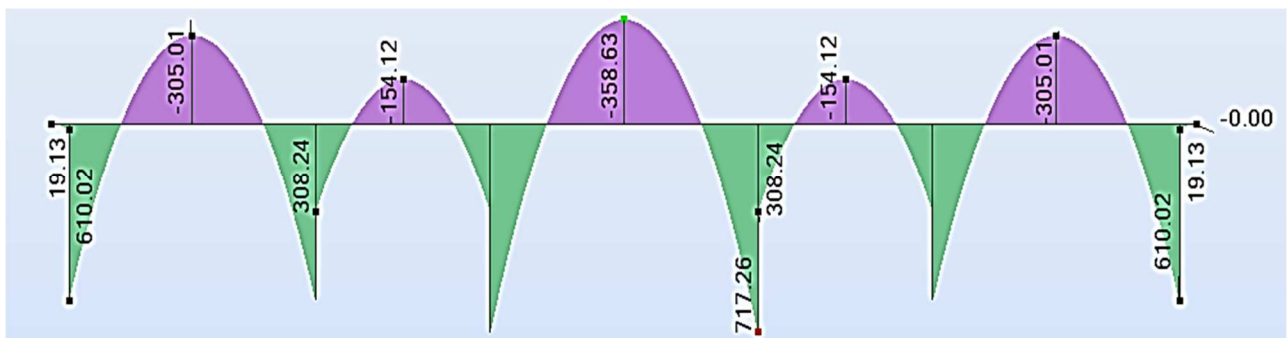


Figure VIII-17 Diagramme de moment fléchissant à l'E.L.S

• **Les vérifications :**

- **Condition de non fragilité art A.4.2 (BAEL 90 modifier 99) :**

La condition de non fragilités pour les éléments soumis à la flexion composée exige que :

$$A_{CNF} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_c} = 0,23 \times 600 \times 900 \times \frac{2,1}{25}$$

$$A_{CNF} = 1,04 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

Nous devons vérifier que:

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right\} = \text{pour une fissuration préjudiciable } \bar{\tau}_u = 2.5MPa$$

$$V_u = 1315,913 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1315,913 \times 10^3}{600 \times 900} = 2,44MPa < 2,5MPa$$

Donc la condition est vérifiée

➤ **Vérification à l'ELU :**

$$A_{\min} = \frac{0.23b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 60 \times 90 \times 2.1}{400} = 6,52 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

➤ **Armatures transversales :**

✓ Espacement des armatures

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm} ; \text{ Soit } \phi = 8 \text{ mm}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_l \right\} = \min \{ 25 ; 24 \} = 24 \text{ cm}$$

$S_t = 10 \text{ cm} : \text{ en zone nodale}$

$S_t = 15 \text{ cm} : \text{ en zone courante}$

• **La quantité Armatures transversale minimales :**

✓ **En zone nodale :**  $A_{\min} = 0.003 S_t b = 1,8 \text{ cm}^2$

✓ **En zone courante :**  $A_{\min} = 0.003 S_t b = 2,7 \text{ cm}^2$

# Conclusion

L'étude du projet en question nous a permis de mettre en application les différents règlements en vigueur (RPA 99/2003, CBA 93, BAEL 91), et de constater leur importance dans l'indication des quantités d'armatures, des sections minimales ainsi que le choix des méthodes de calcul.

Le constat fait appel aussi à l'importance de la bonne interprétation des résultats obtenus par la modélisation, ainsi que le choix du type de contreventement, ce dernier qui est affecté par un coefficient de comportement ( $R$ ) pour chaque système, ce qui peut faire varier la valeur de l'effort sismique à la base.

Les ferrailages obtenus sont établis en fonction des sollicitations (M, N, T)

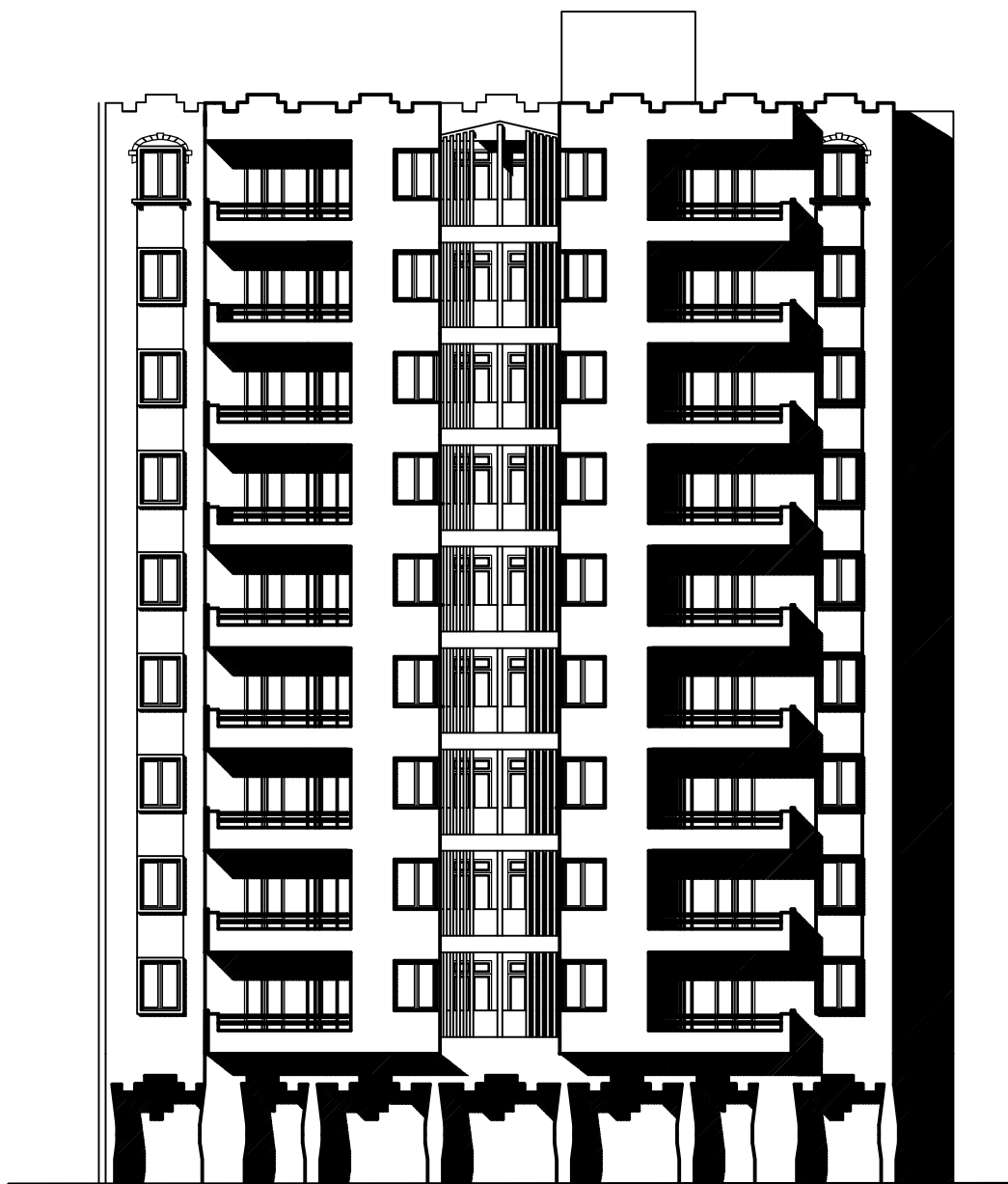
Appliquées aux différents éléments, d'où la possibilité d'éviter le sur ferrailage de l'ouvrage avec la disposition d'une quantité d'armatures correspondant à l'effort appliqué, ceci tout en garantissant une meilleure résistance.

Les contraintes posées lors de l'étude de l'ouvrage nous ont permis de mettre au point un ensemble de solutions et de recommandations.

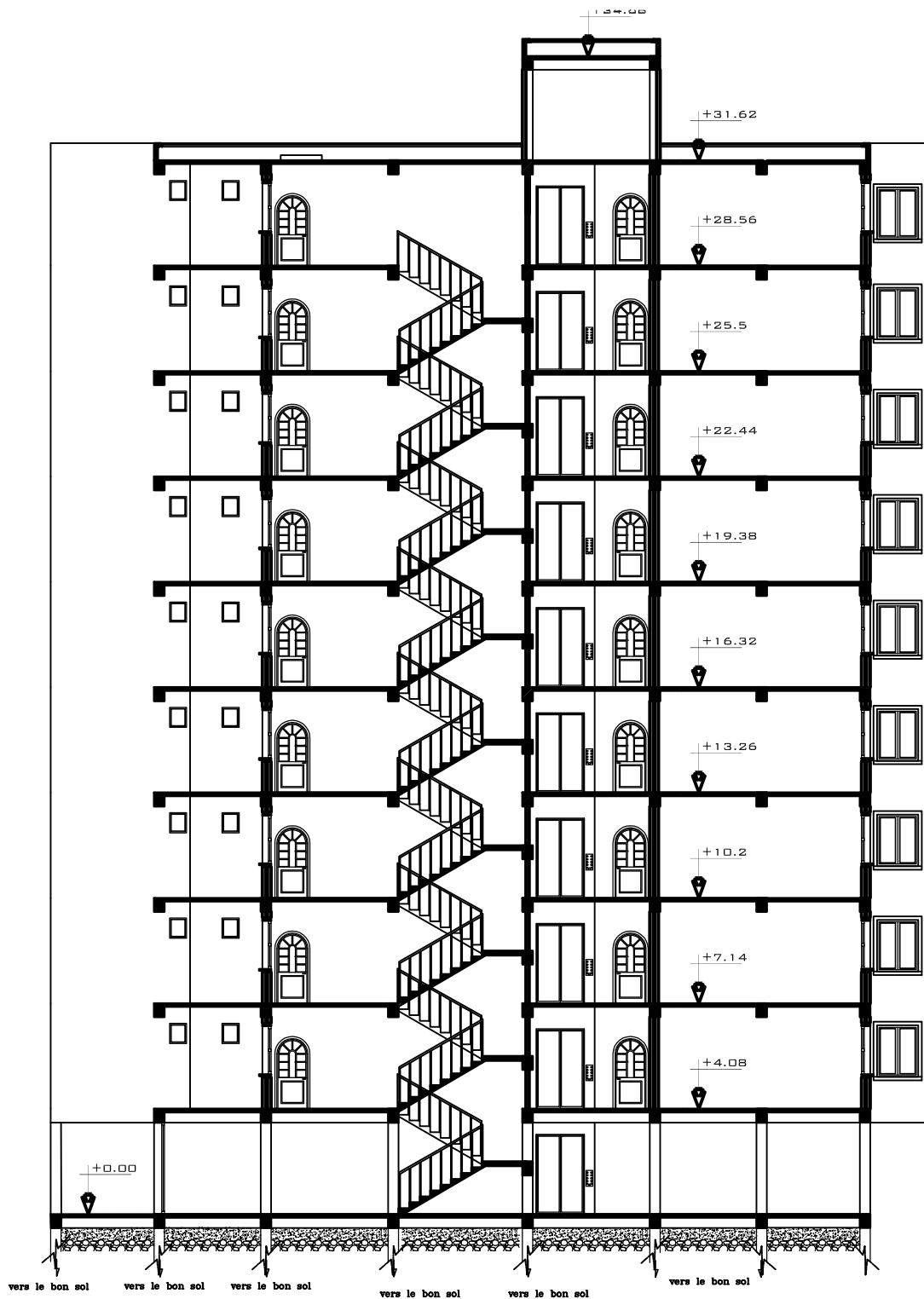
En fin nous espérons que ce travail servira les promotions à venir.

# Bibliographie

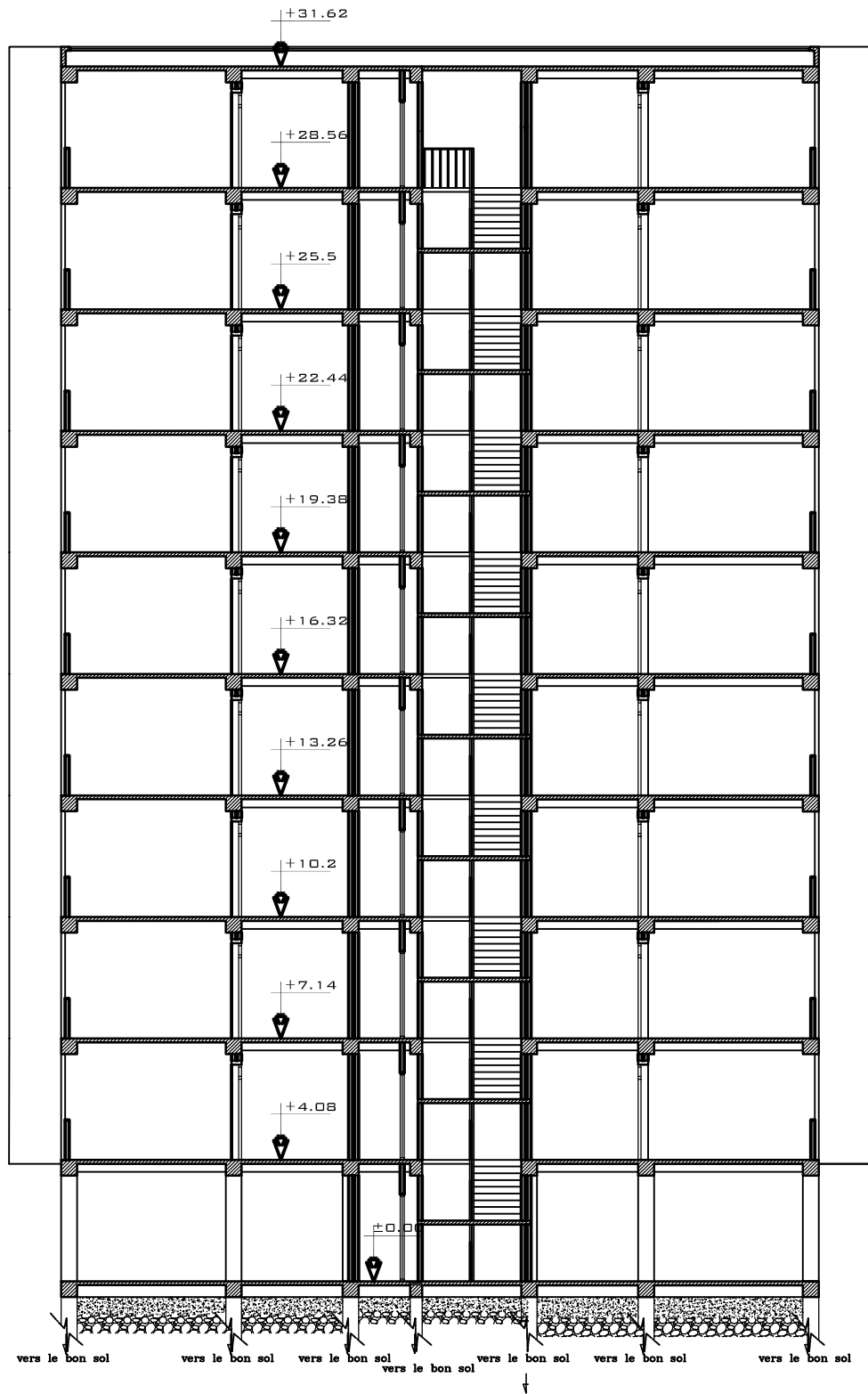
- ❖ **Cours et td que nous avons reçus pendant notre cursus**
  
- ❖ **BAEL 91 mod 99-BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé.**
  
- ❖ **-Formules du béton armé tome 1 tome 2 (Victor Davidovici):Edition le MONTEUR (1996-1997)**
  
- ❖ **-DTR B-C-22 charges permanentes et charges d'exploitation.**
  
- ❖ **-Règles parasismiques algériennes (RPA 99 réviser 2003).**



# FAÇADE PRINCIPALE

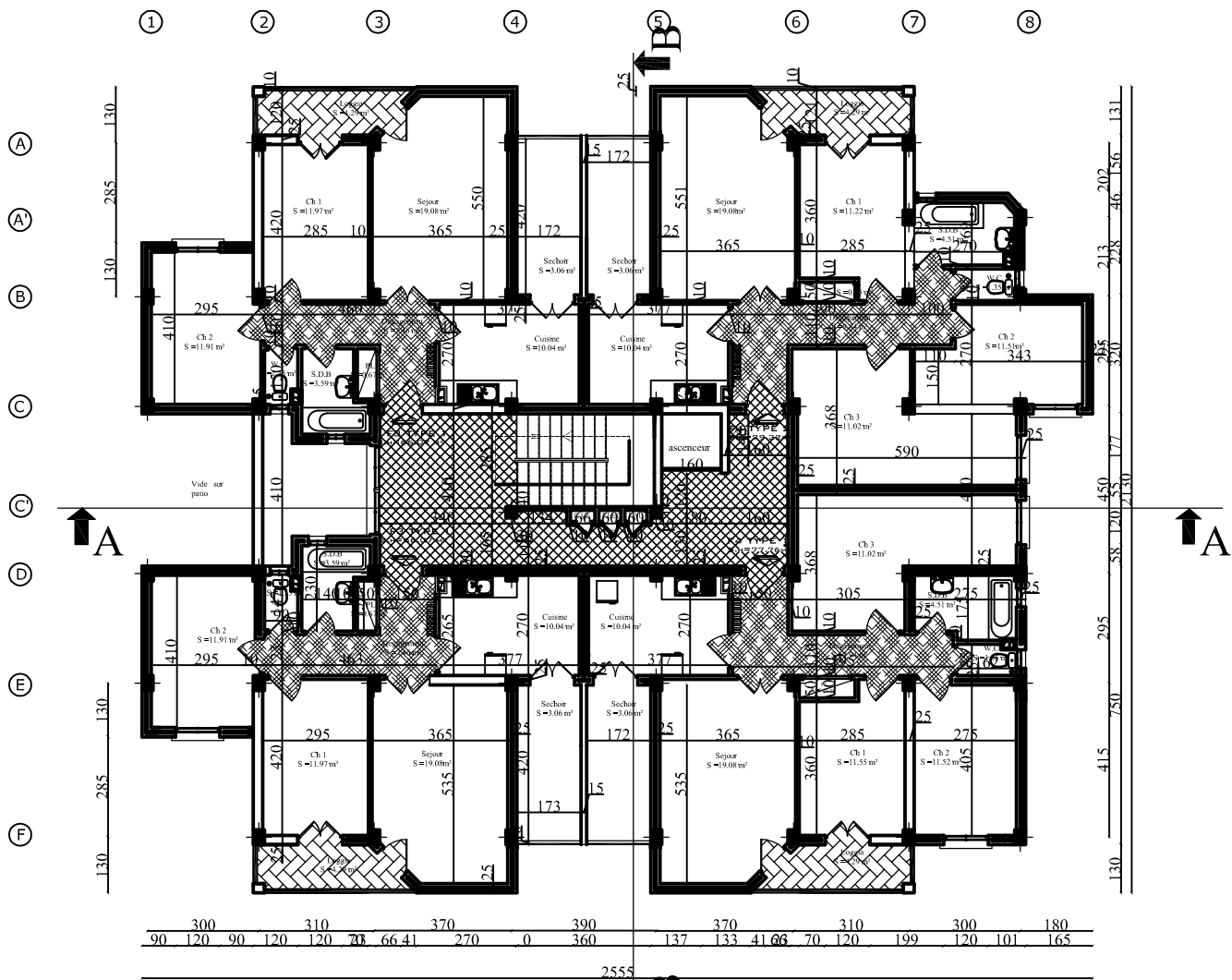


# COUPE -AA-



# COUPE -BB-

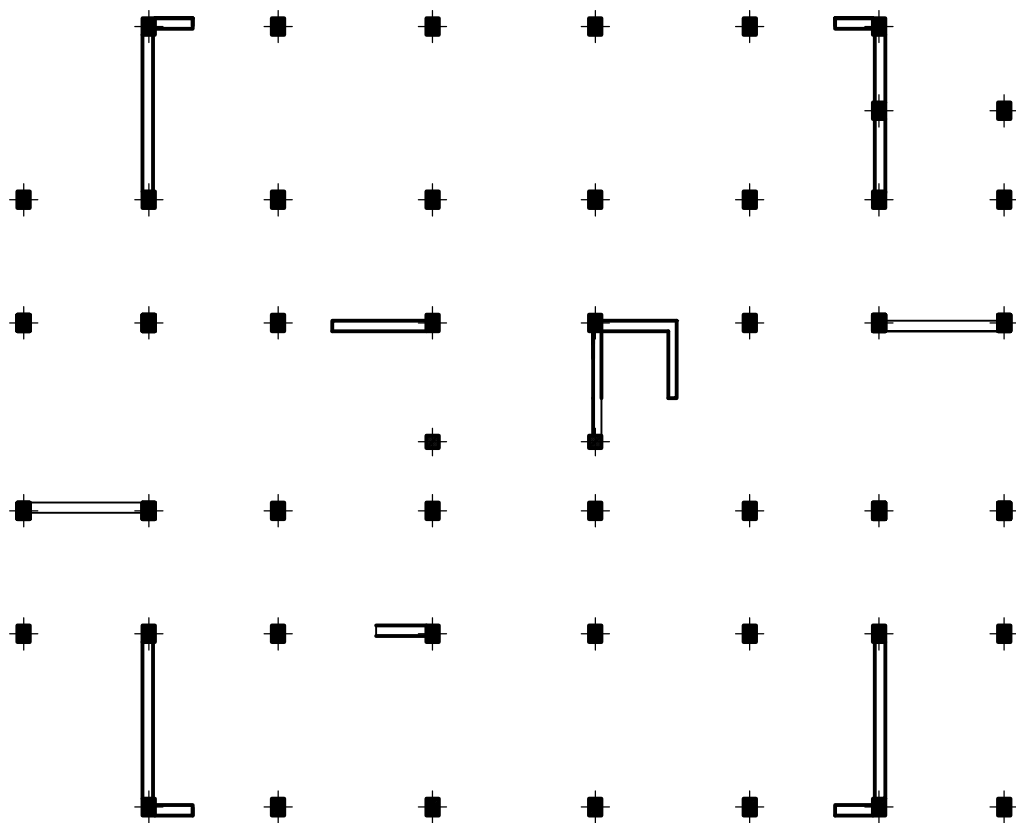




# PLAN ETAGE 1 A 9

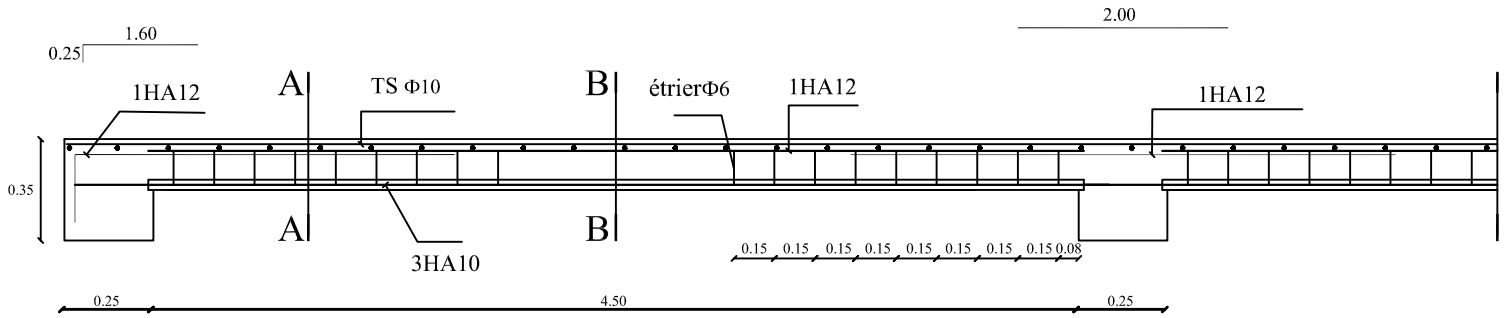


# PLAN ( R.D.C )

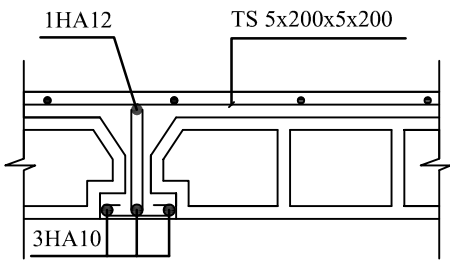


# DISPOSITION DES VOILLES

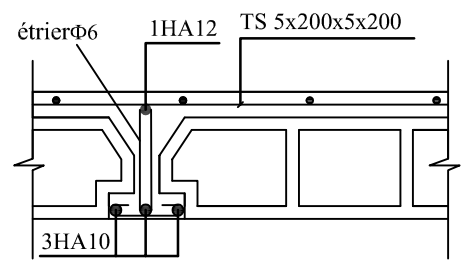
FERRAILLAGE DU PLANCHER DE L'ETAGE COURANT ET TERRASSE



*Coupe A-A*



*Coupe B-B*



UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

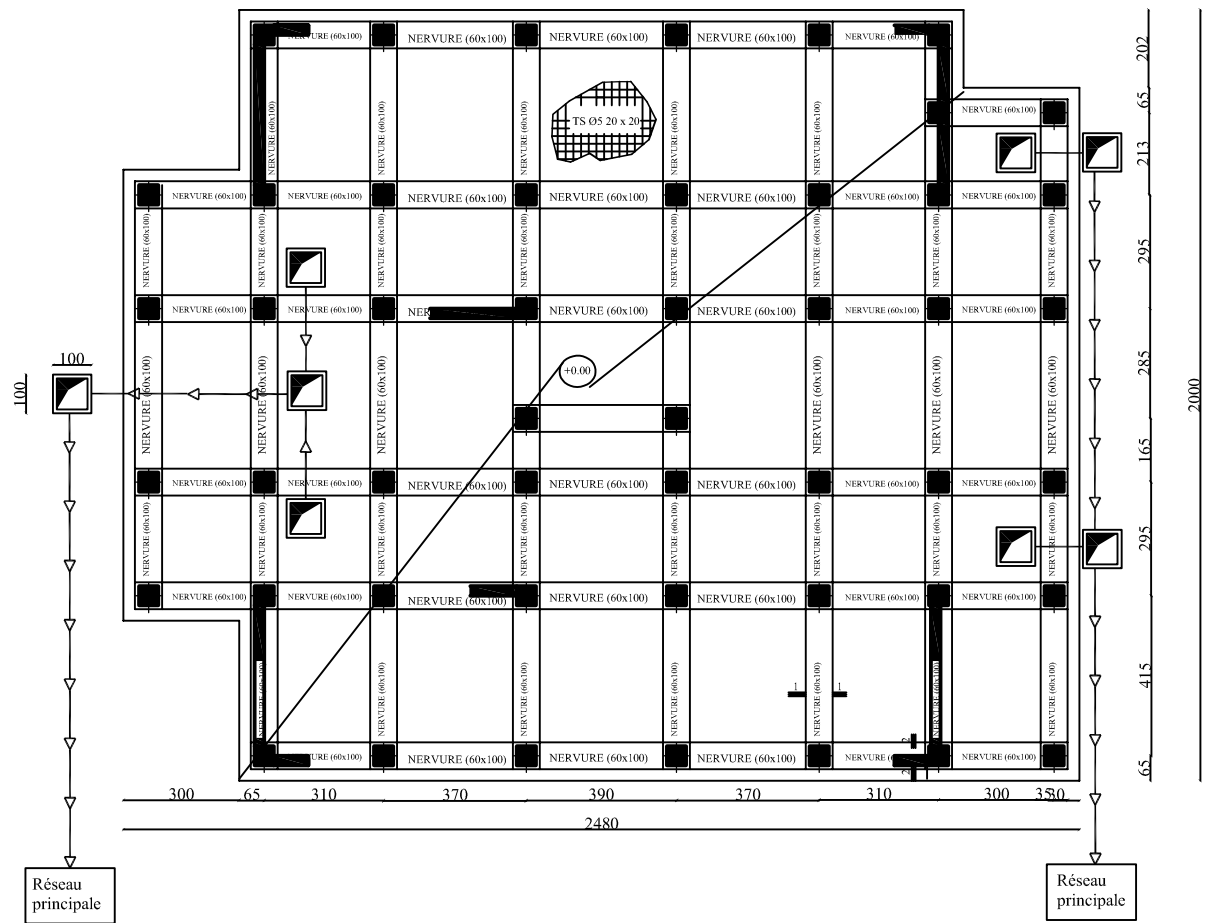
ETUDIE PAR :  
 Mr : GACI ABDERAHMANE  
 Mr : BOULMA MADANI  
 DIRIGE PAR :  
 Mme :ALKAMA

TITRE :  
 FERRAILLAGE DES PLANCHERS

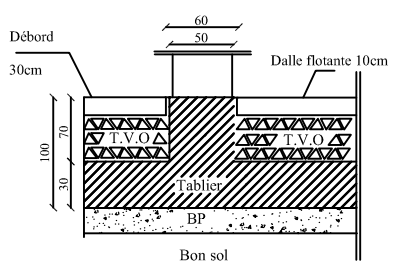
PROMOTION : 2018/2019

PLANCHE N°

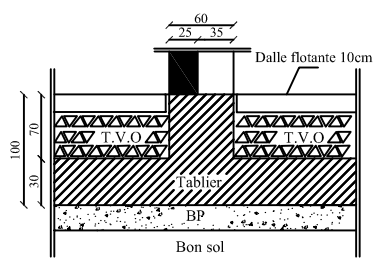
ECHELLE :1/25



**Coupe 1-1**

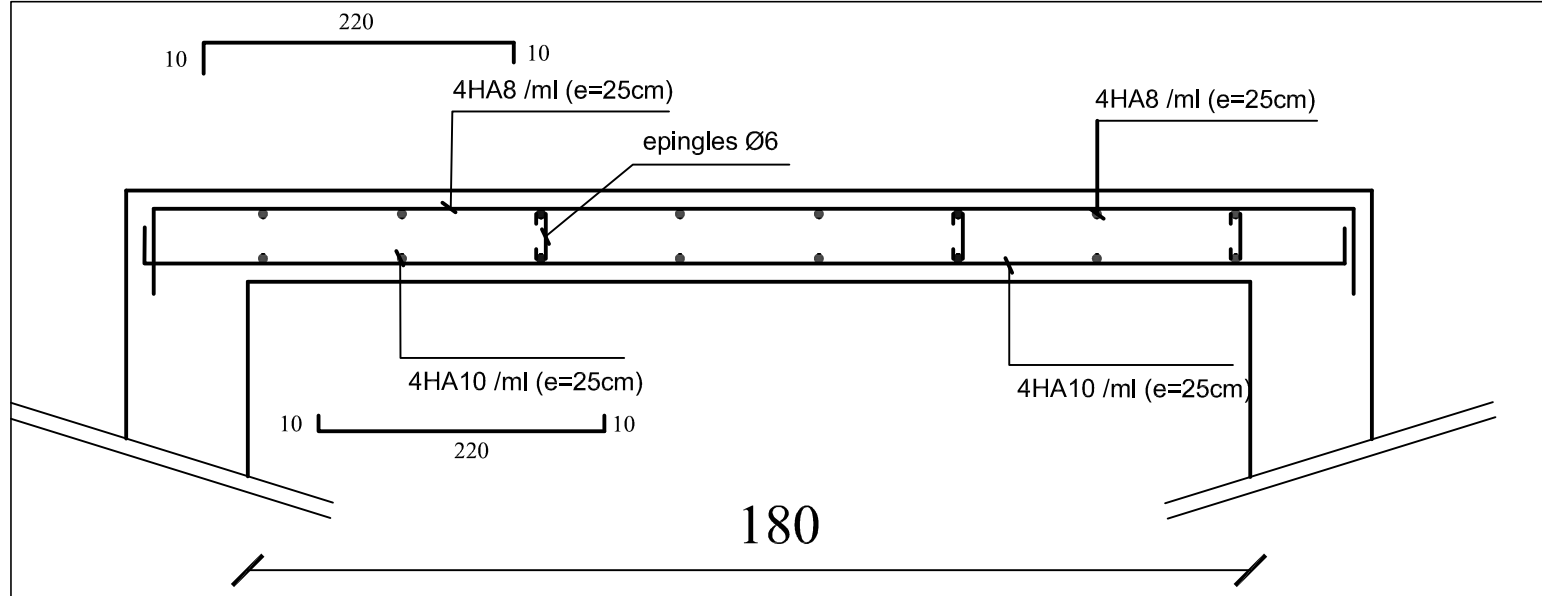


**Coupe 2-2**

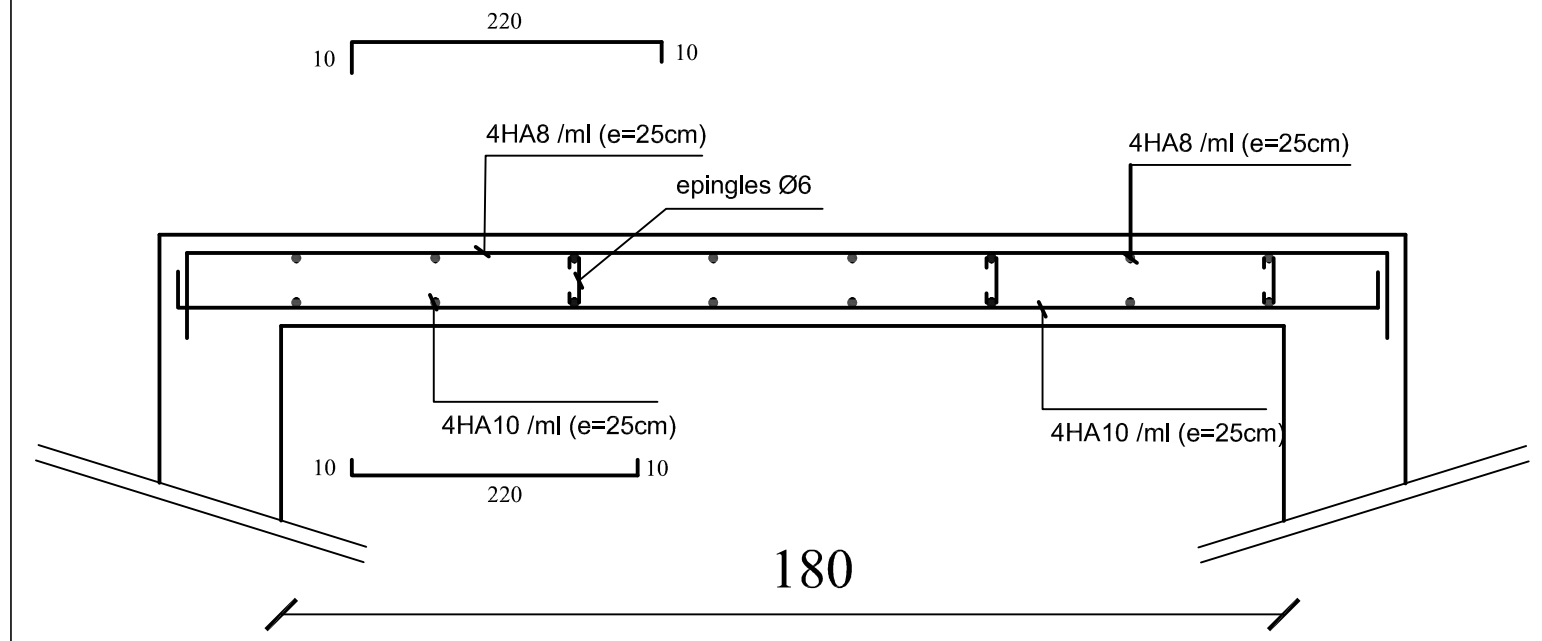


UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR : Mr : GACI ABDERAHMANE Mr : BOULMA MADANI DIRIGE PAR : Mme : ALKAMA	TITRE : <p style="text-align: center;">plans de coffrage niveau +0,00</p>		
PROMOTION : 2018/2019	<table style="width: 100%; border: none;"> <tr> <td style="border: none; width: 50%;">PLANCHE N°</td> <td style="border: none; width: 50%;">ECHELLE</td> </tr> </table>	PLANCHE N°	ECHELLE
PLANCHE N°	ECHELLE		



180  
Sens Y-Y



180  
Sens X-X

UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

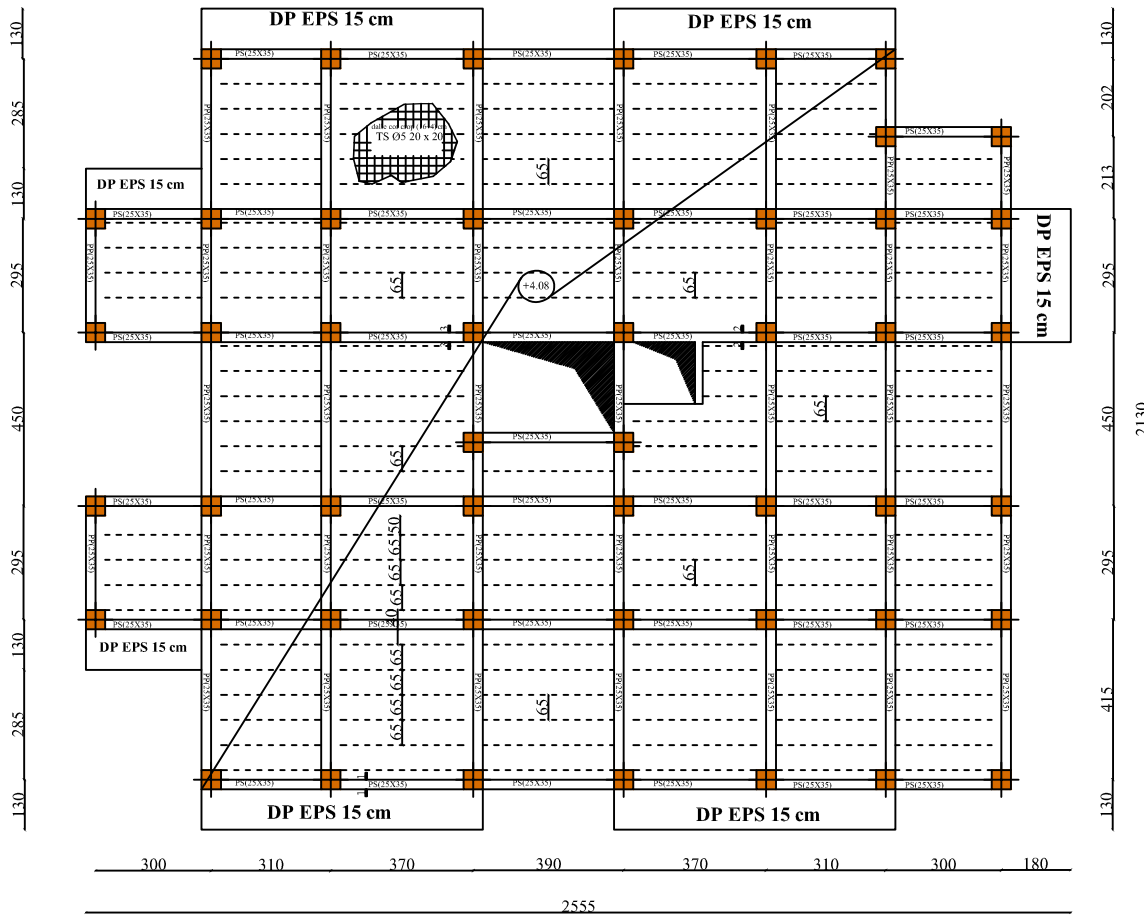
ETUDIE PAR :  
Mr :GACI ABERAHMANE  
Mr : BOULMA MADANI  
DIRIGE PAR :  
Mme :ALKAMA

TITRE :  
Ferrailage de la salle Machine

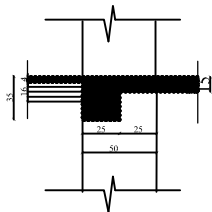
PROMOTION : 2018/2019

PLANCHE N°

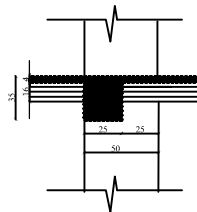
ECHELLE



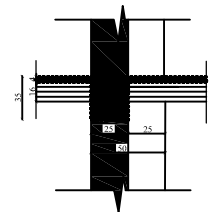
Coupe 1-1



Coupe 2-2



Coupe 3-3



UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :  
Mr : GACI ABDERAHMANE  
Mr : BOULMA MADANI  
DIRIGE PAR :  
Mme : ALKAMA

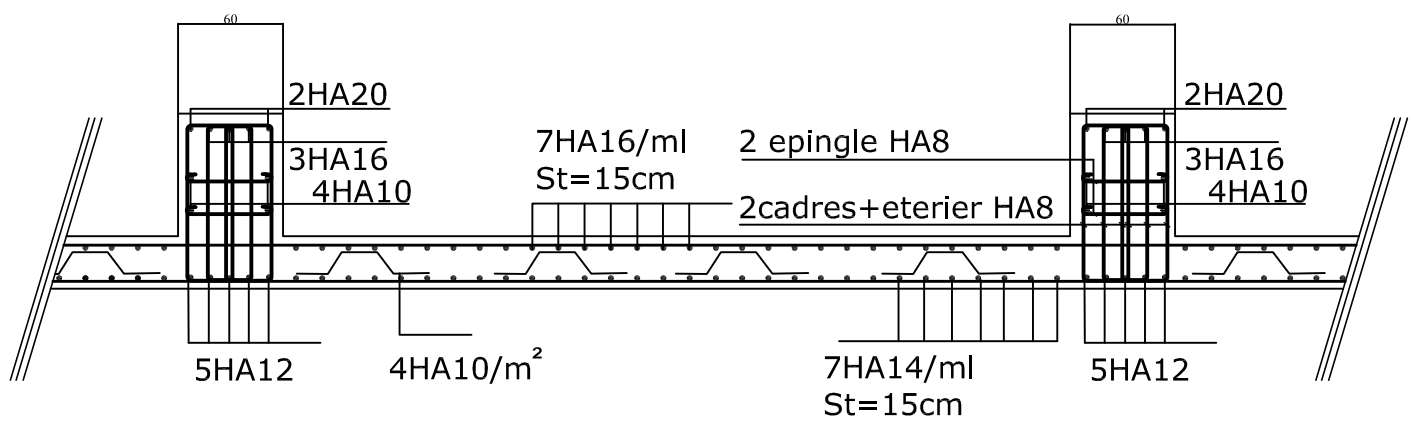
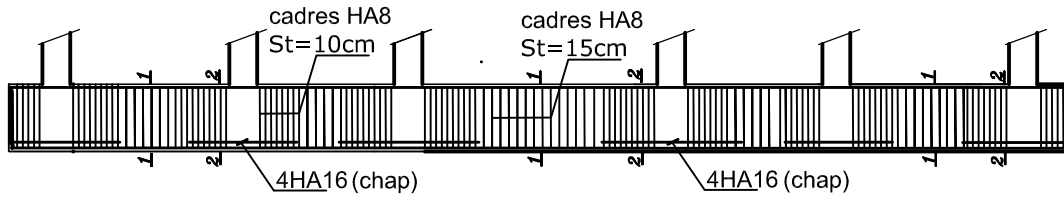
TITRE :  
plans de coffrage niveau +4,08

PROMOTION : 2018/2019

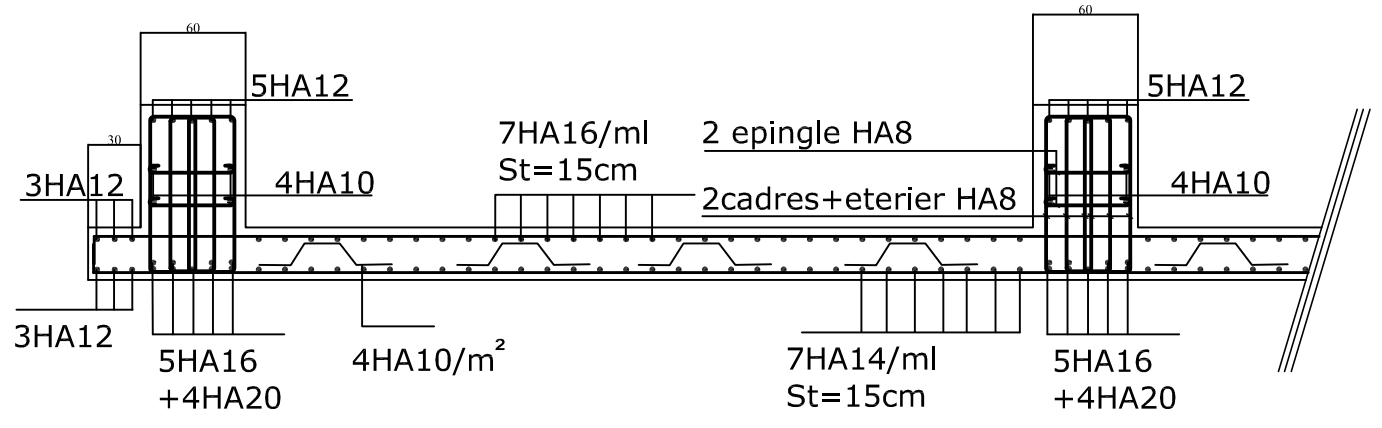
PLANCHE N°

ECHELLE

# FERRAILLAGE NERVURE DIM (60 X 100) sens longitudinale



COUPE 1-1 en travée

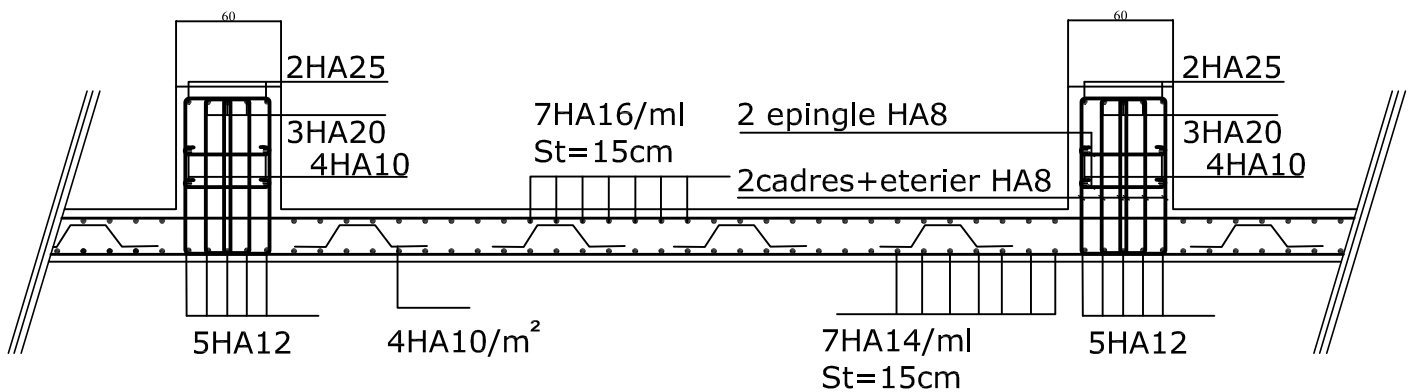
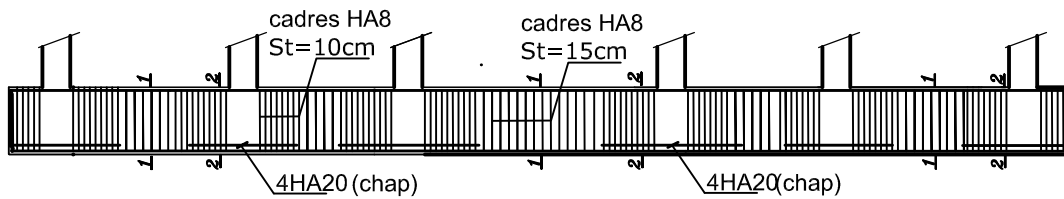


COUPE 2-2 en appuis

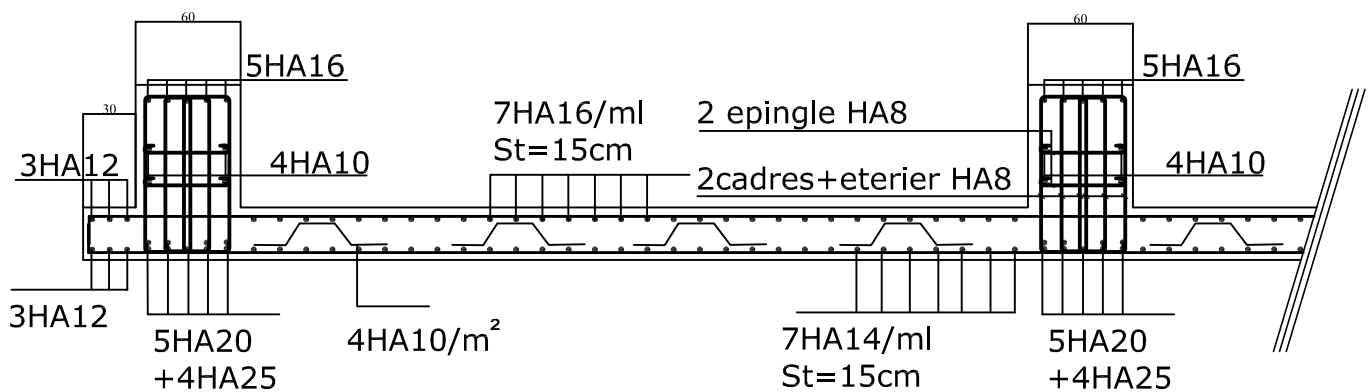
UNIVERSITE MOULOD MAMMERRI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

<b>ETUDIE PAR :</b> Mr : BOULMA Madani Mr : GACI Abderahmane	<b>TITRE :</b>  FERRAILLAGE DE RADIER DANS LE SENS X-X	
<b>DIRIGE PAR :</b> Mme : ALKAMA .F.	PROMOTION : 2018/2019	Echelle
	PLANCHE N°	

# FERRAILLAGE NERVURE DIM (60 X 100) sens transversale



COUPE 1-1 en traverse



COUPE 2-2 en appuis

UNIVERSITE MOULOD MAMMERRI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :  
Mr : BOULMA Madani  
Mr : GACI Abderahmane

DIRIGE PAR :  
Mme : ALKAMA .F.

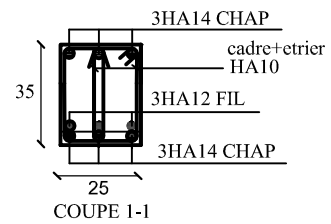
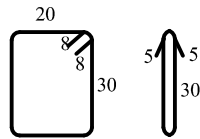
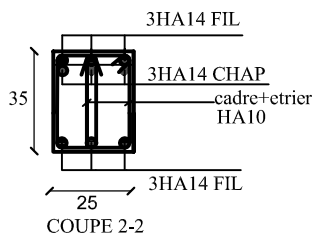
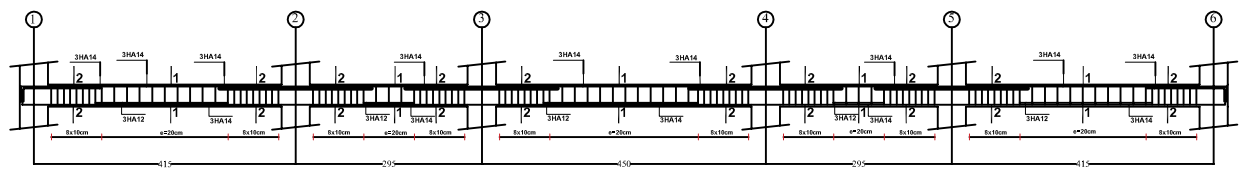
TITRE :

FERRAILLAGE DE RADIER DANS LE SENS Y-Y

PROMOTION : 2018/2019

PLANCHE N°

Echelle



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

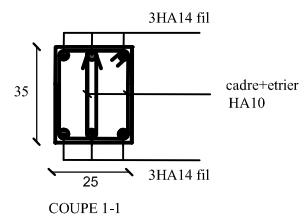
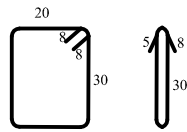
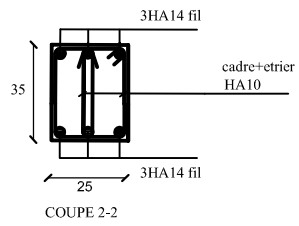
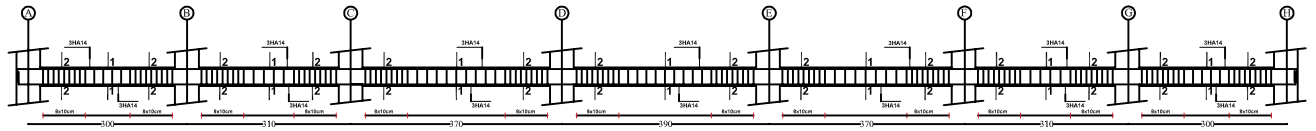
ETUDE PAR :  
Mr : BERKANE BRAHIM  
Mr : AZIZI SAID  
DIRIGE PAR :  
MmI : LARABI

TITRE :  
Ferrailage de la poutre principale

PROMOTION : 2014/2015

PLANCHE N°

ECHELLE :



UNIVERSITE MOULOU D MAMMERE DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :  
 Mr : BERKANE BRAHIM  
 Mr : AZIZI SAID

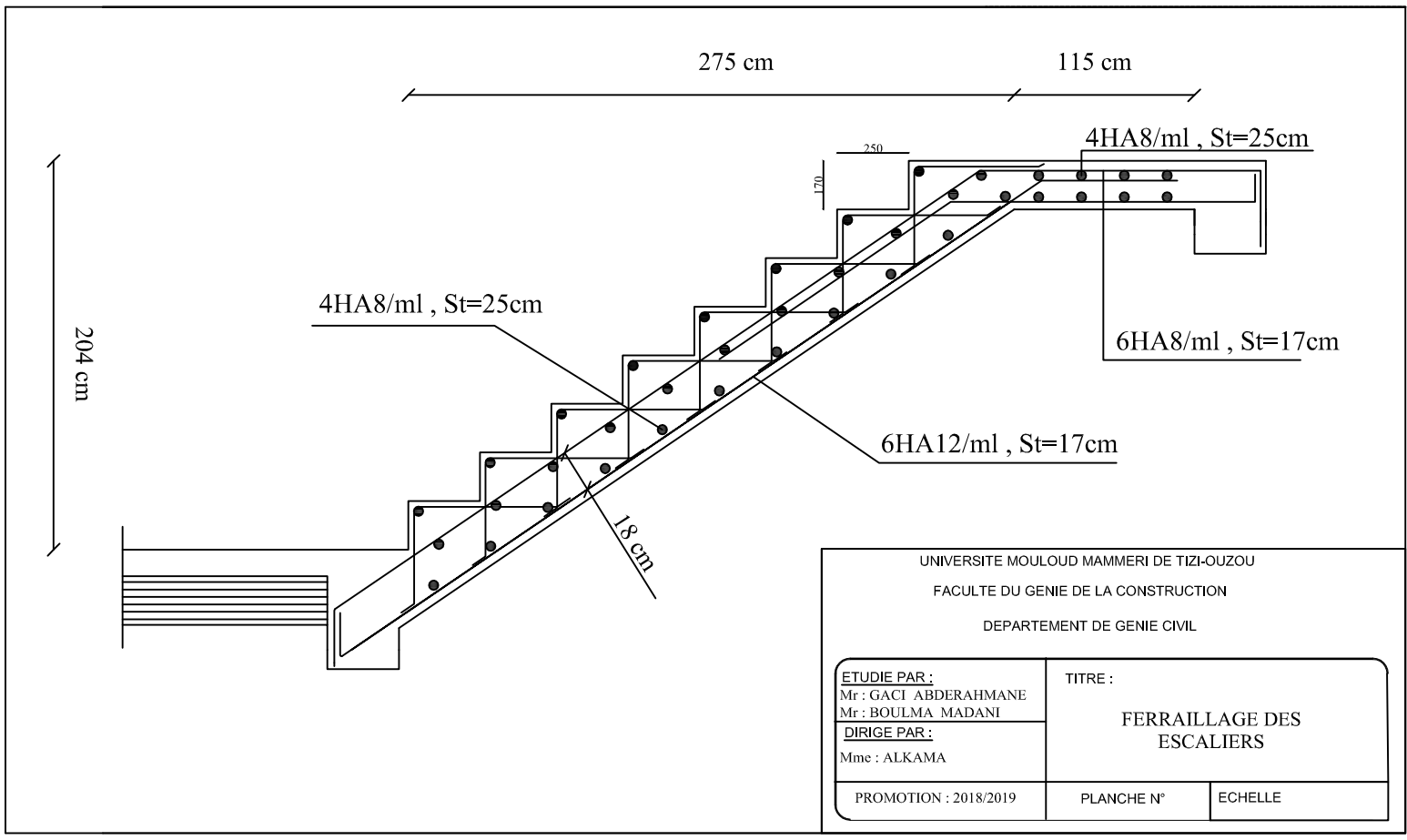
TITRE :  
 Ferrailage de la poutre secondaire

DIRIGE PAR :  
 Mml : LARABI

PROMOTION : 2014/2015

PLANCHE N°

ECHELLE :

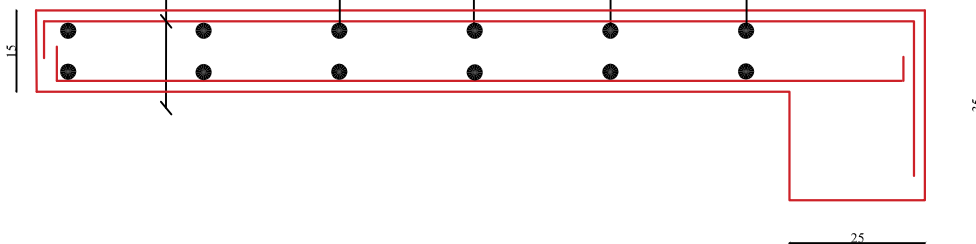


UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

<b>ETUDIE PAR :</b> Mr : GACI ABDERAHMANE Mr : BOULMA MADANI		<b>TITRE :</b> FERRAILLAGE DES ESCALIERS
<b>DIRIGE PAR :</b> Mme : ALKAMA		
PROMOTION : 2018/2019		PLANCHE N°
		ECHELLE

**4HA10/ml**  
**e=25**

**4HA8/ml**  
**e=25**



UNIVERSITE MOULOU D MAMMARI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

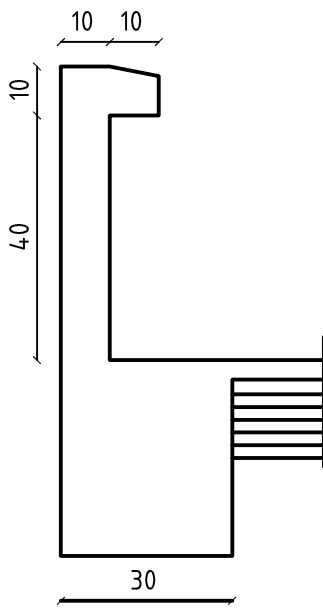
**ETUDIE PAR :**  
Mr : GACI ABDERAHMANE  
Mr : BOULMA MADANI  
**DIRIGE PAR :**  
Mme: ALKAMA

**TITRE :**  
Ferrillage des balcons

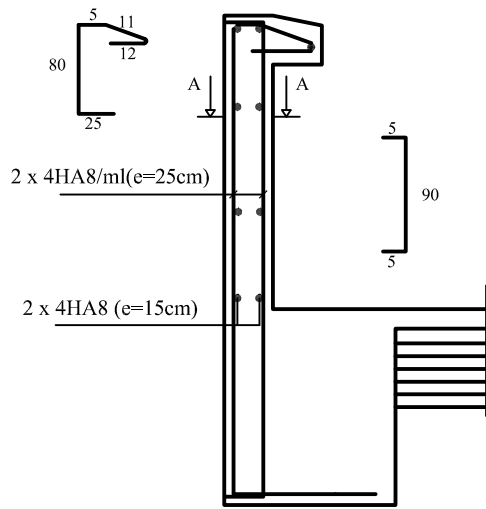
PROMOTION : 2018/2019

PLANCHE N°

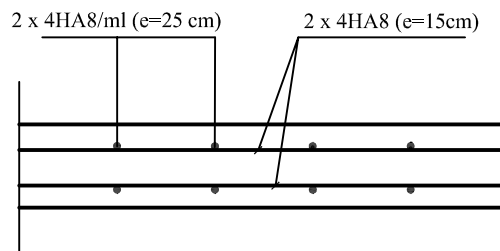
ECHELLE



Coffrage de l'acrotère



Ferrailage de l'acrotère



Coupe A-A

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR:  
 Mr: GACI ABDERAHMANE  
 Mr: BOULMA MADANI

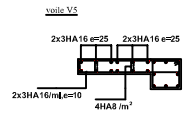
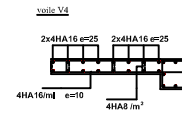
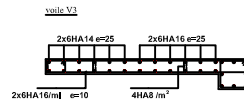
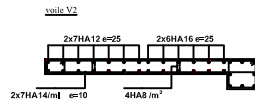
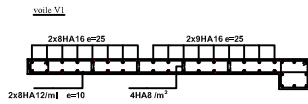
DIRIGE PAR:  
 Mme: ALKAMA

TITRE:  
 Coffrage et Ferrailage de l'Acrotère

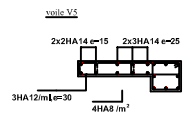
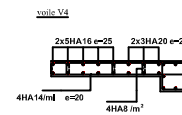
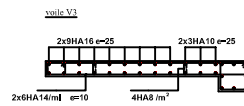
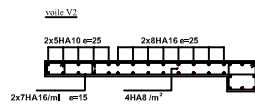
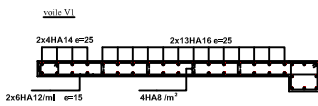
PROMOTION : 2018/2019

PLANCHE N°

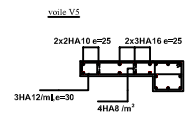
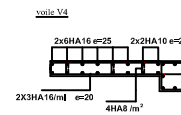
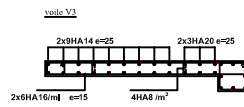
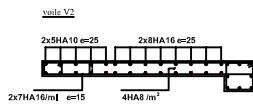
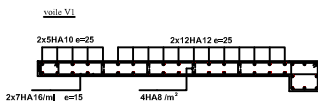
ECHELLE



Zone I



Zone II



Zone III

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

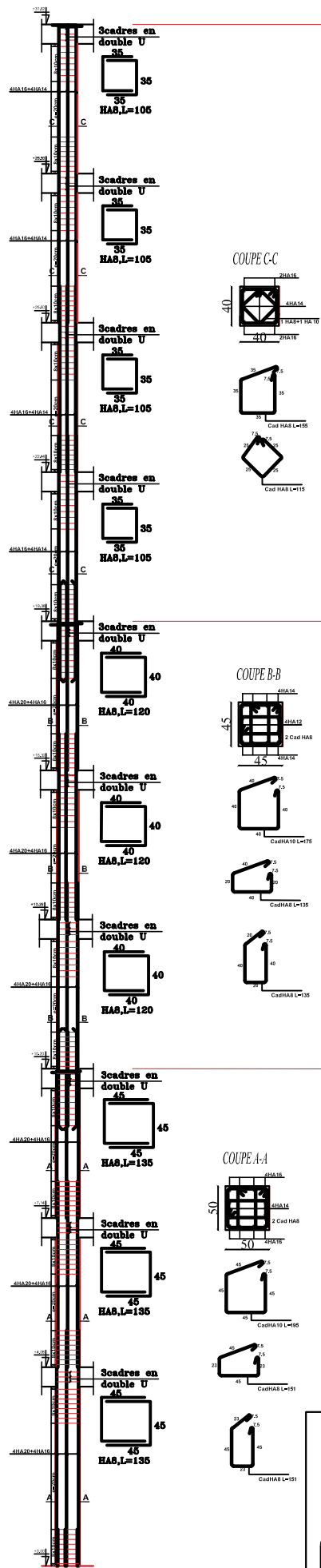
ETUDE PAR :  
Mr : GACI ABDERAHMANE  
Mr : BOULMA MADANI  
DIRIGE PAR :  
Mme : ALKAMA

TITRE :  
FERRAILLAGE DES VOILLES

PROMOTION : 2018/2019

PLANCHE N°

ECHELLE



Zone III  
(40x40)

Zone II  
(45x45)

Zone I  
(50x50)

UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :  
 Mr : GACI ABDERAHMANE  
 Mr : BOULMA MADANI  
 DIRIGE PAR :  
 Mme : ALKAMA

TITRE :  
**FERRAILLAGE DES  
 POTEAUX**

PROMOTION : 2018/2019

PLANCHE N°

ECHELLE