

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
*Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique*  
**Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou**  
**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 : construction civiles et industrielles.*

## Thème

*Etude d'une Structure R+8 à usage d'habitation et commercial  
contreventée par voiles porteur, étudié par le logiciel ETABS*



Réalisé par : M<sup>r</sup> RENIFFI AHMED  
M<sup>r</sup> OULD LAMARA YANIS

Dirigé par : M<sup>r</sup> KHELIL .N

Année 2018 / 2019

# REMERCIEMENTS

Je remercie, tout d'abord, l'unique ALLAH de nous avoir donné le courage et la patience pour bien mener ce travail.

Je présente mes remerciements les plus sincères à notre promoteur Mr KHELIL pour ces orientations et conseils tous le longs de notre travail.

Ainsi que l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation et le personnel de l'institut de génie civil.

Mes remerciements à l'ensemble de la communauté estudiantine de l'Université Mouloud Mammeri et en particulier à ma promotion.

Je tiens également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce projet.

Mes vifs remerciements iront aussi aux membres de jury qui me feront l'honneur de juger ce travail et de l'enrichir par leur proposition.

# SOMMAIRE

## Introduction

|                                                                                    |     |
|------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Chapitre I : Présentation de l'ouvrage .....                                       | 01  |
| Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments .....                               | 13  |
| Chapitre III : Calcul des éléments .....                                           |     |
| III.1 : Calcul de l'acrotère .....                                                 | 29  |
| III.2 : Calcul de du balcon .....                                                  | 37  |
| III.3 : Calcul de la dalle salle machine.....                                      | 43  |
| III.4 : Calcul des escaliers .....                                                 | 52  |
| III.5 : Calcul des planchers .....                                                 | 73  |
| III.6 : calcul de la poutre de chainage .....                                      | 96  |
| III.7 : calcul de la poutre de palière .....                                       | 104 |
| Chapitre IV : Présentation du logiciel ETABS et Vérification des conditions du RPA |     |
| IV.1 : Présentation du logiciel ETABS .....                                        | 112 |
| IV.2 : vérification des conditions de RPA .....                                    | 123 |
| Chapitre V: Ferrailage des éléments structuraux .....                              |     |
| V.1 : Ferrailage des poteaux .....                                                 | 138 |
| V.2 : Ferrailage des poutres .....                                                 | 157 |
| V.3 : Ferrailage des voiles .....                                                  | 165 |
| Chapitre VI : Etude de l'infrastructure .....                                      | 182 |
| Chapitre VII : Etude du mur plaque .....                                           | 210 |

## Plan d'exécution

## Conclusion

## Bibliographie

# LISTE DES FIGURES

## Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.

- Figure I.1 : Éléments d'un plancher en corps creux.
- Figure I.2 : Éléments d'un plancher en dalle pleine.
- Figure I.3 : Coupe schématique d'un escalier.
- Figure I.4 : Diagramme parabole rectangle des contraintes-déformations du béton à l'ELU.
- Figure I.5 : Diagramme des contraintes-déformations du béton à l'ELS.
- Figure I.6 : Diagramme des contraintes-déformations des aciers à l'ELU.
- Figure I.7 : Diagramme des contraintes-déformation des aciers à l'ELS.

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.

- Figure II.1 : Coupe d'un plancher en corps creux.
- Figure II.2 : Schématisation des dimensions des poutres principales et secondaires y compris les poutres de chainages/palières.
- Figure II.3 : Coupe d'un voile en élévation.
- Figure II.4 : Coupe d'un voile en plan.
- Figure II.5 : Coupe transversale du plancher de l'étage courant.
- Figure II.6 : Coupe transversale du plancher en dalle pleine.
- Figure II.7 : Coupe verticale d'un mur extérieur.
- Figure II.8 : Coupe verticale d'un mur intérieur.
- Figure II.9 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité.
- Figure II.10 : Charge d'exploitation cumulée.

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.

- Figure III.1.1 : Coupe transversale de l'acrotère.
- Figure III.1.2 : Diagramme des efforts internes dans l'acrotère.
- Figure III.1.3 : Schéma simplifier du calcul de l'acrotère à l'ELU.
- Figure III.1.4 : Coupe transversale du ferrailage de l'acrotère.
- Figure III.2.1 : Schéma statique du chargement du balcon à l'ELU.
- Figure III.2.2 : Schéma statique du chargement du balcon à l'ELS.
- Figure III.3.1 : Rectangle d'impacte au niveau du feuillet moyen.
- Figure III.4.1 : Coupe verticale des escaliers.
- Figure III.4.2 : Schéma statique des escaliers des étages courants.
- Figure III.4.3 : Schéma statique du chargement appliqué à l'escalier à l'ELU.
- Figure III.4.4 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.
- Figure III.4.5 : Schéma de la section d'escalier à ferrailer.
- Figure III.4.6 : Schéma statique du chargement appliqué à l'escalier à l'ELS ;
- Figure III.4.7 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.
- Figure III.5.1 : Représentation d'un plancher en corps creux.
- Figure III.5.2 : Disposition du treillis soudé dans un plancher en corps creux.
- Figure III.5.3 : Surface reprise par chacune des poutrelles.
- Figure III.5.4 : Coupe verticale des poutrelles.
- Figure III.5.5 : Schéma statique de la travée d'une poutrelle.

- **Figure III.5.6 : Illustration des deux cas de dispositions des poutrelles.**
- **Figure III.5.7 : Diagramme des moments d'une poutre continue sur trois appuis.**
- **Figure III.5.8 : Diagramme des moments d'une poutre continue sur trois appuis à l'ELU.**
- **Figure III.5.9 : Diagramme des efforts tranchant d'une poutre continue sur trois appuis à l'ELU.**
- **Figure III.5.10 : Diagramme des moments dans une poutre continue sur six appuis.**
- **Figure III.5.11 : Diagramme des moments dans une poutre continue sur six appuis à l'ELU.**
- **Figure III.5.12 : Diagramme des efforts tranchants d'une poutre continue sur six appuis à l'ELU.**
- **Figure III.5.13 : Dimension de la section en T.**
- **Figure III.5.14 : Diagramme des moments d'une poutre continue sur trois appuis à l'ELS.**
- **Figure III.5.15 : Diagramme des efforts tranchant d'une poutre continue sur trois appuis à l'ELS.**
- **Figure III.5.16 : Diagramme des moments dans une poutre continue sur six appuis à l'ELS.**
- **Figure III.5.17 : Diagramme des efforts tranchants d'une poutre continue sur six appuis à l'ELS.**
- **Figure III.5.18 : Schéma de ferrailage du plancher en corps creux.**
- **Figure III.6.1 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant dans la poutre de chaînage à l'ELU.**
- **Figure III.6.2 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant dans la poutre de chaînage à l'ELS.**
- **Figure III.7.1 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant dans la poutre palière à l'ELU.**
- **Figure III.7.2 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant dans la poutre palière à l'ELS.**

#### **Chapitre IV : Présentation de ETABS et vérification des conditions de l'RPA2003.**

- **Figure IV.2.1 : Vue en trois dimensions de la structure.**
- **Figure IV.2.2 : Spectre de réponse.**
- **Figure IV.2.3 : Efforts repris par l'ensemble sous EX et EY.**
- **Figure IV.2.4 : Efforts repris par les portiques sous EX et EY.**
- **Figure IV.2.5 : Efforts repris par les voiles sous EX et EY.**
- **Figure IV.2.6 : Efforts repris par l'ensemble.**
- **Figure IV.2.7 : Efforts repris par les portiques.**
- **Figure IV.2.8 : Effort repris par les voiles.**
- **Figure IV.2.9 : Détermination des déplacements avec le logiciel ETABS.**

#### **Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux.**

- **Figure V.3.1 : Diagramme des contraintes d'une section entièrement comprimée.**
- **Figure V.3.2 : Diagramme des contraintes d'une section partiellement comprimée.**
- **Figure V.3.3 : Diagramme des contraintes d'une section entièrement tendue.**

## **Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.**

- **Figure VI.1 : Schéma de la semelle isolée sous poteau.**
- **Figure VI.2 : Diagramme des contraintes.**
- **Figure VI.3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.**
- **Figure VI.4 : Identification du panneau le plus sollicité.**
- **Figure VI.5 : Schéma statique des débords.**
- **Figure VI.6 : Chargement de la nervure suivant  $x-x'$  à l'ELU.**
- **Figure VI.7 : Diagramme des moments fléchissant dans la nervure suivant  $x-x'$  à l'ULE.**
- **Figure VI.8 : Diagramme des efforts tranchants dans la nervure suivant  $x-x'$  à l'ELU.**
- **Figure VI.9 : Chargement de la nervure suivant  $x-x'$  à l'ELS.**
- **Figure VI.10 : Diagramme des moments fléchissant dans la nervure  $x-x'$  à l'ELS.**
- **Figure VI.11 : Chargement de la nervure suivant  $y-y'$  à l'ELU.**
- **Figure VI.12 : Diagramme des moments fléchissant dans la nervure suivant  $y-y'$  à l'ELU.**
- **Figure VI.13 : Diagramme des efforts tranchants dans la nervure suivant  $y-y'$  à l'ELU.**
- **Figure VI.14 : Chargement de la nervure suivant  $y-y'$  à l'ELS.**
- **Figure VI.15 : Diagramme des moments fléchissant dans la nervure suivant  $y-y'$  à l'ELS.**

## **Chapitre VII : Mur plaque.**

- **Figure VII.1 : Schéma statique du mur plaque.**
- **Figure VII.2 : Contraintes exercées sur le mur plaque.**
- **Figure VII.3 : Identification du panneau le plus sollicité.**

# LISTE DES TABLEAUX

## Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.

- Tableau I.1 : Dimensions de l'ouvrage.
- Tableau I.2 : Caractéristiques des aciers.
- Tableau I.3 : Contraintes admissibles d'élasticité des aciers en fonction de  $\gamma_s$ .

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.

- Tableau II.1 : Vérification des conditions de l'RPA dans les poutres.
- Tableau II.2 : Charge permanentes de l'étage terrasse.
- Tableau II.3 : Charges permanentes de l'étage courant.
- Tableau II.4 : Charges permanentes de la dalle pleine.
- Tableau II.5 : Charges permanentes du mur extérieur.
- Tableau II.6 : Charges permanentes du mur intérieur.
- Tableau II.7 : Surcharges d'exploitation.
- Tableau II.8 : Du coefficient de dégression des surcharges  $(3+n / 2n)$ .
- Tableau II.9 : Récapitulatif de la descente de charge.
- Tableau II.10 : Vérification des sections des poteaux par rapport au RPA.
- Tableau II.11 : Vérification des sections des poteaux au flambement.
- Tableau II.12 : Récapitulation des sections adoptée lors du pré-dimensionnement.

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.

- Tableau III.2.1 : poids du garde-corps exercé sur le balcon.
- Tableau III.3.1 : Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle salle machine.
- Tableau III.4.1 : Récapitulatif du chargement exercé sur palier.
- Tableau III.4.2 : Récapitulatif du chargement exercé sur la paillasse.
- Tableau III.4.3 : Récapitulatif du ferraillage adopté aux appuis et en travée

## Chapitre IV : Présentation de ETABS et vérification des conditions de l'RPA2003.

- Tableau IV.1.1 : Charges et surcharges introduites dans le logiciel ETABS.

## Chapitre V : Ferraillage des éléments structuraux.

- Tableau V.1.1 : Sections d'acier minimales et maximales recommandées par le RPA.
- Tableau V.1.2 : Ferraillage des poteaux à l'ELU suivant la direction  $x-x'$ .
- Tableau V.1.3 : Ferraillage des poteaux à l'ELU suivant la direction  $y-y'$ .
- Tableau V.1.4 : Calcul des armatures transversales.
- Tableau V.1.5 : Détermination des zones nodales dans les différentes sections de poteaux.
- Tableau V.1.6 : Vérification du cisaillement dans les poteaux.
- Tableau V.1.7 : Vérification du ferraillage des poteaux à l'ELS suivant  $x-x'$ .
- Tableau V.1.8 : Vérification du ferraillage des poteaux à l'ELS
- Tableau V.1.9 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier à l'ELS selon  $x-x'$ .
- Tableau V.1.10 : Vérification des contraintes dans béton et l'acier à l'ELS selon  $y-y'$ .
- Tableau V.2.1 : Sections minimales d'armatures préconisées par PRA.
- Tableau V.2.2 : Ferraillage des poutres principales et secondaires à l'ELU.

- Tableau V.2.3 : Calcule Armature transversale à l'ELU.
- Tableau V.2.4 : Vérifications des contraintes dans le béton/acier aux poutres principales à l'ELS.
- Tableau V.2.5 : Vérifications des contraintes dans le béton/acier aux poutres secondaires à l'ELS.
- Tableau V.3.1 : Ferrailage du voile (VL1).
- Tableau V.3.2 : Ferrailage du voile (VL2).
- Tableau V.3.3 : Ferrailage du voile (VT1).
- Tableau V.3.4 : Ferrailage du voile (VT2).

## **Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.**

- Tableau VI.1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).
- Tableau VI.2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal).
- Tableau VI.3 : Surface de semelles filantes sous poteaux.
- Tableau VI.4 : Vérification des contraintes suivant x-x' à l'ELS.
- Tableau VI.5 : Vérification des contraintes suivant y-y' à l'ELS.
- Tableau VI.6 : Chargement de la nervure suivant x-x' à l'ELU.

## **Chapitre VII : Mur plaque.**

- Tableau VII.1 : Ferrailage du mur plaque.
- Tableau VII.2 : vérification des contraintes à l'ELS.



# INTRODUCTION GENERALE

Le génie civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions.

Les ingénieurs civils s'occupent de la réalisation, de la réhabilitations d'ouvrages de Construction, d'infrastructures et de superstructures urbaines dont ils assurent la Sécurité et la durabilité afin de répondre aux besoins de la société.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoi souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions. Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que la capacité portante du sol.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au génie civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment (R+8), en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique algérien RPA99 /VERSION 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS.

C'est dans cette voie-là qu'on a essayé de mener ce travail en mettant l'accent sur les différentes étapes qui caractérisent cette étude.

Nous commençons par la présentation de l'ouvrage et des matériaux utilisés notamment le béton et l'acier ; Nous nous intéressons ensuite au pré-dimensionnement des éléments, calcul des élément, l'étude de contreventement, la modélisation et vérifications RPA. Puis nous passerons à l'exploitation des résultats obtenus qui nous permettra de procéder au ferrailage des différents éléments. Par la suite nous passerons à l'élaboration des plans d'exécution.

Au final, nous terminerons par une conclusion qui dressera une synthèse des connaissances acquises ouvrant à des perspectives.

**I. Présentation de l'ouvrage :****I.1. Description de l'ouvrage :**

Notre projet consiste à étudier et à calculer les éléments de résistances d'une structure à ossature mixte en béton armée qui est un bloc d'un programme de logements sociaux participatifs constitué de 8 étages (R+ 8) équipé d'un ascenseur, dont le RDC et le 1<sup>er</sup> étage sont à usage commercial et 7 autres étages à usages d'habitation, avec une terrasse inaccessible.

Ne dépassant pas les 48m, notre structure est classée comme ouvrage courant ou d'importance moyenne, (Groupe 2) (**Article 3.2 du RPA 99 / modifié 2003**). [13].

Il est implanté à Tizi-Ouzou, classée comme zone de moyenne sismicité (Zone IIa) (**Annexe I du RPA 99 / modifié 2003**). [13]

Le bâtiment est composé d'un :

- RDC/ 1<sup>er</sup> étage à usage commercial.
- De 7 étages courants à usage d'habitation.
- D'une terrasse inaccessible.
- D'une cage d'ascenseur allant du RDC jusqu'au 8<sup>ème</sup> étage.
- Acrotère de hauteur  $h = 0.5$  m.

**I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :**

| Etage                                            | Longueur (m) | Largeur (m) | Hauteur (m) |
|--------------------------------------------------|--------------|-------------|-------------|
| RDC                                              | 20.54        | 9.80        | 4.50        |
| Etage courant 1 <sup>er</sup> / 8 <sup>ème</sup> | 20.54        | 12.60       | 3.06        |
| Dalle salle machine                              | 1.50         | 1.70        | 2.55        |
| Total                                            | 20.45        | 12.60       | 31.53       |

**Tableau I.1 : dimensions de l'ouvrage.**

**I.3. Réglementation utilisée :**

L'étude sera menée conformément aux règles suivantes :

. Règles Parasismiques Algériennes (**RPA 99 / version 2003**). [13]

. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (**BAEL 91 révisées 99**) [14].

. Document Technique Réglementaire (**DTR B.C.2.2**) : Charges permanentes et charges d'exploitation [19].

. Document Technique Réglementaire (**DTR B.C 2-41**) : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (**C.B.A. 93**) [12].

**I.4. Eléments composant la structure :****I.4.1. Eléments composant la superstructure :****a) L'ossature :**

On se référant au règlement RPA version 2003, qui exige pour toute structure dépassant une hauteur de 17 m en zone II<sub>a</sub>, et qui est le cas de notre bâtiment (31.53 m), il ya lieu d'introduire des voiles de contreventements ; donc l'ossature est composé de :

- Poteaux et poutres formant un système de portique dans les deux sens (transversales et longitudinales), destiné à reprendre essentiellement les charges verticales et une partie des charges horizontales.
- Voiles porteurs en béton armé disposé dans les deux sens (longitudinale et transversal) constituant ainsi un système de contreventement assurant la rigidité et la stabilité de l'ouvrage.

**b) Les planchers :**

Les plancher sont des aires limitant les différents niveaux d'un bâtiment.ils ont pour rôles essentiels :

- La transmission de différentes charges verticales et horizontales aux éléments structuraux
- Ils assurent l'isolation thermique et acoustique des différents étages (fonction d'isolation).
- la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs,

On distingue deux types de planchers :

**b.1) Planchers en corps creux :**

Ils sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées. Le plancher terrasse inaccessible a une forme de pente de (1%) pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales et sera muni d'un complexe d'étanchéité et d'une isolation thermique.

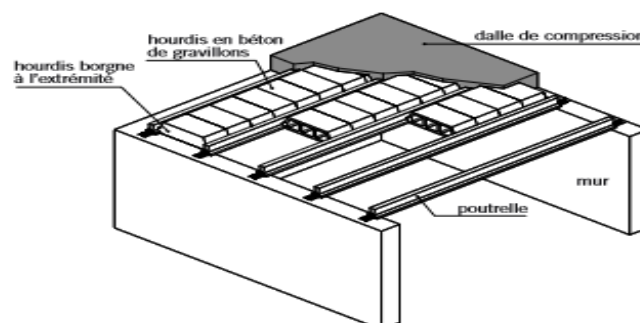


**Figure I.1 : éléments d'un Plancher en corps creux.**

**b.2) Planchers en dalle pleine :**

Prévues lorsqu'il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux et pour les consoles, ainsi que pour celui de la salle machines.

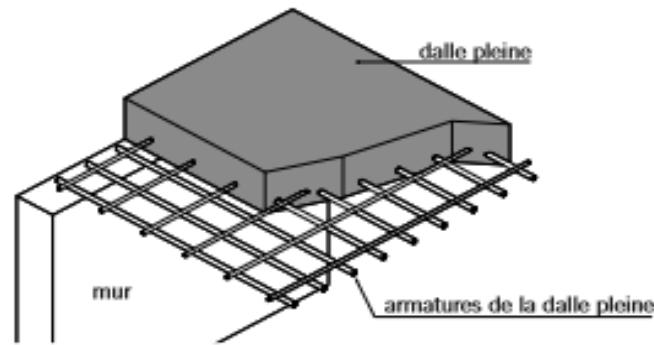


**Figure I.2 : éléments d'un Plancher en dalle pleine.**

**c) Les voiles de contreventement :**

Élément verticaux en béton armé, destinés à reprendre les charges horizontales dues au séisme et une partie des charges verticales.

**d) La maçonnerie :**

- . Les murs extérieurs sont en double cloison composés de deux murs en briques creuses de 10 cm et d'une lame d'air de 5 cm.
- . Les murs intérieur (ou de séparation) sont en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

**e) L'escalier :**

Les escaliers sont des éléments permettant le passage à pied entre les différents niveaux du bâtiment. Ils seront constitués de paillasse et de palier de repos en béton armé qui sont coulés sur place. Dans notre cas, nous disposons d'une cage d'escalier allant du 1<sup>er</sup> étage aux étages courants.

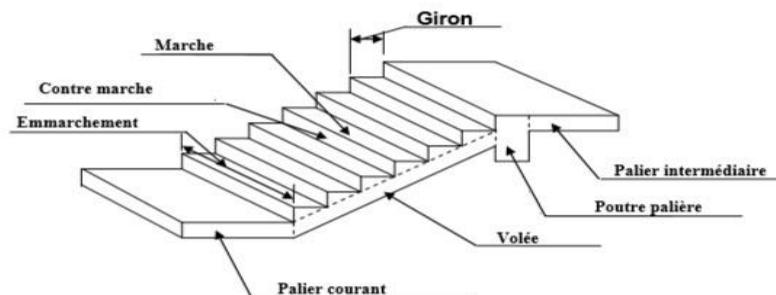


**Figure I.3 : Coupe schématique d'un escalier.**

**f) Les balcons :**

Les balcons de notre bâtiment sont en dalle pleine.

**g) Les revêtements :**

- . Revêtement horizontal : En plâtre pour les plafonds et en carrelage pour les sols.
- . Revêtement vertical : En mortier de ciment pour les murs extérieurs, en plâtre pour les murs intérieurs et en céramique pour les salles d'eau.

**h) La cage d'ascenseur :**

La structure en comporte une.

**i) L'acrotère :**

L'acrotère est un socle disposé aux extrémités et au sommet d'un fronton ; élément en béton armé dont la hauteur est de 50 cm, a pour but un bon façonnage de l'étanchéité, il joue un rôle de sécurité et de garde corps.

**k) Le coffrage :**

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles afin de réduire les opérations manuelles et le temps d'exécution. Quand aux portiques on opte pour un coffrage classique en bois.

**I.4.2. Eléments composant l'infrastructure :**

Les fondations transmettent les charges engendrées par la superstructure au sol. Elles sont divisées en trois catégories (fondations superficielles, semi-profondes et profondes). En général, dans le bâtiment, les fondations utilisées sont les fondations superficielles (semelles isolées, semelles filantes ou radier général).

Le choix du type de fondations dépend du type d'ouvrage à fonder (Donc des charges appliquées à la fondation) et de la qualité du sol (contrainte admissible) déterminée par le rapport de sol après une étude géotechnique.

**I.5. Hypothèse de calcul :**

Dans notre étude les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression du béton à 28 jours :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .
- La résistance à la traction du béton :  $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$ .
- Module d'élasticité longitudinal différé :  $E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$ .
- Module d'élasticité longitudinal instantané :  $E_{ij} = 32164.2 \text{ Mpa}$ .
- Limite élastique du l'acier :  $F_e = 400 \text{ Mpa}$ .

**I.6. Les caractéristiques du sol :**

Le rapport du sol nous a donné une contrainte moyenne qui est :  $\sigma_{\text{sol}} = 2.5 \text{ bars}$ .

**I.7. Caractéristiques mécaniques des matériaux :****I.7.1. Le béton :**

Le béton est un mélange de granulats (sable gravier), d'un liant hydraulique (le ciment) et d'eau de gâchage. Dans la pratique, on doit s'approcher du rapport eau/ciment = 0,5.

La composition du béton doit être conforme aux règles du **BAEL 91 modifié 99 et le RPA2003**, elle sera déterminée au laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leurs provenances.

La masse volumique du béton est  $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$ .

Pour l'établissement des projets dans le cas courant, le béton utilisé est dosé à 350 Kg/m<sup>3</sup> de ciment portland (CPJ 425), destiné à offrir une bonne résistance et une protection efficace des armatures.

- 350 Kg/m<sup>3</sup> de ciment CPJ CEM-II A 425.
- 400 L de sable  $D_g \leq 5\text{mm}$ .
- 800 L de gravillon  $D_g \leq 25\text{ mm}$ .
- 175 L d'eau.

**a) Résistance caractéristique à la compression :**

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge. Elle varie en fonction du diamètre des granulats, du dosage en ciment et de la quantité de l'eau de gâchage.

Cette résistance caractéristique à la compression ( $f_{c28}$ ) est déterminée après plusieurs essais d'écrasement par compression axiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées d'une hauteur de 32 cm et d'un diamètre de 16 cm.

L'article (A.2.1,11 du BAEL 99) [14] stipule que :

**. Pour  $j \leq 28$  jours :**

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

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.}$$

**. Pour  $j > 28$  jours :** Elle est prise conventionnellement égale à :

$$f_{cj} = f_{c28}.$$

Pour l'étude du projet, la valeur de  $f_{c28}$  sera prise comme suit :  **$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .**

**b) Résistance caractéristique à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, notée  $f_{tj}$ , est définie par la relation suivante de l'Article (A.2.1,12 BAEL 99) [14]:

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj}; \text{ pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa.}$$

$$\text{Où : } f_{c28} = 25 \text{ MPa, donc : } \mathbf{f_{t28} = 2.1 \text{ MPa.}}$$

**c) Module d'élasticité :**

Le module d'élasticité représente le rapport entre la contrainte appliquée et la déformation engendrée. On distingue deux modules de déformation :

**c.1) Module de déformation longitudinale :**

Selon la durée d'application des contraintes normales, on distingue deux types de modules de déformation longitudinaux.

**c.1.1) Module de déformation longitudinale instantanée :**

D'après l'article **(A.2.1,21 du BAEL 99) [14]**, lorsque la durée d'application des contraintes est inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantanée du béton ( $E_{ij}$ ) est égal à :

$$E_{ij} = 11000f_{cj}^{1/3} \text{ [MPa]}.$$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $E_{ij} = 32164.20 \text{ MPa}$ .

**c.1.2) Module de déformation longitudinale différée :**

D'après l'article **(A.2.1,22 du BAEL 99) [14]**, lorsque les contraintes appliquées sont de longue durée, le module de déformation longitudinale différée du béton ( $E_{vj}$ ) est égal à :

$$E_{vj} = 3700f_{cj}^{1/3} \text{ [MPa]}.$$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$ .

**c.2) Module de déformation transversale :**

La valeur du module d'élasticité transversale  $G$  est de :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Avec :

$E$  : Module de Young.

$\nu$  : Coefficient de Poisson.

Le coefficient de Poisson est le rapport entre la déformation relative transversale et longitudinale ( $\frac{\xi_t}{\xi_l}$ ).

Les valeurs de ce coefficient sont données par l'article **(A.2.1,3 du BAEL 99) [14]** :

$$\nu = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l}$$

.  $\nu = 0$  Pour un calcul de sollicitations à l'ELU.

.  $\nu = 0.2$  Pour un calcul de déformations à l'ELS.

**d) Notions d'états limites :**

Un état limite est une situation au-delà de laquelle une structure n'assure plus la fonction pour laquelle elle a été conçue. On distingue deux catégories d'états limites :

- . Etat Limite Ultime (ELU).
- . Etat Limite de Service (ELS).

**d.1) Etat limite ultime (ELU) :**

L'état limite ultime est le seuil de résistance mécanique dont le dépassement entraînera la ruine de la structure, il doit être justifié vis-à-vis de :

- . L'équilibre statique (non-renversement).
- . La stabilité de forme (non-flambement).
- . La résistance à la fatigue des matériaux (non-rupture).
- . La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par l'article **(A.4.3.41 du BAEL 99) [14]** :

$$f_{bc} = f_{bu} = \frac{0.85}{\theta \gamma_b} f_{c28}$$

Avec :

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton.

$\gamma_b = 1.5$  (En situation courante).

$\gamma_b = 1.15$  (En situation accidentelle).

$\theta$  : Coefficient en fonction de la durée (t) d'application de l'action considérée.

$\theta = 1$  (Pour  $t > 24$  h).

$\theta = 0.9$  (Pour  $1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h}$ ).

$\theta = 0.85$  (Pour  $t \leq 1 \text{ h}$ ).

Pour  $\gamma_b = 1.5$  et  $\theta = 1$ , on aura  $f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$ . (En situation courante).

Pour  $\gamma_b = 1.15$  et  $\theta = 1$ , on aura  $f_{bc} = 18.48 \text{ MPa}$ . (En situation accidentelle).

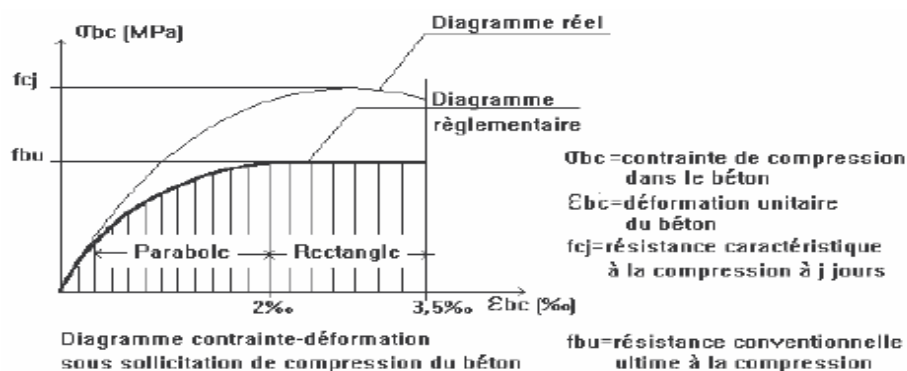


**Figure I.4 : Diagramme parabolique-rectangle des contraintes-déformations du béton à l'ELU.**

Le diagramme est composé :

- . D'une partie parabolique où la déformation relative est limitée à 2 ‰ (Etat élastique).
- . D'une partie rectangulaire où  $2 ‰ \leq \xi_{bc} \leq 3.5 ‰$  (Etat plastique).

**d.2) Etat limite de service (ELS) :**

L'état limite de service est le seuil au-delà duquel, les conditions normales d'exploitation et de durabilité des structures ne sont plus satisfaites (Ouverture des fissures, flèches ou déformations excessives, fatigue des matériaux).

L'article (A.4.5,2 du BAEL 99) [14] stipule que la contrainte de compression du béton ( $\bar{\sigma}_{bc}$ ) est limitée à  $0.6f_{cj}$ .

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$ .

Donc ;  $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ .

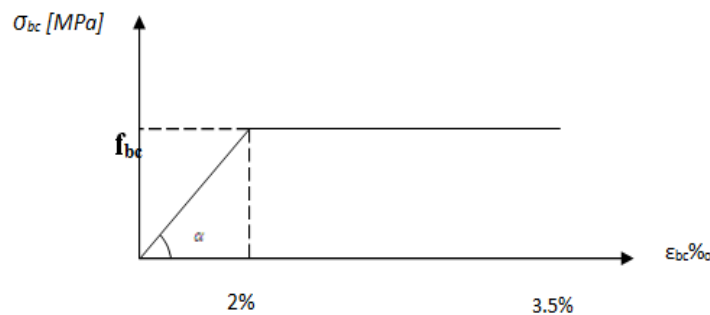


**Figure I.5 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.**

**e) Contrainte limite de cisaillement  $\tau_u$  :**

La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante Article (A.5.1,1 du BAEL 99) [14] :

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

$V_u$  : Effort tranchant ultime agissant sur la section cisailée.

$b_0$  : Largeur de l'âme.

$d$  : Hauteur utile (h-c).

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

**. Cas de fissuration non préjudiciable (Peu nuisible) :**

$$\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}.$$

**. Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :**

$$\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0.15f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}.$$

**I.7.2. L'acier :**

L'acier est un alliage de fer et de carbone (En faible pourcentage), il est utilisé pour reprendre les efforts de traction, de cisaillement et de torsion qui ne peuvent pas être repris par de béton seul. Les aciers sont distingués par leurs nuances et leurs états de surface. En général, trois types sont utilisés :

- . Les ronds lisses (RL).
- . Les aciers à haute adhérences (HA).
- . Les treillis soudé (TS).

Dans notre cas, les trois types d'aciers utilisés sont les suivants :

- . Aciers ronds lisses FeE235, dont la limite d'élasticité  $f_e = 235$  MPa.
- . Aciers haute adhérence FeE400, dont la limite d'élasticité  $f_e = 400$  MPa.
- . Treillis soudé TS520  $\varnothing \leq 6$ mm, dont la limite d'élasticité  $f_e = 520$  MPa.

**a) Caractéristiques de l'acier utilisé :**

| Types d'aciers    | nomination                                            | symbol e | Limite élastique $f_e$ en (MPa) | Coefficient de fissuration $\eta$ | Coefficient de scellement $\psi$ |
|-------------------|-------------------------------------------------------|----------|---------------------------------|-----------------------------------|----------------------------------|
| Acier en barre    | Haute adhérence $f_e E400$                            | HA       | 400                             | 1.6                               | 1.5                              |
| Acier en treillis | Treillis soudé(TS)<br>TL 520, $\varnothing \leq 6$ mm | TS       | 520                             | 1.3                               | 1                                |

**Tableau I.2 : caractéristique des aciers.**

**b) Module d'élasticité longitudinale :**

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier ( $E_s$ ) est donné par l'article (A.2.2,1 du BAEL 99) [14] comme suit :

$$E_s = 200000 \text{ MPa.}$$

Sa valeur est constante quel que soit la nuance de l'acier.

**b. Contrainte limite de l'acier :****b.1) Etat limite ultime (ELU) :**

La contrainte limite ultime de déformation par l'article (A.4.3,2 du BAEL 99) [14] comme suit :

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

$\bar{\sigma}_{st}$  : Contrainte admissible d'élasticité de l'acier.

$f_e$  : Limite d'élasticité.

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité tel que :

- .  $\gamma_s = 1.15$  en situation courante.
- .  $\gamma_s = 1.00$  en situation accidentelle.

. Les résultats de  $\bar{\sigma}_{st}$  pour les aciers utilisés dans notre cas sont résumés dans le tableau ci-dessous :

| Nuances \ Situations              | Courante ( $\gamma_s = 1.15$ )   | Accidentelle ( $\gamma_s = 1.00$ ) |
|-----------------------------------|----------------------------------|------------------------------------|
| <b><math>f_e = 235</math> MPa</b> | $\bar{\sigma}_{st} = 204.35$ MPa | $\bar{\sigma}_{st} = 235$ MPa      |
| <b><math>f_e = 400</math> MPa</b> | $\bar{\sigma}_{st} = 348$ MPa    | $\bar{\sigma}_{st} = 400$ MPa      |
| <b><math>f_e = 520</math> MPa</b> | $\bar{\sigma}_{st} = 452.17$ MPa | $\bar{\sigma}_{st} = 520$ MPa      |

**Tableau I.3 : Contrainte admissible d'élasticité des aciers en fonction de  $\gamma_s$ .**

Le diagramme contrainte-déformation à considérer est celui :

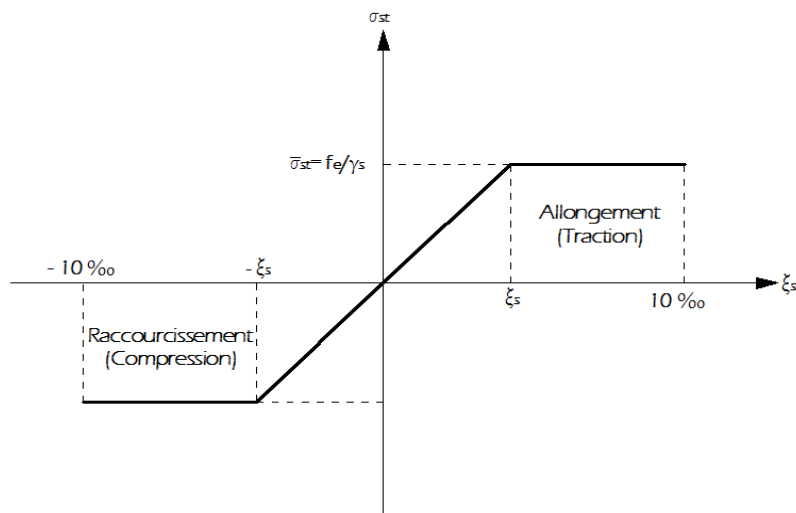


**Figure I.6 : Diagramme contraintes-déformations des aciers à l'ELU.**

### b.2. Etat limite de service (ELS) :

Les États Limites de Service (ELS) correspondent à des états de la structure, causant des dommages limités ou à des conditions au-delà desquelles les exigences d'aptitude au service spécifiées pour la structure ou un élément de la structure ne sont plus satisfaites (fonctionnement de la structure ou des éléments structuraux, confort des personnes, aspect de la construction).

Ils sont relatifs aux critères d'utilisation courants : déformations, vibrations, durabilité. Leur dépassement peut entraîner des dommages à la structure mais pas sa ruine.

Les états limites de service courant concernent :

- . La limitation des contraintes.
- . La maîtrise de la fissuration.
- . La limitation des flèches.

Les vérifications consistent à s'assurer que la valeur de calcul de l'effet des actions est inférieure à la valeur limite de calcul du critère d'aptitude au service considéré.

A fin de réduire le risque d'apparition des fissures et pour limiter l'importance de l'ouverture de celle-ci on est amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service (**Art. A.4.5.3, BAEL 99**).

On distingue trois cas de fissuration :

### **b.2.1) Cas de fissuration peu préjudiciable :**

Cas d'ouvrage situé en milieu peu agressif il s'agit d'élément situé dans les locaux clos et couverts aucune vérification sur les aciers n'est à faire  $\sigma_{st} \leq f_e / \gamma_s$  (**A.4.5,32/BAEL99**).

Pour éviter des fissurations il convient de :

- Utiliser le gros diamètre que dans la pièce suffisamment épaisse.
- Éviter les petits diamètres dans les pièces exposées aux intempéries.
- Prévoir le plus grand nombre de barres avec un enrobage suffisant.

### **b.2.2) Cas de fissuration préjudiciable :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries à des condensations ou peuvent être alternativement noyés et immergés en eau douce.

Dans ce cas la contrainte de traction dans les armatures, conformément à l'article (**Art A.4. 5,33/ BAEL99**) doit vérifier :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}.$$

Avec :

$\eta$  : Coefficient de fissuration tel que :

$\eta = 1$  pour les ronds lisses.

$\eta = 1.3$  pour les aciers de haute adhérence ( $\Phi < 6$  mm).

$\eta = 1.6$  pour les aciers de haute adhérence ( $\Phi > 6$  mm).

### **b.2.3) Cas de fissuration très préjudiciable :**

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments mis en œuvre sont exposés à un milieu agressif (eau de mer, atmosphère marine telle que embruns et brouillards salins, eau très pure, gaz ou sol particulièrement corrosifs) ou bien doivent assurer une étanchéité.

Dans ce cas, la contrainte de traction dans les armatures, conformément à l'article (**Art A.4. 5, 33/ BAEL91**) doit vérifier :

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{n f_{tj}} \right\}.$$

$\eta$  : coefficient de fissuration.

Soit :

$\bar{\sigma}_{st} = 130$  MPa pour les RL.

$\bar{\sigma}_{st} = 165$  MPa pour les HA.

Le diagramme contrainte-déformation dans les aciers est comme suit :

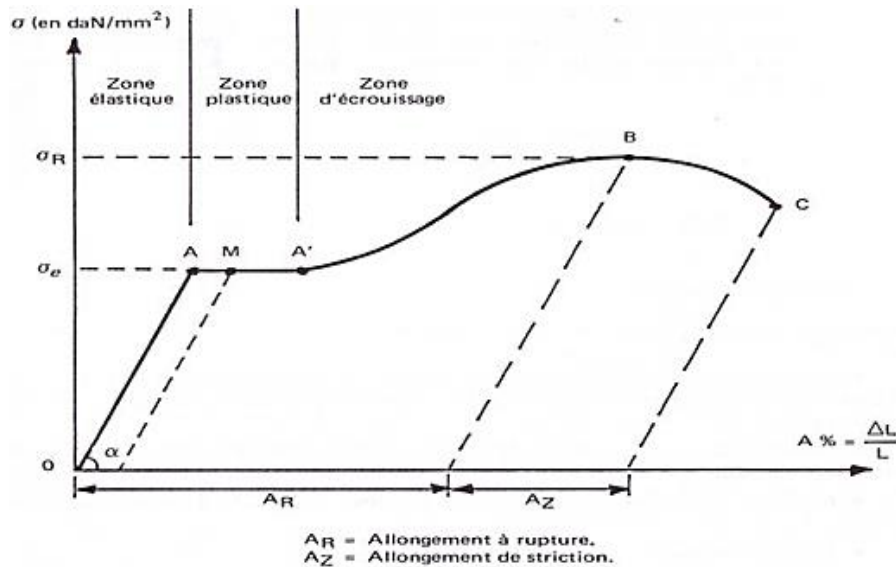


Figure I.7 : Diagramme contrainte-déformation dans les aciers.

On sollicite une éprouvette en traction uni-axiale jusqu'à la rupture pour déterminer les caractéristiques mécaniques de l'acier et on déduit le diagramme suivant :

Zone OA : Domaine d'élasticité linéaire.

Zone AA' : Domaine de ductilité.

Zone A'B : Domaine de raffermissement.

Zone BC : Domaine de striction.

$\sigma_r$  : résistance à la rupture.

$\sigma_e$  : limite d'élasticité.

### I.7.3. Protection d'armatures: (art A. 7-2 4 BAEL 91).

L'enrobage (c) des armatures permet de maîtriser la pérennité (durabilité) des ouvrages aux phénomènes de corrosion et donc leur durée de service. Ainsi, il est possible de placer les armatures hors d'atteinte des agents agressifs en les protégeant par une épaisseur suffisante d'un béton compact.

- $c \geq 5\text{cm}$  : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- $c \geq 3\text{cm}$  : Pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- $c \geq 1\text{cm}$  : pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.



**I. Présentation de l'ouvrage :****I.1. Description de l'ouvrage :**

Notre projet consiste à étudier et à calculer les éléments de résistances d'une structure à ossature mixte en béton armé qui est un bloc d'un programme de logements sociaux participatifs constitué de 8 étages (R+ 8) équipé d'un ascenseur, dont le RDC et le 1<sup>er</sup> étage sont à usage commercial et 7 autres étages à usages d'habitation, avec une terrasse inaccessible.

Ne dépassant pas les 48m, notre structure est classée comme ouvrage courant ou d'importance moyenne, (Groupe 2) (**Article 3.2 du RPA 99 / modifié 2003**). [13].

Il est implanté à Tizi-Ouzou, classée comme zone de moyenne sismicité (Zone IIa) (**Annexe I du RPA 99 / modifié 2003**). [13]

Le bâtiment est composé d'un :

- RDC/ 1<sup>er</sup> étage à usage commercial.
- De 7 étages courants à usage d'habitation.
- D'une terrasse inaccessible.
- D'une cage d'ascenseur allant du RDC jusqu'au 8<sup>ème</sup> étage.
- Acrotère de hauteur  $h = 0.5$  m.

**I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :**

| Etage                                            | Longueur (m) | Largeur (m) | Hauteur (m) |
|--------------------------------------------------|--------------|-------------|-------------|
| RDC                                              | 20.54        | 9.80        | 4.50        |
| Etage courant 1 <sup>er</sup> / 8 <sup>ème</sup> | 20.54        | 12.60       | 3.06        |
| Salle machine                                    | 4.95         | 5.15        | 2.55        |
| Total                                            | 20.54        | 12.60       | 31.53       |

**Tableau I.1 : dimensions de l'ouvrage.**

**I.3. Réglementation utilisée :**

L'étude sera menée conformément aux règles suivantes :

. Règles Parasismiques Algériennes (**RPA 99 / version 2003**). [13]

. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (**BAEL 91 révisées 99**) [14].

. Document Technique Réglementaire (**DTR B.C.2.2**) : Charges permanentes et charges d'exploitation [19].

. Document Technique Réglementaire (**DTR B.C 2-41**) : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (**C.B.A. 93**) [12].

**I.4. Eléments composant la structure :****I.4.1. Eléments composant la superstructure :****a) L'ossature :**

On se référant au règlement RPA version 2003, qui exige pour toute structure dépassant une hauteur de 17 m en zone II<sub>a</sub>, et qui est le cas de notre bâtiment (31.53 m), il ya lieu d'introduire des voiles de contreventements ; donc l'ossature est composé de :

- Poteaux et poutres formant un système de portique dans les deux sens (transversales et longitudinales), destiné à reprendre essentiellement les charges verticales et une partie des charges horizontales.
- Voiles porteurs en béton armé disposé dans les deux sens (longitudinale et transversal) constituant ainsi un système de contreventement assurant la rigidité et la stabilité de l'ouvrage.

**b) Les planchers :**

Les plancher sont des aires limitant les différents niveaux d'un bâtiment.ils ont pour rôles essentiels :

- La transmission de différentes charges verticales et horizontales aux éléments structuraux
- Ils assurent l'isolation thermique et acoustique des différents étages (fonction d'isolation).
- la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs,

On distingue deux types de planchers :

**b.1) Planchers en corps creux :**

Ils sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées. Le plancher terrasse inaccessible a une forme de pente de (1%) pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales et sera muni d'un complexe d'étanchéité et d'une isolation thermique.

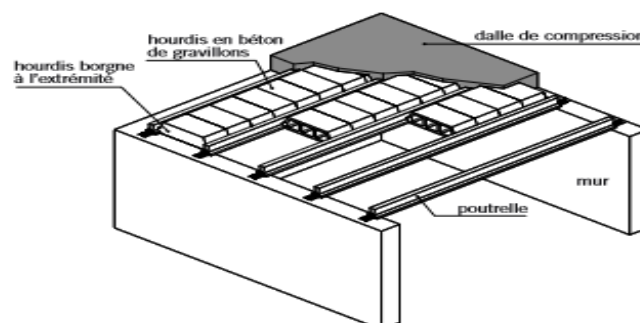


**Figure I.1 : éléments d'un Plancher en corps creux.**

**b.2) Planchers en dalle pleine :**

Prévues lorsqu'il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux et pour les consoles, ainsi que pour celui de la salle machines.

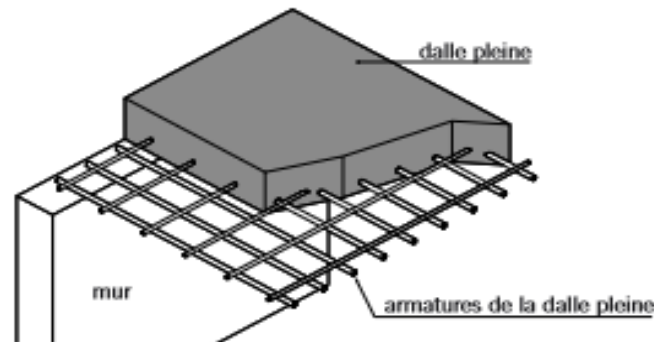


**Figure I.2 : éléments d'un Plancher en dalle pleine.**

**c) Les voiles de contreventement :**

Élément verticaux en béton armé, destinés à reprendre les charges horizontales dues au séisme et une partie des charges verticales.

**d) La maçonnerie :**

- . Les murs extérieurs sont en double cloison composés de deux murs en briques creuses de 10 cm et d'une lame d'air de 5 cm.
- . Les murs intérieur (ou de séparation) sont en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

**e) L'escalier :**

Les escaliers sont des éléments permettant le passage à pied entre les différents niveaux du bâtiment. Ils seront constitués de paillasse et de palier de repos en béton armé qui sont coulés sur place. Dans notre cas, nous disposons d'une cage d'escalier allant du 1<sup>er</sup> étage aux étages courants.

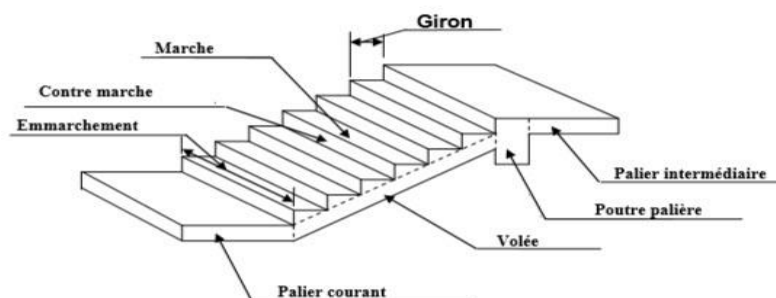


**Figure I.3 : Coupe schématique d'un escalier.**

**f) Les balcons :**

Les balcons de notre bâtiment sont en dalle pleine.

**g) Les revêtements :**

- . Revêtement horizontal : En plâtre pour les plafonds et en carrelage pour les sols.
- . Revêtement vertical : En mortier de ciment pour les murs extérieurs, en plâtre pour les murs intérieurs et en céramique pour les salles d'eau.

**h) La cage d'ascenseur :**

La structure en comporte une.

**i) L'acrotère :**

L'acrotère est un socle disposé aux extrémités et au sommet d'un fronton ; élément en béton armé dont la hauteur est de 50 cm, a pour but un bon façonnage de l'étanchéité, il joue un rôle de sécurité et de garde corps.

**k) Le coffrage :**

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles afin de réduire les opérations manuelles et le temps d'exécution. Quand aux portiques on opte pour un coffrage classique en bois.

**I.4.2. Eléments composant l'infrastructure :**

Les fondations transmettent les charges engendrées par la superstructure au sol. Elles sont divisées en trois catégories (fondations superficielles, semi-profondes et profondes). En général, dans le bâtiment, les fondations utilisées sont les fondations superficielles (semelles isolées, semelles filantes ou radier général).

Le choix du type de fondations dépend du type d'ouvrage à fonder (Donc des charges appliquées à la fondation) et de la qualité du sol (contrainte admissible) déterminée par le rapport de sol après une étude géotechnique.

**I.5. Hypothèse de calcul :**

Dans notre étude les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression du béton à 28 jours :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .
- La résistance à la traction du béton :  $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$ .
- Module d'élasticité longitudinal différé :  $E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$ .
- Module d'élasticité longitudinal instantané :  $E_{ij} = 32164.2 \text{ Mpa}$ .
- Limite élastique du l'acier :  $F_e = 400 \text{ Mpa}$ .

**I.6. Les caractéristiques du sol :**

Le rapport du sol nous a donné une contrainte moyenne qui est :  $\sigma_{\text{sol}} = 2.5 \text{ bars}$ .

**I.7. Caractéristiques mécaniques des matériaux :****I.7.1. Le béton :**

Le béton est un mélange de granulats (sable gravier), d'un liant hydraulique (le ciment) et d'eau de gâchage. Dans la pratique, on doit s'approcher du rapport eau/ciment = 0,5.

La composition du béton doit être conforme aux règles du **BAEL 91 modifié 99 et le RPA2003**, elle sera déterminée au laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leurs provenances.

La masse volumique du béton est  $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$ .

Pour l'établissement des projets dans le cas courant, le béton utilisé est dosé à 350 Kg/m<sup>3</sup> de ciment portland (CPJ 425), destiné à offrir une bonne résistance et une protection efficace des armatures.

- 350 Kg/m<sup>3</sup> de ciment CPJ CEM-II A 425.
- 400 L de sable  $D_g \leq 5\text{mm}$ .
- 800 L de gravillon  $D_g \leq 25\text{ mm}$ .
- 175 L d'eau.

**a) Résistance caractéristique à la compression :**

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge. Elle varie en fonction du diamètre des granulats, du dosage en ciment et de la quantité de l'eau de gâchage.

Cette résistance caractéristique à la compression ( $f_{c28}$ ) est déterminée après plusieurs essais d'écrasement par compression axiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées d'une hauteur de 32 cm et d'un diamètre de 16 cm.

L'article **(A.2.1,11 du BAEL 99) [14]** stipule que :

**. Pour  $j \leq 28$  jours :**

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

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40+ 0.95j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.}$$

**. Pour  $j > 28$  jours :** Elle est prise conventionnellement égale à :

$$f_{cj} = f_{c28}.$$

Pour l'étude du projet, la valeur de  $f_{c28}$  sera prise comme suit :  **$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .**

**b) Résistance caractéristique à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, notée  $f_{tj}$ , est définie par la relation suivante de l'Article **(A.2.1,12 BAEL 99) [14]**:

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj}; \text{ pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa.}$$

$$\text{Où : } f_{c28} = 25 \text{ MPa, donc : } \mathbf{f_{t28} = 2.1 \text{ MPa.}}$$

**c) Module d'élasticité :**

Le module d'élasticité représente le rapport entre la contrainte appliquée et la déformation engendrée. On distingue deux modules de déformation :

**c.1) Module de déformation longitudinale :**

Selon la durée d'application des contraintes normales, on distingue deux types de modules de déformation longitudinaux.

**c.1.1) Module de déformation longitudinale instantanée :**

D'après l'article (A.2.1,21 du BAEL 99) [14], lorsque la durée d'application des contraintes est inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantanée du béton ( $E_{ij}$ ) est égal à :

$$E_{ij} = 11000f_{cj}^{1/3} \text{ [MPa]}.$$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $E_{ij} = 32164.20 \text{ MPa}$ .

**c.1.2) Module de déformation longitudinale différée :**

D'après l'article (A.2.1,22 du BAEL 99) [14], lorsque les contraintes appliquées sont de longue durée, le module de déformation longitudinale différée du béton ( $E_{vj}$ ) est égal à :

$$E_{vj} = 3700f_{cj}^{1/3} \text{ [MPa]}.$$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$ .

**c.2) Module de déformation transversale :**

La valeur du module d'élasticité transversale  $G$  est de :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Avec :

$E$  : Module de Young.

$\nu$  : Coefficient de Poisson.

Le coefficient de Poisson est le rapport entre la déformation relative transversale et longitudinale ( $\frac{\xi_t}{\xi_l}$ ).

Les valeurs de ce coefficient sont données par l'article (A.2.1,3 du BAEL 99) [14] :

$$\nu = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l}$$

.  $\nu = 0$  Pour un calcul de sollicitations à l'ELU.

.  $\nu = 0.2$  Pour un calcul de déformations à l'ELS.

**d) Notions d'états limites :**

Un état limite est une situation au-delà de laquelle une structure n'assure plus la fonction pour laquelle elle a été conçue. On distingue deux catégories d'états limites :

- . Etat Limite Ultime (ELU).
- . Etat Limite de Service (ELS).

**d.1) Etat limite ultime (ELU) :**

L'état limite ultime est le seuil de résistance mécanique dont le dépassement entraînera la ruine de la structure, il doit être justifié vis-à-vis de :

- . L'équilibre statique (non-renversement).
- . La stabilité de forme (non-flambement).
- . La résistance à la fatigue des matériaux (non-rupture).
- . La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par l'article **(A.4.3.41 du BAEL 99) [14]** :

$$f_{bc} = f_{bu} = \frac{0.85}{\theta \gamma_b} f_{c28}$$

Avec :

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton.

$\gamma_b = 1.5$  (En situation courante).

$\gamma_b = 1.15$  (En situation accidentelle).

$\theta$  : Coefficient en fonction de la durée (t) d'application de l'action considérée.

$\theta = 1$  (Pour  $t > 24$  h).

$\theta = 0.9$  (Pour  $1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h}$ ).

$\theta = 0.85$  (Pour  $t \leq 1 \text{ h}$ ).

Pour  $\gamma_b = 1.5$  et  $\theta = 1$ , on aura  $f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$ . (En situation courante).

Pour  $\gamma_b = 1.15$  et  $\theta = 1$ , on aura  $f_{bc} = 18.48 \text{ MPa}$ . (En situation accidentelle).

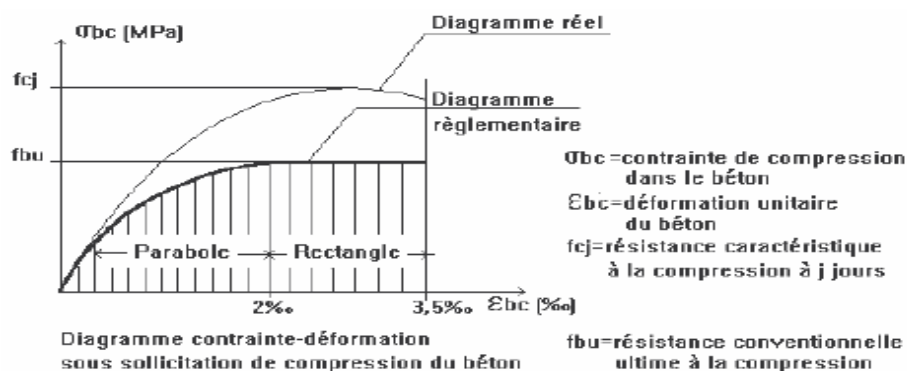


**Figure I.4 : Diagramme parabolique-rectangle des contraintes-déformations du béton à l'ELU.**

Le diagramme est composé :

- . D'une partie parabolique où la déformation relative est limitée à 2 ‰ (Etat élastique).
- . D'une partie rectangulaire où  $2 ‰ \leq \xi_{bc} \leq 3.5 ‰$  (Etat plastique).

**d.2) Etat limite de service (ELS) :**

L'état limite de service est le seuil au-delà duquel, les conditions normales d'exploitation et de durabilité des structures ne sont plus satisfaites (Ouverture des fissures, flèches ou déformations excessives, fatigue des matériaux).

L'article (A.4.5,2 du BAEL 99) [14] stipule que la contrainte de compression du béton ( $\bar{\sigma}_{bc}$ ) est limitée à  $0.6f_{cj}$ .

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$ .

Donc ;  $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ .

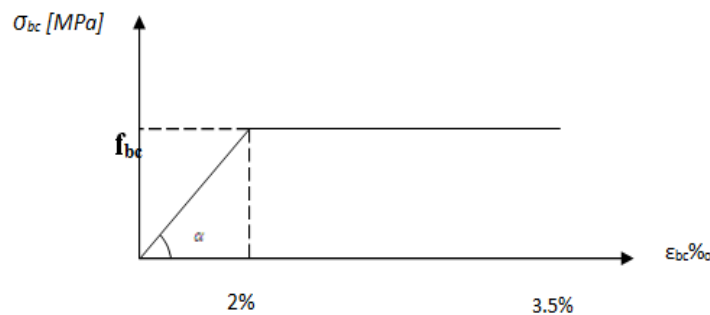


**Figure I.5 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.**

**e) Contrainte limite de cisaillement  $\tau_u$  :**

La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante Article (A.5.1,1 du BAEL 99) [14] :

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

$V_u$  : Effort tranchant ultime agissant sur la section cisailée.

$b_0$  : Largeur de l'âme.

$d$  : Hauteur utile (h-c).

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

**. Cas de fissuration non préjudiciable (Peu nuisible) :**

$$\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}.$$

**. Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :**

$$\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0.15f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}.$$

**I.7.2. L'acier :**

L'acier est un alliage de fer et de carbone (En faible pourcentage), il est utilisé pour reprendre les efforts de traction, de cisaillement et de torsion qui ne peuvent pas être repris par de béton seul. Les aciers sont distingués par leurs nuances et leurs états de surface. En général, trois types sont utilisés :

- . Les ronds lisses (RL).
- . Les aciers à haute adhérences (HA).
- . Les treillis soudé (TS).

Dans notre cas, les trois types d'aciers utilisés sont les suivants :

- . Aciers ronds lisses FeE235, dont la limite d'élasticité  $f_e = 235$  MPa.
- . Aciers haute adhérence FeE400, dont la limite d'élasticité  $f_e = 400$  MPa.
- . Treillis soudé TS520  $\varnothing \leq 6$ mm, dont la limite d'élasticité  $f_e = 520$  MPa.

**a) Caractéristiques de l'acier utilisé :**

| Types d'aciers    | nomination                                            | symbol e | Limite élastique $f_e$ en (MPa) | Coefficient de fissuration $\eta$ | Coefficient de scellement $\psi$ |
|-------------------|-------------------------------------------------------|----------|---------------------------------|-----------------------------------|----------------------------------|
| Acier en barre    | Haute adhérence $f_e E400$                            | HA       | 400                             | 1.6                               | 1.5                              |
| Acier en treillis | Treillis soudé(TS)<br>TL 520, $\varnothing \leq 6$ mm | TS       | 520                             | 1.3                               | 1                                |

**Tableau I.2 : caractéristique des aciers.**

**b) Module d'élasticité longitudinale :**

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier ( $E_s$ ) est donné par l'article (A.2.2,1 du BAEL 99) [14] comme suit :

$$E_s = 200000 \text{ MPa.}$$

Sa valeur est constante quel que soit la nuance de l'acier.

**b. Contrainte limite de l'acier :****b.1) Etat limite ultime (ELU) :**

La contrainte limite ultime de déformation par l'article (A.4.3,2 du BAEL 99) [14] comme suit :

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

$\bar{\sigma}_{st}$  : Contrainte admissible d'élasticité de l'acier.

$f_e$  : Limite d'élasticité.

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité tel que :

- .  $\gamma_s = 1.15$  en situation courante.
- .  $\gamma_s = 1.00$  en situation accidentelle.

. Les résultats de  $\bar{\sigma}_{st}$  pour les aciers utilisés dans notre cas sont résumés dans le tableau ci-dessous :

| Nuances \ Situations              | Courante ( $\gamma_s = 1.15$ )   | Accidentelle ( $\gamma_s = 1.00$ ) |
|-----------------------------------|----------------------------------|------------------------------------|
| <b><math>f_e = 235</math> MPa</b> | $\bar{\sigma}_{st} = 204.35$ MPa | $\bar{\sigma}_{st} = 235$ MPa      |
| <b><math>f_e = 400</math> MPa</b> | $\bar{\sigma}_{st} = 348$ MPa    | $\bar{\sigma}_{st} = 400$ MPa      |
| <b><math>f_e = 520</math> MPa</b> | $\bar{\sigma}_{st} = 452.17$ MPa | $\bar{\sigma}_{st} = 520$ MPa      |

**Tableau I.3 : Contrainte admissible d'élasticité des aciers en fonction de  $\gamma_s$ .**

Le diagramme contrainte-déformation à considérer est celui :

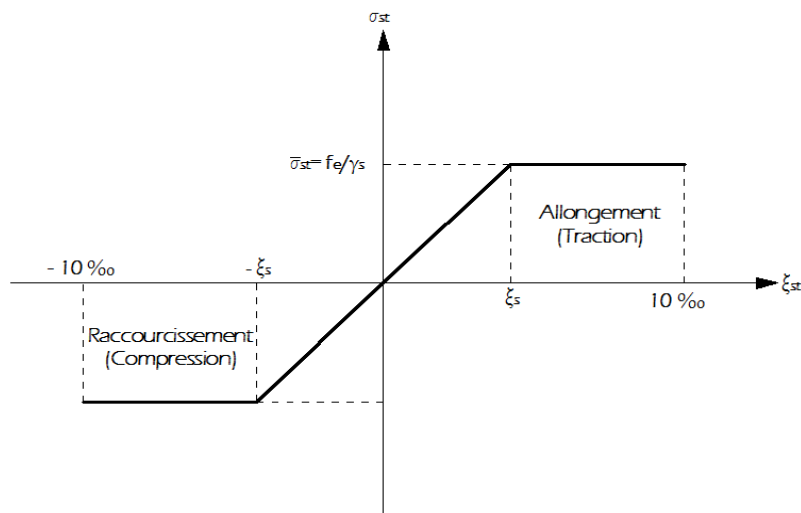


**Figure I.6 : Diagramme contraintes-déformations des aciers à l'ELU.**

## b.2. Etat limite de service (ELS) :

Les États Limites de Service (ELS) correspondent à des états de la structure, causant des dommages limités ou à des conditions au-delà desquelles les exigences d'aptitude au service spécifiées pour la structure ou un élément de la structure ne sont plus satisfaites (fonctionnement de la structure ou des éléments structuraux, confort des personnes, aspect de la construction).

Ils sont relatifs aux critères d'utilisation courants : déformations, vibrations, durabilité. Leur dépassement peut entraîner des dommages à la structure mais pas sa ruine.

Les états limites de service courant concernent :

- . La limitation des contraintes.
- . La maîtrise de la fissuration.
- . La limitation des flèches.

Les vérifications consistent à s'assurer que la valeur de calcul de l'effet des actions est inférieure à la valeur limite de calcul du critère d'aptitude au service considéré.

A fin de réduire le risque d'apparition des fissures et pour limiter l'importance de l'ouverture de celle-ci on est amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service (**Art. A.4.5.3, BAEL 99**).

On distingue trois cas de fissuration :

### **b.2.1) Cas de fissuration peu préjudiciable :**

Cas d'ouvrage situé en milieu peu agressif il s'agit d'élément situé dans les locaux clos et couverts aucune vérification sur les aciers n'est à faire  $\sigma_{st} \leq f_e / \gamma_s$  (**A.4.5,32/BAEL99**).

Pour éviter des fissurations il convient de :

- Utiliser le gros diamètre que dans la pièce suffisamment épaisse.
- Éviter les petits diamètres dans les pièces exposées aux intempéries.
- Prévoir le plus grand nombre de barres avec un enrobage suffisant.

### **b.2.2) Cas de fissuration préjudiciable :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries à des condensations ou peuvent être alternativement noyés et immergés en eau douce.

Dans ce cas la contrainte de traction dans les armatures, conformément à l'article (**Art A.4.5,33/ BAEL99**) doit vérifier :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}.$$

Avec :

$\eta$  : Coefficient de fissuration tel que :

$\eta = 1$  pour les ronds lisses.

$\eta = 1.3$  pour les aciers de haute adhérence ( $\Phi < 6$  mm).

$\eta = 1.6$  pour les aciers de haute adhérence ( $\Phi > 6$  mm).

### **b.2.3) Cas de fissuration très préjudiciable :**

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments mis en œuvre sont exposés à un milieu agressif (eau de mer, atmosphère marine telle que embruns et brouillards salins, eau très pure, gaz ou sol particulièrement corrosifs) ou bien doivent assurer une étanchéité.

Dans ce cas, la contrainte de traction dans les armatures, conformément à l'article (**Art A.4.5, 33/ BAEL91**) doit vérifier :

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{n f_{tj}} \right\}.$$

$\eta$  : coefficient de fissuration.

Soit :

$\bar{\sigma}_{st} = 130 \text{ MPa}$  pour les RL.

$\bar{\sigma}_{st} = 165 \text{ MPa}$  pour les HA.

Le diagramme contrainte-déformation dans les aciers est comme suit :

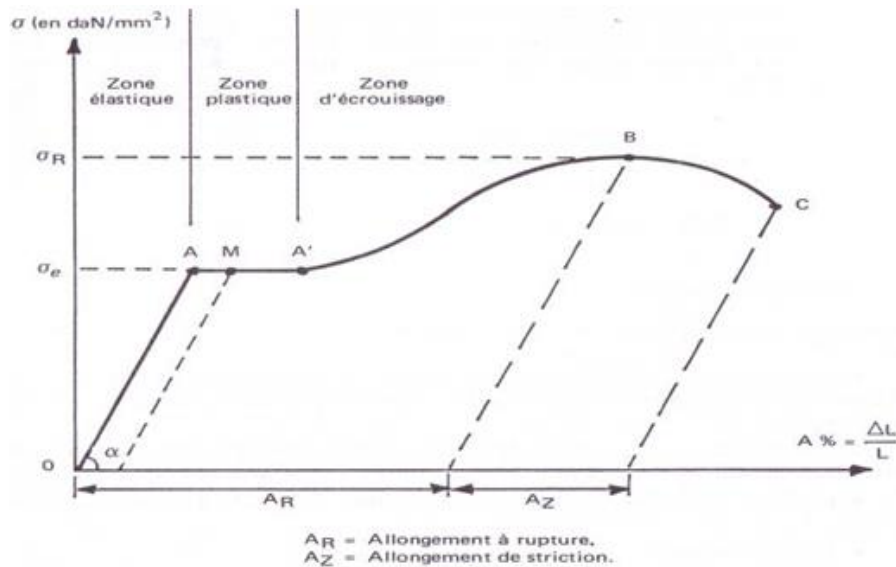


**Figure I.7 : Diagramme contrainte-déformation dans les aciers.**

On sollicite une éprouvette en traction uni-axiale jusqu'à la rupture pour déterminer les caractéristiques mécaniques de l'acier et on déduit le diagramme suivant :

Zone OA : Domaine d'élasticité linéaire.

Zone AA' : Domaine de ductilité.

Zone A'B : Domaine de raffermissement.

Zone BC : Domaine de striction.

$\sigma_r$  : résistance à la rupture.

$\sigma_e$  : limite d'élasticité.

### **I.7.3. Protection d'armatures: (art A. 7-2 4 BAEL 91).**

L'enrobage (c) des armatures permet de maîtriser la pérennité (durabilité) des ouvrages aux phénomènes de corrosion et donc leur durée de service. Ainsi, il est possible de placer les armatures hors d'atteinte des agents agressifs en les protégeant par une épaisseur suffisante d'un béton compact.

- $c \geq 5 \text{ cm}$  : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- $c \geq 3 \text{ cm}$  : Pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- $c \geq 1 \text{ cm}$  : pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.



## II. Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but de définir les dimensions des différents éléments de la structure (planchers, poteaux, poutres, voiles...etc.) Ces dimensions sont choisies selon les exigences réglementaires du l'**RPA99 version 2003** et **BAEL91/99** afin d'assurer la stabilité et la résistance de l'ouvrage.

### II.1. Pré dimensionnement des planchers :

#### II.1.1. Plancher en corps creux :

Le plancher est une paroi horizontale de la construction séparant deux niveaux d'un bâtiment, Il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferrillée de treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placées dans le sens de la petite Portée.

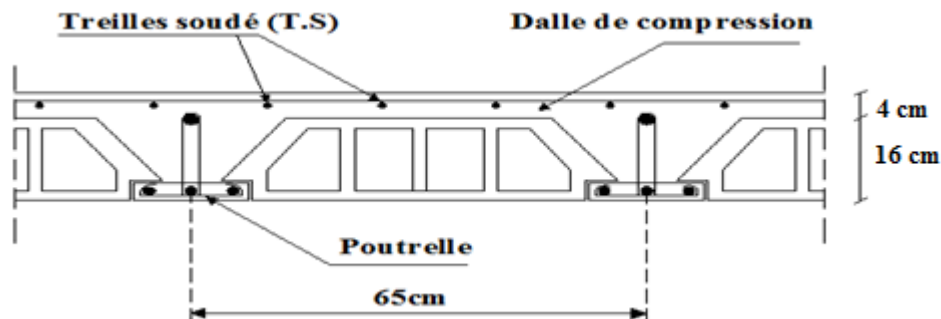


Figure II.1 : Coupe d'un plancher en corps creux.

La hauteur  $h_t$  du plancher en corps creux est donnée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad (\text{Art B.6.8.424 BAEL91modifié 99}).$$

Avec :

- $L_{\max}$  : la plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles.
- $h_t$  : Epaisseur de la dalle (hauteur totale du plancher).

Donc :  $L_{\max} = 450 - 45 - 25 = 380 \text{ cm}$ .

On prend un poteau de la section  $(25 \times 25) \text{ cm}^2$  qui est la section minimale exigée par le RPA99 modifié 2003 dans la zone IIa.

$$h_t \geq \frac{380}{22.5} = 16.88 \text{ cm}.$$

On adopte un plancher de type **(16+4)**, composé d'un corps creux de 16 cm et d'une dalle de compression de 4 cm.

**II.1.2. Plancher en dalle pleine :**

Ce sont des plaques minces dont l'épaisseur est moins importante comparée aux autres dimensions, leur épaisseur est déterminée selon leur portée ainsi que les conditions suivantes :

- la résistance à la flexion.
- l'isolation acoustique.
- la résistance au feu.

**II.1.2.1. Condition de flexion :**

Épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{l_0}{10} \quad (\text{Art B.6.5.1 BAEL91 modifié 99}).$$

Avec :

$L_0$  : portée libre du balcon.

$e$  : épaisseur de la dalle.

Donc :  $e \geq \frac{140}{10} = 14 \text{ cm.}$  On adopte :  $e = 15 \text{ cm.}$

**II.1.2.2. Résistance au feu**

- $e_p = 7 \text{ cm}$  : pour une heure de résistance au feu.
- $e_p = 11 \text{ cm}$  : pour deux heures de résistance au feu.
- $e_p = 17.5 \text{ cm}$  : pour quatre heures de résistance au feu.

$e_p$  : épaisseur de la dalle pleine

On opte :  **$e = 15 \text{ cm.}$**

**II.2. Les poutres :**

Les poutres sont des éléments barres en béton armé isolées sur place, elles servent souvent d'intermédiaire dans la transmission des charges et surcharges entre les planchers et les éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles). Les dimensions des poutres sont définies en fonction de leurs portées  $L$  et sont données par référence du BAEL comme suit :

**Hauteur  $h$  :**  $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$

**Largeur  $b$  :**  $0.4h \leq b \leq 0.7h$

Avec :

- $L$  : portée de la poutre.
- $b$  : La largeur de la poutre.
- $h$  : la hauteur totale de la poutre.

Selon le **RPA 99V2003**. Article 7.5.1; les poutres doivent respecter les conditions ci-après :

**La largeur :**  $b \geq 20 \text{ cm}$

**La hauteur :**  $h \geq 30 \text{ cm}$ .

**Le rapport :**  $\frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm}$ .

On distingue les poutres principales qui servent comme appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

**a) Poutres principales :**

- **Hauteur h :**

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$L = 465 - 25 = 440 \text{ cm}.$$

$$\frac{440}{15} \leq h \leq \frac{440}{10} \rightarrow 29.33 \text{ cm} \leq h \leq 44 \text{ cm}.$$

On prend **h = 40 cm**.

- **La largeur b :**

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

$$0.4(40) \leq b \leq 0.7(40) \rightarrow 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}.$$

On prend : **b = 30 cm**.

**b) Poutre secondaires (y compris les poutres de chainages/palières) :**

- **Hauteur h :**

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$L = 450 - 25 = 425 \text{ cm}.$$

$$\frac{425}{15} \leq h \leq \frac{425}{10} \rightarrow 28.33 \text{ cm} \leq h \leq 42.5 \text{ cm}.$$

On prend : **h = 35 cm**.

- **La largeur b :**

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

$$0.4(35) \leq b \leq 0.7(35) \rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}.$$

On prend : **b = 25 cm**.

**Remarque :**

Les mêmes dimensions seront adoptées pour les poutres de chainages et les palières du fait qu'elles sont dans la même direction (même portées des travées dans la direction x-x') que les poutres secondaires.

**II.2.1. Vérification des exigences RPA : (Art.7.5.1 du RPA99 modifié 2003).**

| Conditions RPA         | Poutres principales | Poutres secondaires | vérifications |
|------------------------|---------------------|---------------------|---------------|
| $h \geq 30 \text{ cm}$ | 40 cm               | 35 cm               | CV            |
| $b \geq 20 \text{ cm}$ | 35 cm               | 25 cm               | CV            |
| $h/b \leq 4$           | 1.33                | 1.4                 | CV            |
| $b_{\max} < 1.5h+b$    | $30 < 85$           | $25 < 77.5$         | CV            |

**Tableau II.1 : Vérifications des conditions de l'RPA dans les poutres.**

Finalement, les dimensions adoptées pour les poutres sont les suivantes :

- **Poutres principales : (30×40) cm<sup>2</sup>.**
- **Poutres secondaires (y compris les poutres de chainages/ palières): (35×25) cm<sup>2</sup>.**

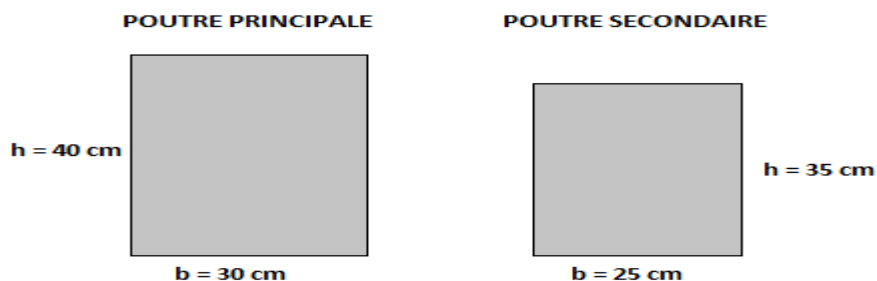


**Figure II.2 : Schématisation des dimensions des poutres principales et secondaires (y compris les poutres de chainages et les poutres palières).**

**II.3. Pré-dimensionnement des voiles :(Art.7.7.1 RPA99 modifié 2003).**

Les voiles sont des éléments de contreventement rigides en béton armé. Ils sont principalement destinés à assurer la stabilité des structures sous l'effet des charges horizontales dues au vent et au séisme d'une part, et d'autre part à reprendre une partie des charges verticales.

D'après l'article (7.7.1) du (RPA 99 / modifié 2003), un élément est considéré comme voile si sa longueur est au moins quatre fois supérieure à sa largeur ( $l_{\min} \geq 4a$ ).

Avec :  $L_{\min}$  : portée min des voiles.

$a$  : épaisseur des voiles.

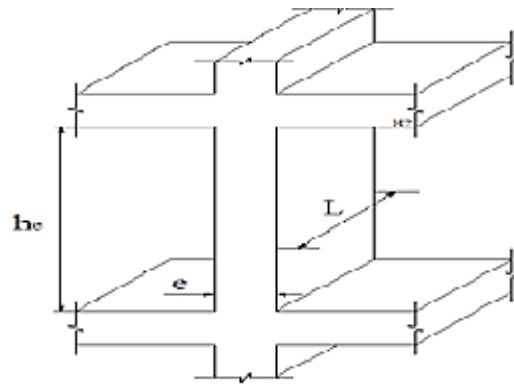


**Figure II.3 : Coupe d'un voile en élévation.**

D'après le même article, l'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué à la figure suivante :

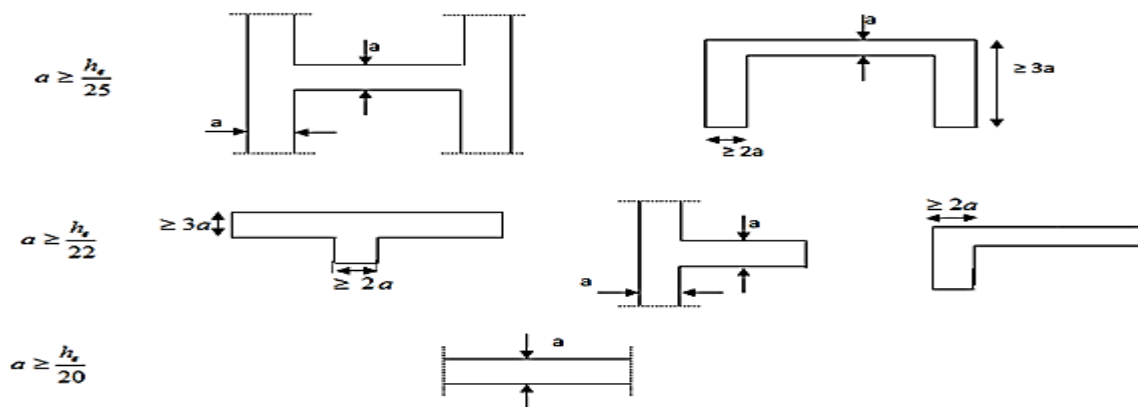


**Figure II.4 : Coupe de voiles en plan.**

La hauteur la plus grande se trouve au RDC qui est de 4.50 m.

Donc :  $h_e = 450$  cm.

$$e_1 = \frac{h_e}{20} = \frac{450}{20} = 22.50 \text{ cm.}$$

$$e_2 = \frac{h_e}{22} = \frac{450}{22} = 20.45 \text{ cm.}$$

$$20.45 \text{ cm} \leq e \leq 22.50 \text{ cm.} \rightarrow e = 22 \text{ cm.}$$

Finalement, l'épaisseur adoptée pour les voiles est de :  **$e = 22 \text{ cm}$** .

### II.3.1. Vérification des exigences du RPA :

Les voiles satisfaisant à la condition suivante sont considérés comme voiles de contreventement :

$L_{\min} \geq 4e$  Avec :  $L_{\min}$  : portée (Largeur) minimale des voiles.

On a :  $L_{\min} \geq 4e = 4 \times 22 = 88 \text{ cm}$ .

$L_{\min} \geq 80 \text{ cm}$ . → **condition vérifiée.**

### II.4. Détermination des charges et surcharges :

Les poids volumiques des éléments constituant les planchers et les murs ainsi que les Surcharges d'exploitation sont donnés par le **DTR B.C.2.2**.

#### II.4.1. Charges permanentes (G) :

##### a) Plancher terrasse inaccessible :

| Eléments                         | e (m) | $\rho \text{ (KN/m}^3\text{)}$ | G (KN/m <sup>2</sup> ) |
|----------------------------------|-------|--------------------------------|------------------------|
| 1-couche de gravier              | 0.05  | 19                             | 1                      |
| 2-étanchéité multicouche         | 0.02  | 6                              | 0.12                   |
| 3-forme de poutre en béton       | 0.07  | 22                             | 1.54                   |
| 4-feuille de polyané             | 0.01  | 1                              | 0.01                   |
| 5-isolation thermique (liège)    | 0.04  | 4                              | 0.16                   |
| 6-plancher en corps creux (16+4) | 0.2   | 14                             | 2.8                    |
| 7-enduit plâtre                  | 0.02  | 10                             | 0.2                    |
| $G_t = \sum G_i$                 |       |                                | 5.83 KN/m <sup>2</sup> |

Tableau II.2 : Charge permanentes appliquée sur la terrasse.

##### b) Plancher d'étage courant :

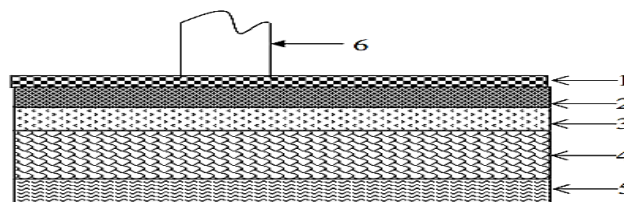


Figure II.5 : Coupe transversale du plancher de l'étage courant.

| Eléments                   | e (m)     | $\rho$ (KN/m <sup>3</sup> ) | G (KN/m <sup>2</sup> ) |
|----------------------------|-----------|-----------------------------|------------------------|
| 1- Revêtement en carrelage | 0.02      | 20                          | 0.40                   |
| 2-Mortier de pose          | 0.03      | 20                          | 0.6                    |
| 3-Couche de sable          | 0.03      | 22                          | 0.66                   |
| 4- Dalle en corps creux    | 0.16+0.04 | 14                          | 2.8                    |
| 5-Enduit plâtre            | 0.02      | 10                          | 0.2                    |
| 6-Cloison de séparation    | 0.1       | 9                           | 0.9                    |
| $G_t = \sum G_i$           |           |                             | 5.56 KN/m <sup>2</sup> |

Tableau II.3 : Charges permanentes d'étage courant.

## c) Dalle pleine :

L'épaisseur des dalles est déterminée à partir des conditions ci-après :

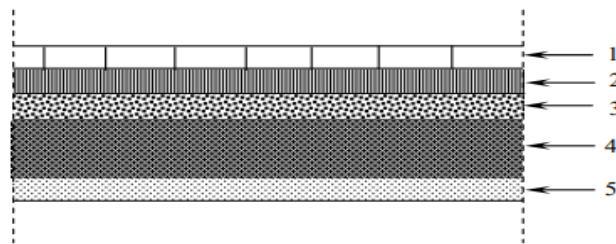


Figure II.6 : Coupe transversale du plancher en dalle pleine.

| Eléments                                    | e (m) | $\rho$ (KN/m <sup>3</sup> ) | G (KN/m <sup>2</sup> ) |
|---------------------------------------------|-------|-----------------------------|------------------------|
| 1-Revêtement en carrelage                   | 0.02  | 20                          | 0.4                    |
| 2-Mortier de pose                           | 0.02  | 20                          | 0.6                    |
| 3-Couche de sable                           | 0.03  | 18                          | 0.66                   |
| 4-Dalle pleine en béton armé                | 0.15  | 25                          | 3.75                   |
| 5-enduit de ciment                          | 0.02  | 18                          | 0.36                   |
| 6-Cloison intérieur y compris enduit plâtre | 0.14  | 10                          | 1.4                    |
| $G_t = \sum G_i$                            |       |                             | 7.17KN/m <sup>2</sup>  |

Tableau II.4 : Charges permanentes de la dalle pleine.

## c) La maçonnerie :

## c.1) Mur extérieurs :

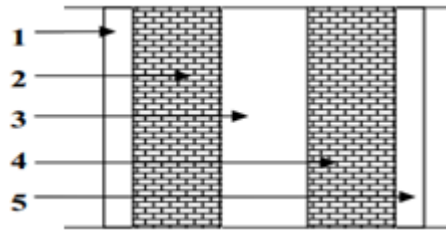


Figure II.7 : Coupe verticale d'un mur.

| Eléments           | e (m) | $\rho$ (KN/m <sup>3</sup> ) | G (KN/m <sup>2</sup> ) |
|--------------------|-------|-----------------------------|------------------------|
| 1-Enduit de ciment | 0.02  | 18                          | 0.36                   |
| 2-Brique creuse    | 0.1   | 9                           | 0.9                    |
| 3-lame d'air       | 0.05  | -                           | -                      |
| 4-Brique creuse    | 0.1   | 9                           | 0.9                    |
| 5-Enduit plâtre    | 0.02  | 10                          | 0.2                    |
| $G_r = \sum G_i$   |       |                             | 2.36KN/m <sup>2</sup>  |

Tableau II.5 : Charges permanentes du mur extérieur.

## c.2) Mur intérieurs :

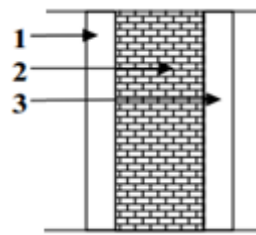


Figure II.8 : Coupe horizontale du mur intérieur.

| Eléments         | e (m) | $\rho$ (KN/m <sup>3</sup> ) | G (KN/m <sup>2</sup> ) |
|------------------|-------|-----------------------------|------------------------|
| 1-Enduit plâtre  | 0.02  | 10                          | 0.2                    |
| 2-Brique creuse  | 0.1   | 0.9                         | 0.9                    |
| 3-Enduit plâtre  | 0.02  | 10                          | 0.2                    |
| $G_r = \sum G_i$ |       |                             | 1.3                    |

Tableau II.6 : Charges permanentes du mur intérieur.

**II.4.2. Charges d'exploitation (Q) :**

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR comme suit :

| Eléments                                                                              | Surcharge (KN/m <sup>2</sup> ) |
|---------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------|
| Plancher d'étage courant (2 <sup>ème</sup> au 8 <sup>ème</sup> ) à usage d'habitation | 1.5                            |
| Plancher terrasse inaccessible                                                        | 1                              |
| Balcon/porte à faux                                                                   | 3.5                            |
| Escalier                                                                              | 2.5                            |
| Plancher RDC/ 1 <sup>er</sup> à usage commercial                                      | 5                              |

**Tableau II.7 : surcharges d'exploitation.**

**II.5. Pré-dimensionnement des poteaux :**

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait à l'ELS en effectuant une descente de charges suivant le poteau le plus sollicité et en supposant que seul le béton reprend l'effort normal  $N_s$ , tel que :  $N_s = G + Q$ .

Le RPA nous impose qu'en zone (IIa) la section suivante  $(b, h) \geq 25$  cm.  
On prévoit une section de  $(25 \times 25)$  cm<sup>2</sup>.

La section du poteau le plus sollicité est donnée comme suit :  $S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

Avec :

$N_s$  : Effort de compression repris par les poteaux.

$S$  : Section transversale du poteau.

$G$  : Charge permanente.

$Q$  : Surcharge d'exploitation.

$\sigma_{bc}$  : Contrainte limite de service du béton en compression.

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

**II.5.1. Descente de charges :**

La descente de charge est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leur point d'application jusqu'aux fondations.

D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre et poteau et voile) appelée surface d'influence.

- La Surface d'influence du plancher courant revenant au poteau le plus sollicité :

Le pré dimensionnement se fera pour le poteau le plus sollicité qui est repéré par (C2). La surface qui lui revient vaut :

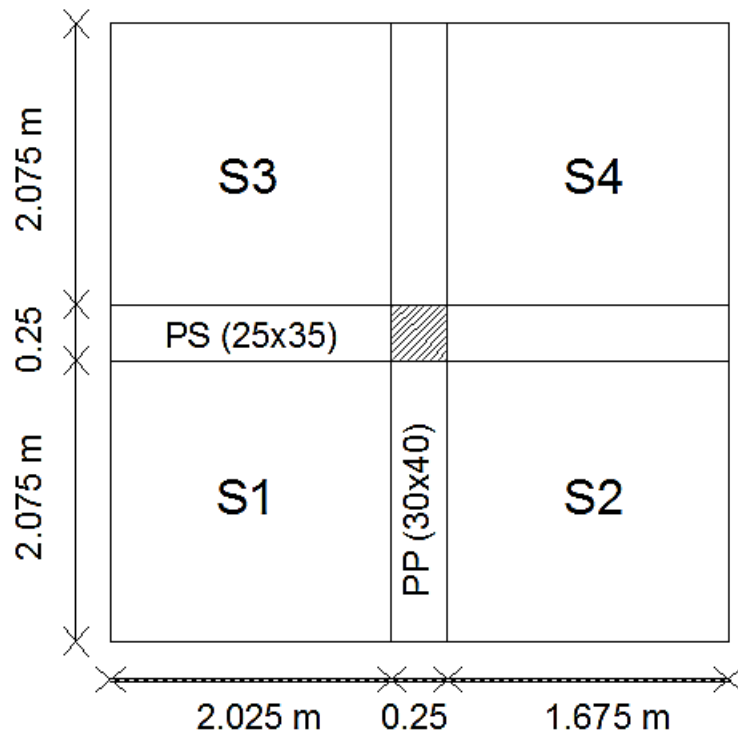


Figure II.9 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité (C2).

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_1 = 2.025 \times 2.075 = 4.20 \text{ m}^2.$$

$$S_2 = 1.675 \times 2.075 = 3.475 \text{ m}^2.$$

$$S_3 = 2.075 \times 2.025 = 4.202 \text{ m}^2.$$

$$S_4 = 2.075 \times 1.675 = 3.4756 \text{ m}^2.$$

$$S = 4.20 + 3.475 + 4.202 + 3.4756 = 15.355 \text{ m}^2.$$

$$S' = (4.40 \times 0.25) + (3.95 \times 0.25) - (0.25 \times 0.25).$$

$$S' = 20250 \text{ cm}^2 = 2.025 \text{ m}^2.$$

$$S_t = S' + S = 17.38 \text{ m}^2.$$

### II.5.2. Calcul des poids propre des éléments :

#### a) Le plancher d'étage courant :

$$P_{\text{Plancher}} = G_{\text{plancher}} \times S_t = 5.56 \times 17.38 = 96.93 \text{ KN}.$$

#### a) Le plancher terrasse :

$$P_{\text{terrasse}} = G_{\text{terrasse}} \times S_t = 5.58 \times 17.38 = 101.325 \text{ KN}.$$

**b) Les poutres :**

Les Poutres principales :  $P_{PP} = 0.3 \times 0.4 \times 4.4 \times 25 = 13.2 \text{ KN}$ .

Les Poutres secondaires :  $P_{PS} = 0.25 \times 0.35 \times 3.95 \times 25 = 8.640 \text{ KN}$ .

**c) Les poteaux :**

$$h_{\text{libre}} = h_{\text{étage}} - h_{\text{ps}}$$

- Poteau étage courant :  $P_{\text{pot étage}} = 0.25 \times 0.25 \times 2.71 \times 25 = 4.23 \text{ KN}$ .
- Poteau de RDC :  $P_{\text{RDC}} = 0.25 \times 0.25 \times 4.15 \times 25 = 6.48 \text{ KN}$ .

**II.5.3. Surcharge d'exploitation :**

Plancher étage courant :  $Q_{ec} = 1.5 \times 17.38 = 26.07 \text{ KN}$ .

Plancher de dernière étage :  $Q_{ec} = 1 \times 17.38 = 17.38 \text{ KN}$ .

**a) Dégression verticale des surcharges d'exploitation :**

D'après le règlement DTR B.C. 2.2, la dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Le nombre minimum de niveaux « n » pour tenir compte de cette loi est de cinq.

En raison du nombre d'étage qui compose la structure étudiée  $n \geq 5$ , on doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes.

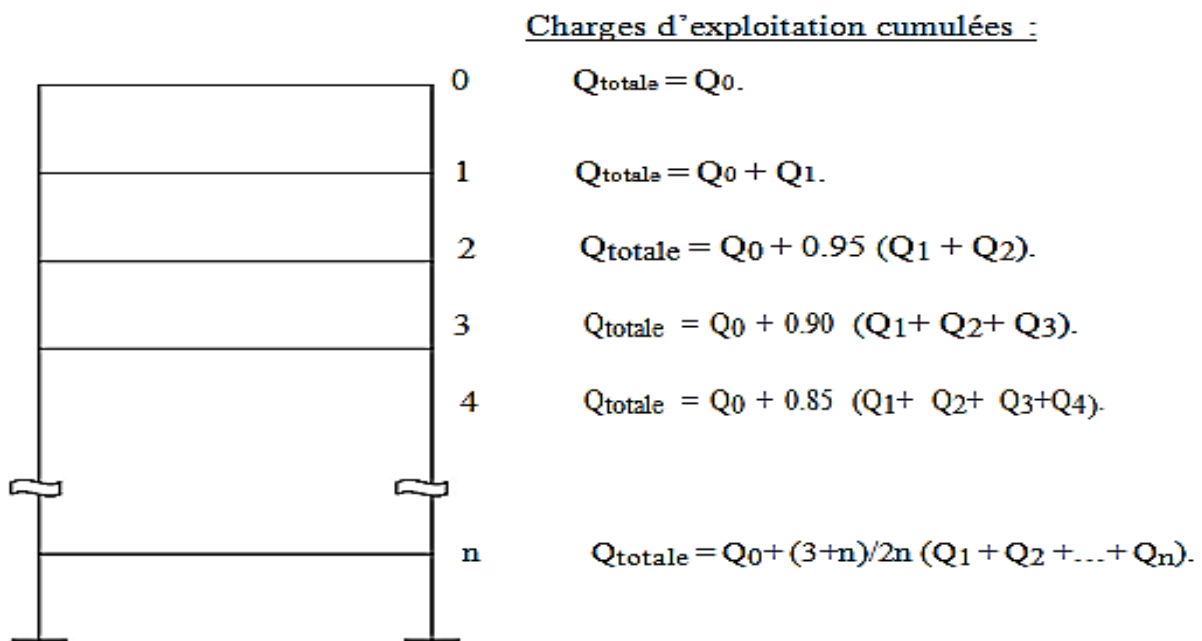


Figure II.10 : Charges d'exploitation cumulées.

$$Q_T = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \times Q_i (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_{n-1} + Q_n).$$

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.

**b) Coefficient de dégression des surcharges :**

| Niveau      | 8 | 7 | 6    | 5    | 4    | 3   | 2    | 1     | RDC   |
|-------------|---|---|------|------|------|-----|------|-------|-------|
| Coefficient | 1 | 1 | 0.95 | 0.90 | 0.85 | 0.8 | 0.75 | 0.714 | 0.688 |

**Tableau II.8 : Les valeurs du coefficient  $(3+n / 2n)$ .**

Donc la descente des charges d'exploitation ( $Q$ ) est comme suit :

$$8^{\text{ème}} = Q_0 = 1 \times 17.38 \text{ KN.}$$

$$7^{\text{ème}} = Q_0 + Q_1 = 17.38 + 1.5 (17.38) = 43.45 \text{ KN.}$$

$$6^{\text{ème}} = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 17.38 + 0.95 (2 \times 1.5 \times 17.38) = 66.913 \text{ KN}$$

$$5^{\text{ème}} = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 17.38 + 0.9 (3 \times 1.5 \times 17.38) = 87.769 \text{ KN.}$$

$$4^{\text{ème}} = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 17.38 + 0.85 (4 \times 1.5 \times 17.38) = 106.018 \text{ KN.}$$

$$3^{\text{ème}} = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 17.38 + 0.80 (5 \times 1.5 \times 17.38) = 121.660 \text{ KN.}$$

$$2^{\text{ème}} = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 17.38 + 0.75 (6 \times 1.5 \times 17.38) = 134.695 \text{ KN.}$$

$$1^{\text{er}} = Q_0 + 0.714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 17.38 + 0.714 (7 \times 1.5 \times 17.38) = 147.677 \text{ KN}$$

$$\text{RDC} = Q_0 + 0.714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) =$$

$$17.38 + 0.688 (7 \times 1.5 \times 17.38 + 5 \times 17.38) = 202.727 \text{ KN.}$$

## CHAPITRE II

## PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

|            | Charges permanentes en (kN) |                   |                   |         |          | Charges d'exploitations (kN) |          | Effort normal (kN)                  | Sections des poteaux (cm <sup>2</sup> ) |                 |
|------------|-----------------------------|-------------------|-------------------|---------|----------|------------------------------|----------|-------------------------------------|-----------------------------------------|-----------------|
| Etage      | Poids des planchers         | Poids des Poutres | Poids des poteaux | G total | G Cumulé | Q                            | Q Cumulé | N = G <sub>c</sub> + Q <sub>c</sub> | $S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$        | Section adoptée |
| <b>8</b>   | 101.325                     | 21.840            | 4.23              | 127.395 | 127.395  | 17.380                       | 17.380   | 144.77                              | 96.513                                  | <b>30×30</b>    |
| <b>7</b>   | 96.633                      | 21.840            | 4.23              | 122.703 | 250.098  | 43.450                       | 60.830   | 310.928                             | 207.285                                 | <b>30×30</b>    |
| <b>6</b>   | 96.633                      | 21.840            | 4.23              | 122.703 | 372.801  | 66.913                       | 127.743  | 500.54                              | 333.693                                 | <b>30×30</b>    |
| <b>5</b>   | 96.633                      | 21.840            | 4.23              | 122.703 | 495.504  | 87.769                       | 215.512  | 711.016                             | 474.010                                 | <b>35×35</b>    |
| <b>4</b>   | 96.633                      | 21.840            | 4.23              | 122.703 | 618.207  | 106.020                      | 321.530  | 939.737                             | 626.491                                 | <b>35×35</b>    |
| <b>3</b>   | 96.633                      | 21.840            | 4.23              | 122.703 | 740.91   | 121.660                      | 443.150  | 1184.06                             | 789.373                                 | <b>40×40</b>    |
| <b>2</b>   | 96.633                      | 21.840            | 4.23              | 122.703 | 863.613  | 134.690                      | 577.885  | 1441.498                            | 960.998                                 | <b>40×40</b>    |
| <b>1</b>   | 96.633                      | 21.840            | 4.23              | 122.703 | 986.316  | 147.670                      | 725.555  | 1711.871                            | 1141.24                                 | <b>45×45</b>    |
| <b>RDC</b> | 96.633                      | 21.840            | 6.48              | 124.953 | 1111.269 | 202.720                      | 928.275  | 2039.544                            | 1359.69                                 | <b>45×45</b>    |

Tableau II.9 : Récapitulatif de la décente de charges.

**II.5.4. Vérification des sections selon le (RPA99 modifié 2003.Art7.4.1) :**

Les dimensions de la section transversales des poteaux en zone IIa doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\min (b,h) \geq 25 \text{ cm.}$$

$$\min (b,h) \geq h_e/20.$$

$$\frac{h}{4} < \frac{b}{h} < 4$$

| Etage                                              | Section de poteau (cm <sup>2</sup> ) | Condition exigée par le RPA                                      | Valeur cumulée (cm)                  | Observation |
|----------------------------------------------------|--------------------------------------|------------------------------------------------------------------|--------------------------------------|-------------|
| <b>Du 6<sup>ème</sup> à l'étage terrasse</b>       | <b>30×30</b>                         | $\min (b, h) \geq 25 \text{ cm}$                                 | $\min (b, h) = 30$                   | CV          |
|                                                    |                                      | $\min (b,h) \geq \frac{h_e}{20}$<br>$\min (b,h) = 30 \text{ cm}$ | $\frac{h_e}{20} = 15.30$             | CV          |
|                                                    |                                      | $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$                                  | $\frac{b}{h} = 1$                    | CV          |
| <b>Du 4<sup>ème</sup> au 5<sup>ème</sup> étage</b> | <b>35×35</b>                         | $\min (b, h) \geq 25 \text{ cm}$                                 | $\min (b, h) = 35$                   | CV          |
|                                                    |                                      | $\min (b,h) \geq \frac{h_e}{20}$<br>$\min (b,h) = 35 \text{ cm}$ | $\frac{h_e}{20} = 15.30$             | CV          |
|                                                    |                                      | $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$                                  | $\frac{b}{h} = 1$                    | CV          |
| <b>Du 2<sup>ème</sup> au 3<sup>ème</sup> étage</b> | <b>40×40</b>                         | $\min (b, h) \geq 25 \text{ cm}$                                 | $\min (b, h) = 40$                   | CV          |
|                                                    |                                      | $\min (b,h) \geq \frac{h_e}{20}$<br>$\min (b,h) = 40$            | $\frac{h_e}{20} = 15.30$             | CV          |
|                                                    |                                      | $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$                                  | $\frac{b}{h} = 1$                    | CV          |
| <b>Du RDC au 1<sup>er</sup> étage</b>              | <b>45×45</b>                         | $\min (b, h) \geq 25 \text{ cm}$                                 | $\min (b, h) = 45$                   | CV          |
|                                                    |                                      | $\min (b,h) \geq \frac{h_e}{20}$<br>$\min (b,h) = 45$            | $\frac{h_e}{20} = 15.30$ et<br>22.50 | CV          |
|                                                    |                                      | $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$                                  | $\frac{b}{h} = 1$                    | CV          |

**Tableau II.10 : Vérification des sections des poteaux par rapport au RPA.**

II.5.5. Vérification au flambement ( $\lambda$ ) :

Lorsqu'une pièce élancée (poteau) est soumise à un effort de compression il se produit un phénomène d'instabilité (comportement analogue à celui d'une poutre fléchie). C'est le flambement cette instabilité dépend de :

- la longueur de flambement.
- la section caractéristique géométrique.
- la nature des appuis.

Le calcul des poteaux au flambement consiste à vérifier l'élancement  $\lambda$  des poteaux.

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

- $\lambda$ : Elancement du poteau.
- $L_f$ : Longueur de flambement  $l = 0.7 L_0$ . **(article B.8.3.3 BAEL91 modifié 99).**
- $i$ : Rayon de giration  $= \sqrt{\frac{I}{S}}$ .
- $I$ : Moment d'inertie du poteau  $I = bh^3/12$
- $B$ : Section transversale du poteau  $S = b \times h$ .
- $L_0$ : Hauteur libre du poteau  $L_0 = h$ .

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \sqrt{12} \cdot \frac{0.7L_0}{b} = 2.425 \frac{L_0}{b}$$

| Niveau                                     | Section des poteaux (cm <sup>2</sup> ) | Condition du BAEL91/99          | L <sub>0</sub> (m) | Elancements $\lambda$ | $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$ | Obs |
|--------------------------------------------|----------------------------------------|---------------------------------|--------------------|-----------------------|-----------------------------------|-----|
| 6 <sup>ème</sup> au 8 <sup>ème</sup> étage | 30×30                                  | $\lambda = 2.425 \frac{L_0}{b}$ | 2.86               | 23.12                 | $\leq 50$                         | CV  |
| 5 <sup>ème</sup> au 4 <sup>ème</sup> étage | 35×35                                  | $\lambda = 2.425 \frac{L_0}{b}$ | 2.86               | 19.82                 | $\leq 50$                         | CV  |
| 3 <sup>ème</sup> au 2 <sup>ème</sup> étage | 40×40                                  | $\lambda = 2.425 \frac{L_0}{b}$ | 2.86               | 17.34                 | $\leq 50$                         | CV  |
| 1 <sup>er</sup> étage                      | 45×45                                  | $\lambda = 2.425 \frac{L_0}{b}$ | 2.86               | 15.41                 | $\leq 50$                         | CV  |
| RDC                                        | 45×45                                  | $\lambda = 2.425 \frac{L_0}{b}$ | 4.30               | 23.17                 | $\leq 50$                         | CV  |

Tableau II.11 : Vérification des sections des poteaux au flambement.

La condition de l'élancement  $\lambda \leq 50$  est vérifiée, donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement.

**Conclusion :**

Après avoir fait les calculs nécessaires, nous sommes arrivés aux résultats suivants :

|                                           |                                      |                               |
|-------------------------------------------|--------------------------------------|-------------------------------|
| <b>Hauteur du plancher en corps creux</b> |                                      | $h_t = 20 \text{ cm (16+4)}$  |
| <b>Epaisseur des dalles pleines</b>       |                                      | $e = 15 \text{ cm}$           |
| <b>Epaisseur des voiles</b>               | RDC et étages courants               | $e = 22 \text{ cm}$           |
| <b>Sections des poutres</b>               | Poutre principale                    | $(30 \times 40) \text{ cm}^2$ |
|                                           | Poutre secondaire                    | $(25 \times 35) \text{ cm}^2$ |
|                                           | Poutre de chaînage                   |                               |
|                                           | Poutre palière                       |                               |
| <b>Sections des poteaux</b>               | RDC et 1 <sup>er</sup> étages        | $(45 \times 45) \text{ cm}^2$ |
|                                           | 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> | $(40 \times 40) \text{ cm}^2$ |
|                                           | 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> | $(35 \times 35) \text{ cm}^2$ |
|                                           | 6 <sup>ème</sup> au 8 <sup>ème</sup> | $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ |

Tableau II.12 : Récapitulation des sections adoptée lors du pré-dimensionnement.

**III.1 L'acrotère :****III.1.1. Introduction :**

L'acrotère est un élément en béton armé entourant la terrasse d'un bâtiment. Il a pour rôle d'empêcher le ruissellement des eaux pluviales sur la façade et assure la sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toutes chutes.

Il est soumis à un effort  $G$  dû à son poids propre et à un effort horizontal  $P$  dû à l'action de la main courante qui engendre un moment de renversement  $M$  au niveau de l'encastrement. Le calcul se fait en flexion composée pour une bonde de longueur unité (1m).

**III.1.2. Dimensions :**

- Hauteur :  $h = 50$  cm.
- Épaisseur :  $h_0 = 10$  cm.
- Enrobage :  $c = c' = 3$  cm.
- Surface totale :  $S_T = 0.05375$  m<sup>2</sup>.

$$S_1 = (0.5 \times 0.1) + (0.05 \times 0.05) + (0.05 \times 0.05)/2$$

$$S_2 = 0.05 + 0.0025 + 0.00125$$

$$S_T = 0.05375 \text{ m}^2$$

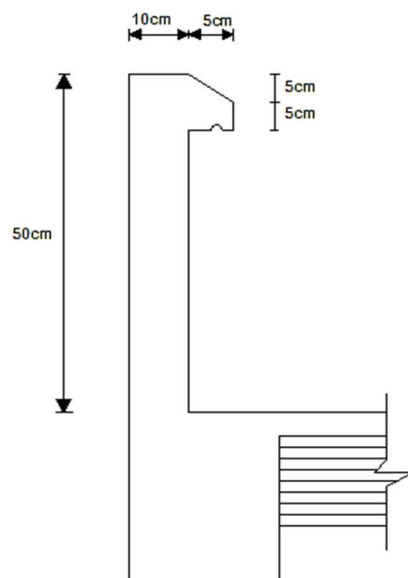


**Figure III.1.1 : Coupe transversale d'un acrotère.**

### III.1.3. Chargement :

- Poids propre :  $G = \gamma_b \times S = 25 \times 0.05375 = 1.343 \text{ KN/ml}$ .
- $P = 1 \text{ KN/ml}$ .

### III.1.4. Détermination des sollicitations :

- Effort normal dû au poids propre :  $N = G \cdot 1 = 1.343 \text{ KN}$ .
- Effort tranchant :  $T = P \times 1 = 1 \text{ KN}$ .
- Moment dû à l'effet de la main courante :  $M = P \times h \times 1 = 0.5 \text{ KN.m}$

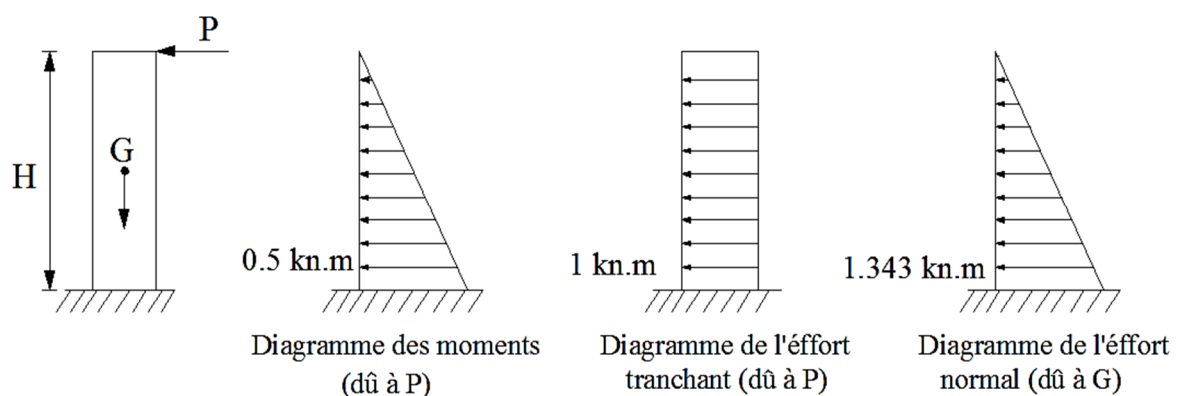


Figure III.1.2 : Diagramme des efforts internes dans l'acrotère.

### III.1.5. Combinaisons de charges :

#### a) À l'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

- Effort normal de compression :  $N_u = 1.35G = 1.35 \times 1.343 = 1.8140 \text{ KN}$ .
- Effort tranchant :  $T_u = 1.5 \times T = 1.5 \text{ KN}$ .
- Moment de renversement :  $M_u = 1.5 \times M = 1.5 \times 0.5 = 0.75 \text{ KN.m}$ .

#### b) À l'ELS :

$$q_s = G + Q$$

- Effort normal de compression :  $N_s = G = 1.343 \text{ KN/ml}$ .
- Effort tranchant :  $T_s = T = 1 \text{ KN}$ .
- Moment de renversement :  $M_s = M = 0.5 \text{ KN.m}$ .

**III.1.6. Calcul à l'ELU :**

L'étape du ferrailage consistera à étudier une section rectangulaire encastrée à la base et libre à l'extrémité (console) soumise à la flexion composée.

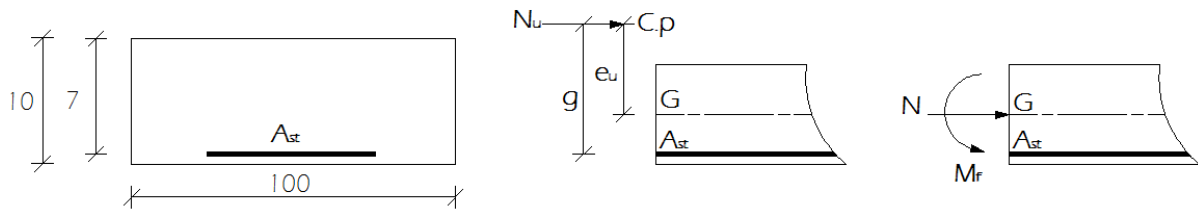


**Figure III.1.3 : Schéma simplifié du calcul de l'acrotère à l'ELU.**

Avec :

- $C_p$  : Centre de pression.
- $e_u$  : Excentricité.
- $g$  : Distance entre le CDG des armatures tendues et le centre de pression.
- $M_f$  : Moment fictif calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

**a) Calcul de l'excentricité :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.75}{1.814} \rightarrow e_u = 0.413 \text{ m.}$$

$$\frac{h_0}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm.}$$

Donc :  $e_u = 41.3 \text{ cm} > \frac{h_0}{2} - c = 2 \text{ cm.}$

D'où le  $C_p$  se trouve à l'extérieur de la section, donc la section est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_f$  puis on se ramène en flexion composée.

**b) Calcul en flexion simple :**

**b.1) Moment fictif ( $M_f$ ) :**

$$M_f = N_u \times g = N_u \left( e_u + \frac{h_0}{2} - c \right) = 1.814 \left( 0.413 + \frac{0.10}{2} - 0.03 \right) = 0.785 \text{ KN.m.}$$

**b.2) Moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0.785 \times 10^6}{1000 \times 70^2 \times 14.2} = 0.01128 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$ ).

À partir des abaques et pour une valeur de  $\mu = 0.01128 \rightarrow \beta = 0.994$

**c) Armatures fictives :**

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.785 \times 10^6}{0.994 \times 70 \times 348} = 32.42 \text{ mm}^2 = 0.32 \text{ cm}^2.$$

**d) Calcul en flexion composée :**

La section réelle des armatures est :

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.32 - \frac{1.814}{34.8} = 0.34 \text{ cm}^2.$$

**$A_{st} = 0.34 \text{ cm}^2$  et  $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$ .**

**III.1.7 Vérifications à l'ELU :****a) Condition de non fragilité : (BAEL 91/Art A.4.2 ,1) [14].**

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

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 7 \times 2.1}{400} \cdot \frac{37.23 \times 0.455 \times 7}{37.23 \times 0.185 \times 7} = 0.80 \text{ cm}^2.$$

$A_{min} = 0.798 \text{ cm}^2 > A_{st} = 0.34 \text{ cm}^2$ . La condition n'est pas vérifiée.

La section d'armatures donnée par la condition de non fragilité est supérieure à celle calculée à l'ELU, donc c'est la section imposée par cette condition qui sera prise en compte, par conséquent :

$$A_{st} = A_{min} = 0.798 \text{ cm}^2.$$

Soit :

**$A_{adopté} = 5 \text{ HA6} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$ . Avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$ .**

**b) Armatures de répartition :**

Selon l'article (A.8.2,41 /BAEL 91)[14], Si les charges appliquées comprennent des efforts concentrés (Cas de l'acrotère) les armatures de répartition sont au moins égales à :

$$A_r \geq 1/3 A_{\text{adoptée}} = 0.67 \text{ cm}^2.$$

Soit :

$$4 \text{ HA } 6 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml. Avec un espacement } S_t = 15 \text{ cm.}$$

**c) Vérification au cisaillement : (BAEL 91/Art A.5.1,211) [14].**

La fissuration est préjudiciable,

D'où :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b.d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.0214 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.0214 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} .$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement. Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires. → **condition vérifiée.**

**d) Vérification de l'adhérence des barres : (BAEL91/Art A.6.1,3) [14].**

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

Avec :

- $\Psi_s$  : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)
- $\Psi_s = 1.5$  (Barres de haute adhérence).

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0.9d \sum \mu_i}$$

Où :

- $\sum \mu_i$  : Somme des périmètres utiles des barres.
- $\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 5 \times 3.14 \times 6 = 94.2 \text{ mm}$ .

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 94.2} = 0.19 \text{ MPa}.$$

$$\tau_{se} = 0.25 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}.$$

Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres → **condition vérifiée.**

**e) Ancrage des barres : (BAEL 91/Art 6.1,221) [14].**

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ , la longueur de scellement droite  $l_s$  est égale à :

$$l_s = 35\varphi = 35 \times 0.6 = 21 \text{ cm}.$$

Une valeur plus précise est donnée par l'expression suivante :

$$l_s = \varphi \frac{f_e}{4\tau_{su}} = \varphi \frac{f_e}{4 \times (0.6 \times f_{t28} \times \psi_s^2)} = 6 \frac{400}{4 \times (0.6 \times 2.1 \times 1.5^2)} = 211.64 \text{ mm} = 21.16 \text{ cm}.$$

Donc la longueur de scellement droite est prise égale à :  $l_s = 25 \text{ cm}$ .

**f) Espacements des barres : (BAEL 91/Art. A.8.2,42) [14].**

Pour des charges concentrées :

**Armatures principales:**  $S_t = 20 \text{ cm} = \min(2h ; 25 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$ . → **condition est vérifiée.**

**Armatures de répartition:**  $S_t = 15 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$ . → **condition est vérifiée.**

**III.1.8 Vérification des contraintes à l'ELS :**

L'acrotère est un élément exposé aux agents atmosphériques (intempéries ...). La fissuration est donc considérée préjudiciable.

**a) Contraintes dans les aciers :**

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} \leq \min \{266.66; 201.63\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$$

Avec :

$$\rho = \frac{100 A}{b.d} = \frac{100 \times 1.41}{100 \times 7} = 0.201$$

Des abaques et pour une valeur de  $\rho = 0.201$  :  $\beta_1 = 0.927$  et  $K_1 = 53.49$

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{0.5 \times 10^6}{0.927 \times 70 \times 1.41 \times 10^2} = 54.64 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$$

Donc la section est justifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures. → **condition vérifiée.**

**b) Contraintes dans le béton :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{54.64}{53.49} = 1.02 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 1.02 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \rightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

**III.1.9. Conclusion :**

Le ferrailage retenu pour l'acrotère est le suivant :

- **Armatures principales** : 5 HA 6/ml ( $S_t = 20 \text{ cm}$ ).
- **Armatures de répartition** : 4HA6 ( $S_t = 15 \text{ cm}$ )

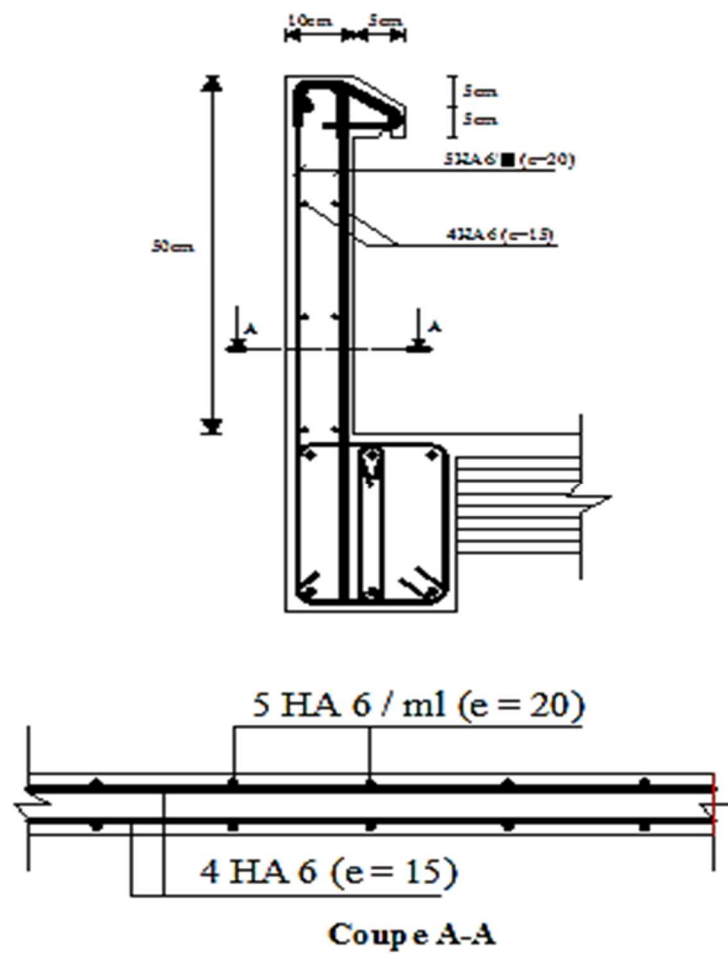


Figure III.1.4 : Coupe transversale du ferrailage de l'acrotère.

### III.2. Les Balcons :

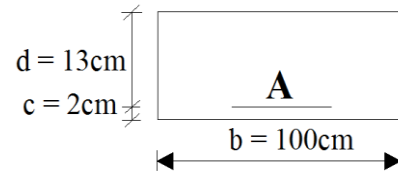
Le balcon est considéré comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive. Son épaisseur est donnée par la formule suivante :

#### III.2.1. Pré dimensionnement de la dalle pleine :

$e_p \geq \frac{l}{10}$  avec : l : largeur du balcon.

$$e_p \geq \frac{140}{10} = 14$$

On opte :  $e_p = 15$  cm.



#### III.2.2. Détermination des charges et surcharges :

- Poids propre du balcon :  $G_{\text{balcon}} = 7.17 \times 1 = 7.17 \text{ KN/ml}$  (chap II).
- Poids du garde-corps :  $G_{\text{gc}} = 1.62 \times 1 = 1.62 \text{ KN/ml}$ .
- Surcharge d'exploitation :  $Q_1 = 3.5 \times 1 \text{ ml} = 3.5 \text{ KN/ml}$ .
- Surcharge du à la main courante :  $Q_2 = 1 \text{ KN/ml}$ .

| Elément              | Masse volumique<br>(KN/m <sup>3</sup> ) | Epaisseur<br>E (cm) | Poids spécifique<br>G (KN/m <sup>2</sup> ) |
|----------------------|-----------------------------------------|---------------------|--------------------------------------------|
| Mur en brique creuse | 9                                       | 0.1                 | 0.9                                        |
| Enduit ciment        | 18                                      | 0.04                | 0.72                                       |
| Poids du garde-corps |                                         |                     | 1.62                                       |

Tableau III.2.1 : poids du garde-corps exercé sur le balcon.

#### III.2.3. Combinaisons de charges :

- Charge uniforme :  $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times (7.17) + 1.5 \times (3.5) = 14.92 \text{ KN/ml}$ .
- Charge concentré du garde corps :  $q_{u1} = 1.35G_{\text{gc}} = 1.35 \times (1.62) = 2.19 \text{ KN/ml}$ .
- Charge du à la main courante :  $q_{u2} = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN/ml}$ .

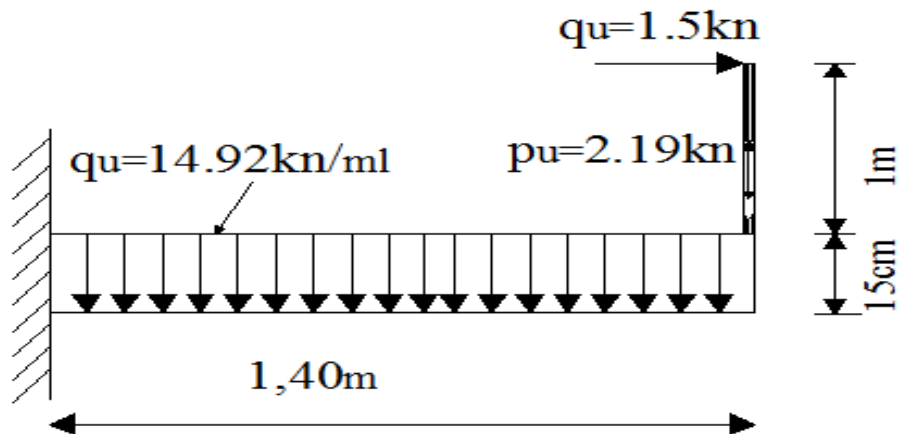


Figure III.2.1 : schéma statique de chargement du balcon à l'ELU.

#### III.2.4. Calcul à l'ELU :

##### III.2.4.1. Détermination des efforts internes :

###### a) Le moment fléchissant :

Moment dû à la charge uniforme :  $M_u = -\frac{q_u L^2}{2}$

Moment engendré par le garde corps :  $M_u = q_{u1} \cdot L$

Moment dû à la main courante :  $M_u = q_{u2} \cdot h$

$$M_{ut} = -\frac{14.92 \times 1.4^2}{2} - 2.19 \times 1.4 - 1.5 \times 1 = -19.186 \text{ KN.m.}$$

Le signe (-) signifie que les fibres supérieures sont tendues.

###### b) L'effort tranchant :

$$T_U = q_u \times l + q_{u1} + q_{u2} = 14.92 \times 1.4 + 2.19 + 1.5 = 24.57 \text{ KN.}$$

##### III.2.4.2. Calcul des armatures :

###### a) Armatures principale :

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

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{19.186 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.082 < \mu_l = 0.392.$$

(S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$ ).

$$\mu = 0.082 \longrightarrow \beta = 0.957$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{19.186 \times 10^3}{0.957 \times 13 \times 348} = 4.43 \text{ cm}^2.$$

On opte : **6HA 10 = 4.71 cm<sup>2</sup>**. Avec un espacement  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

**b) Armatures de répartition (BAEL 91 / Art. A.8.2.41) :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.17 \text{ cm}^2.$$

On opte : **4HA8=2.01 cm<sup>2</sup>** avec espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

### III.2.4.3. Vérifications à l'ELU :

**a) Condition de non fragilité (BAEL 91 / Art. A.4.2.1) :**

$$A_{\min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2.$$

Armature principale :  $A_{st} = 4.71 > 1.57 \text{ cm}^2$ . —————> **La condition est vérifiée.**

Armature de répartition :  $A_r = 2.01 > 1.57 \text{ cm}^2$ . —————> **La condition est vérifiée.**

**b) Vérification au cisaillement (BAEL 91 / Art .5.1.211) :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.20 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{24.57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.189 \text{ MPa}.$$

$\tau_u = 0.189 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$ . —————> **La condition est vérifiée.**

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

**c) Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91 / Art A.6.1 .3) :**

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

Où :  $\Psi_s$  : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier).

$\Psi_s = 1.5$  (Barres de haute adhérence).

Donc :  $\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$ .

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0.9d \sum \mu_i}$$

Où :  $\sum \mu_i$  : Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 5 \times 3.14 \times 10 = 157 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{24.57 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 157} = 1.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1.33 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa.} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

**d) Ancrage des barres (CBA93 / Art. A.6.1.2) :**

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ , la longueur de scellement droite  $l_s$  est égale à :

$$l_s = 35\varphi$$

Armature principale :  $l_s = 35 \times 10 = 35 \text{ cm.}$

Armature de répartition :  $l_s = 35 \times 8 = 28 \text{ cm.}$

$L_s$  : dépasse la largeur des poutres, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de :  $L_c = 0,4L_s$

Pour les HA 10 :  $L_c = 0,4 \times 35 = 14 \text{ cm.}$

Pour les HA 8 :  $L_c = 0,4 \times 28 = 11.2 \text{ cm.}$

Finalement : La longueur  $L_c = 15 \text{ cm.}$

**e) espacement des barres : (BAEL 91 / Art A.8.242) :**

Armatures principal :  $S_t = 15 < \min(2h, 25) = 25 \text{ cm}^2$ . La condition est vérifiée.

Armature de répartition :  $S_t = 25 < \min(3h, 33) = 33 \text{ cm}^2$ . La condition est vérifiée.

**III.2.5. Calcul à l'ELS :**

Charge uniforme :  $q_s = G + Q = 7.17 + 3.5 = 10.67 \text{ KN/ml.}$

Charge concentré :  $q_{u1} = G_{gc} = (1.62) = 1.62 \text{ KN/ml.}$

Charge du à la main courante :  $q_{u2} = 1 \text{ KN/ml.}$

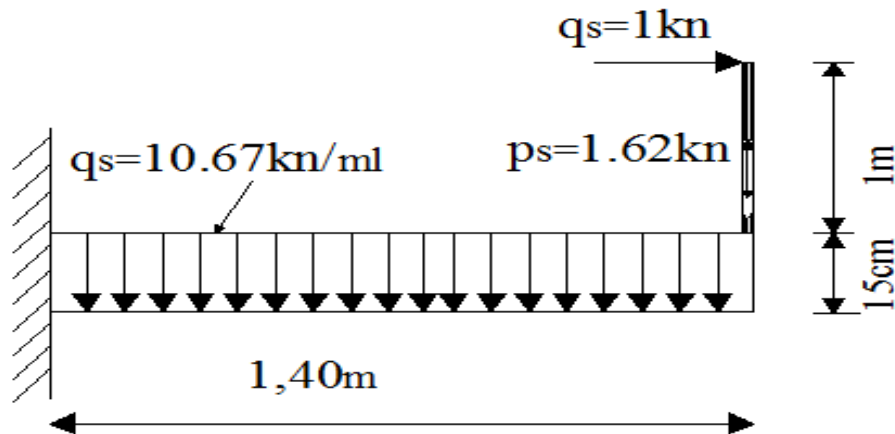


Figure III.2.2: schéma statique de chargement du balcon à l'ELS.

### III.2.5.1. Détermination des efforts internes :

#### a) Le moment fléchissant :

Moment dû à la charge uniforme :  $M_u = -\frac{q_u \cdot L^2}{2}$

Moment engendré par le garde corps :  $M_u = q_{u1} \cdot l$

Moment dû à la main courante :  $M_u = q_{u2} \cdot h$

$$M_{ut} = -\frac{10.67 \times 1.4^2}{2} - 1.62 \times 1.4 - 1 \times 1 = -13.72 \text{ KN.m.}$$

Le signe (-) signifie que les fibres supérieures sont tendues

#### b) L'effort tranchant :

$$T_U = q_u \times l + q_{u1} + q_{u2} = 10.67 \times 1.4 + 1.62 + 1 = 17.558 \text{ KN.}$$

### III.2.5.2. Vérification de l'état limite de compression du béton : (BAEL 91 modifiée 99/Art.A.4.5.2).

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$\beta_1$  et  $K_1$  : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de :  $\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d}$

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 4.71}{100 \times 13} = 0.36$$

$$\rho=0.36 \longrightarrow \beta=0.907 \quad \text{et} \quad K_1=38.76$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_S}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{13.72 \times 10^6}{0.907 \times 130 \times 4.71 \times 10^2} = 247.05 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{247.05}{38.76} = 6.37 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc}=6.37 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \longrightarrow \text{La Condition vérifiée.}$$

### III.2.5.3. Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL 91 modifiée 99 /Art. A.4.5.32).

Nous avons une fissuration non préjudiciable donc aucune vérification n'est nécessaire.

### III.2.5.4. Etat limite de déformation : (BAEL 91 modifier 99 /Art B.6.5.1)

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si les trois conditions sont satisfaires :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_S}{15M_0} \quad \text{et} \quad \frac{A_S}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

- $\frac{h}{l} = \frac{15}{140} = 0.107 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$
- $\frac{h}{l} = \frac{15}{140} = 0.107 \geq \frac{M_S}{15M_0} = \frac{13.72}{15 \times 13.72} = 0.066 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$
- $\frac{A_S}{b_0 \times d} = \frac{4.71}{100 \times 13} = 0.0036 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$

Les trois conditions sont vérifiées. Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire (La flèche est vérifiée).

### III.3. La dalle de la salle machine

#### III.3.1. Introduction :

L'ascenseur est un dispositif mobile permettant le déplacement vertical de personnes ou d'objets entre les différents niveaux d'une construction. Il est principalement composé d'un système de levage (Moteur électrique, treuil et câbles métalliques), d'une cabine et d'un contrepoids.

La cage d'ascenseur (réservation) est munie d'un panneau de dalle isolé de dimensions  $(1.70 \times 1.50)$  m<sup>2</sup> appuyée sur son pourtour (4 cotés) supportant son poids propre et un chargement localisé concentrique (P) agissant sur un rectangle  $(0.8 \times 0.8)$  engendré par le système de levage.

Cette charge (P) est donnée par la fiche technique de l'ascenseur, N'ayant pas cette fiche à disposition, la charge est arbitrairement prise égale à 9 tonnes (90 kN).

#### III.3.2. Dimensionnement de la dalle pleine salle machine :

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.50}{1.70} = 0.882$$

$0.4 < \rho_x = 0.882 < 1$ . Donc le panneau porte dans les deux sens.

$$\text{D'où : } h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{150}{30} = 5 \text{ cm.}$$

Le **RPA99 version 2003** exige une hauteur  $h_t \geq 12$  cm ; on adopte une épaisseur pour le panneau qui est :  **$h_t = 15$  cm.**

#### III.3.3. Détermination des sollicitations :

##### III.3.3.1. Moments engendrés par le système de levage :

Le calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent de déterminer les moments suivant le sens de la petite et de la grande portée.

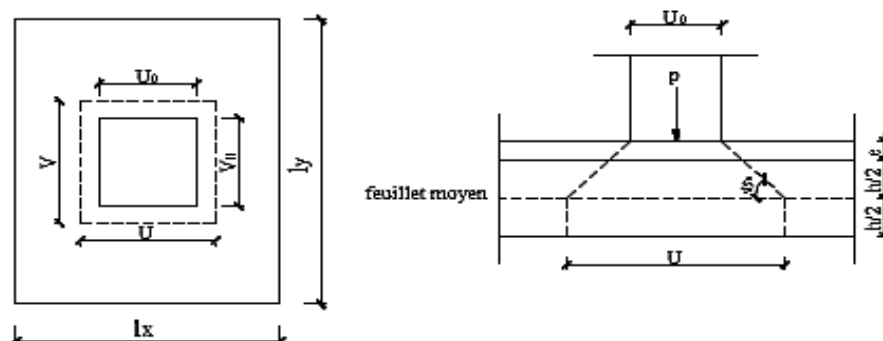


Figure III.3.1 : Rectangle d'impact au niveau du feuillet moyen.

**a) Rectangle d'impact:**

$$\begin{cases} U = a = a_0 + h_0 + 2\xi h_1 \\ V = b = b_0 + h_0 + 2\xi h_1 \end{cases} \quad \text{(Pratique du BAEL 91, p. 353) [17].}$$

Où :  $\xi = 1$  pour un revêtement en béton.

$\xi = 0.75$  pour un revêtement moins résistant.

Donc :

$$\begin{cases} U = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105 \text{ cm.} \\ V = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105 \text{ cm.} \end{cases}$$

**b) Calcul des moments fléchissant  $M_x$  et  $M_y$  :**

$$\begin{cases} M_x = P.(M_1 + vM_2). \\ M_y = P.(M_2 + vM_1). \end{cases}$$

Avec :

$v$  : Coefficient de POISSON.

$M_1$  et  $M_2$  : Coefficients déterminés à partir des abaques de PIGEAUD en fonction de  $\frac{U}{l_x}$ ,  $\frac{V}{l_y}$

et  $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

Donc :  $\frac{U}{l_x} = \frac{105}{150} = 0.7$  ;  $\frac{V}{l_y} = \frac{105}{170} = 0.62$  ;  $\rho = 0.882$  (on prend  $\rho = 0.90$ ).

Après interpolation :  $M_1 = 0.077$  et  $M_2 = 0.062$

**- À l'ELU : ( $v = 0$ ).**

$$\begin{cases} M_{xu} = 1.35.P(M_1) = 1.35 \times 90 \times 0.077 = 9.36 \text{ kN.m.} \\ M_y = 1.35.P(M_2) = 1.35 \times 90 \times 0.062 = 7.53 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

**- À l'ELS : ( $v = 0.2$ ).**

$$\begin{cases} M_{xs} = P.(M_1 + 0.2M_2) = 90 \times (0.077 + 0.2 \times 0.062) = 8.046 \text{ kN.m.} \\ M_{ys} = P.(M_2 + 0.2M_1) = 90 \times (0.062 + 0.2 \times 0.077) = 6.97 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

**III.3.3.2. Moments dus au poids propre de la dalle pleine :**

Au centre du panneau et pour une bande de largeur unitaire (1 m) la valeur des moments est :

**Sens  $l_x$  (Petite portée) :**  $M_{0x} = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2$

(Pratique du BAEL 91, p. 353) [17].

**Sens  $l_y$  (Grande portée) :**  $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

Où :

$\mu_{x1}$  et  $\mu_{y1}$  : Coefficients données par le tableau de l'annexe E.3 du BAEL 91 [14] en fonction du rapport  $\alpha = \rho_x = \frac{l_x}{l_y}$ , donc :

Pour  $\frac{l_x}{l_y} = 0.882$  :  $\mu_x = 0.0478$  et  $\mu_y = 0.740$ .

Poids propre de la dalle pleine :  $G = (0.15 \times 25)1\text{ml} = 3.75 \text{ kN/ml}$ .

Surcharge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ kN/ml}$ .

- **À l'ELU :**

$$\begin{cases} M_{xu}' = \mu_{x1} \cdot p \cdot l_x^2 = 0.0478 (1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1) 1.50^2 = 0.71 \text{ kN.m.} \\ M_{yu}' = \mu_{y1} \cdot M_{0x} = 0.740 \times 0.71 = 0.53 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

- **À l'ELS :**

$\mu_{x2}$  et  $\mu_{y2}$  : Coefficients données par le tableau de l'annexe E.3 du BAEL 91 [14] en fonction du rapport  $\alpha = \rho_x = \frac{l_x}{l_y}$ , et de  $v = 0.2$  donc :

Pour  $\frac{l_x}{l_y} = 0.882$  :  $\mu_{x2} = 0.0549$  et  $\mu_{y2} = 0.818$

Poids propre de la dalle pleine :  $G = (0.15 \times 25)1\text{ml} = 3.75 \text{ kN/ml}$ .

Surcharge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ kN/ml}$ .

$$\begin{cases} M_{xs}' = \mu_{x2} \cdot p \cdot l_x^2 = 0.0549 (3.75 + 1) 1.50^2 = 0.261 \text{ kN.m.} \\ M_{ys}' = \mu_{y2} \cdot M_{0x} = 0.819 \times 0.261 = 0.214 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

**a) Superposition des moments :****- À l'ELU :**

$$\begin{cases} M_x = M_{xu} + M_{xu}' = 9.36 + 0.71 = 10.07 \text{ kN.m.} \\ M_y = M_{yu} + M_{yu}' = 7.53 + 0.53 = 8.06 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

**- À l'ELS :**

$$\begin{cases} M_x = M_{xs} + M_{xs}' = 8.046 + 0.261 = 8.31 \text{ kN.m.} \\ M_y = M_{ys} + M_{ys}' = 6.97 + 0.241 = 7.21 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

**III.3.3.3. Correction des moments :**

Afin de tenir compte du semi-encastrement du panneau au niveau de son pourtour, les moments obtenus sont affectés d'un coefficient de (0.85) en travée et de (-0.3) aux appuis.

Donc :

**- À l'ELU :****En travée :**

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times 10.07 = 8.60 \text{ kN.m.} \\ M_y^t = 0.85 \times 8.06 = 6.85 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

**Aux appuis :**

$$\begin{cases} M_x^a = -0.3 \times 10.07 = -3.02 \text{ kN.m.} \\ M_y^a = -0.3 \times 8.06 = -2.42 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

**- À l'ELS :****En travée :**

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times 8.31 = 7.06 \text{ kN.m.} \\ M_y^t = 0.85 \times 7.21 = 6.13 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

**Aux appuis :**

$$\begin{cases} M_x^a = -0.3 \times 8.31 = -2.49 \text{ kN.m.} \\ M_y^a = -0.3 \times 7.21 = -2.16 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

**III.3.4. Calcul des armatures :**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bonde de longueur unité (1m) avec :

$$\mu = \frac{M}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{M.10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2}$$

À partir des abaques la valeur de  $\beta$  est déterminée en fonction de  $\mu$ .

$$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{M.10^3}{\beta.13 \times 48}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

| Zone       | Sens | $M_u$<br>(kN.m) | $\mu$  | $\beta$ | A (cm <sup>2</sup> ) | A adoptée (cm <sup>2</sup> ) |      | S <sub>t</sub> (cm) |
|------------|------|-----------------|--------|---------|----------------------|------------------------------|------|---------------------|
| En travée  | x-x' | 8.60            | 0.0358 | 0.982   | 1.94                 | 5HA 10                       | 3.92 | 23                  |
|            | y-y' | 6.85            | 0.0285 | 0.986   | 1.54                 | 5HA 10                       | 3.92 | 23                  |
| Aux appuis | x-x' | - 3.02          | 0.0125 | 0.987   | 0.68                 | 5HA 8                        | 2.51 | 23                  |
|            | y-y' | - 2.42          | 0.0101 | 0.995   | 0.54                 | 5HA 8                        | 2.51 | 23                  |

**Tableau III.3.1 : Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle salle machine.**

**III.3.5. Vérifications à l'ELU :****a) Condition de non-fragilité : (BAEL 91 / Art. B.7.4) [14].**

$$w_x = \frac{A_x}{b.h} \geq w_0 \frac{3 - \rho_x}{2} \text{ et } w_y = \frac{A_y}{b.h} \geq w_0$$

Avec :

$w_x$  et  $w_y$  : Les taux minimaux d'acier en travée dans le sens « x » et dans le sens « y ».

$w_0$  : Rapport du volume des aciers à celui du béton.  $w_0 = 0.0008$  pour des barres à haute adhérence de classe FeE400 de diamètre supérieur à  $\varphi = 6$  mm.

**- Sens x-x' :**

$$w_x = \frac{A_x}{b.h} \geq w_0 \frac{3 - \rho_x}{2} \rightarrow A_x \geq w_0 \frac{3 - \rho_x}{2} (b.h) = 0.0008 \times \frac{3 - 0.882}{2} \times (100 \times 15)$$

$$A_{x,\min} = 1.27 \text{ cm}^2.$$

$$A_x = 2.51 \text{ cm}^2 > A_{x,\min} = 1.27 \text{ cm}^2. \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**- Sens y-y' :**

$$w_y = \frac{A_y}{b.h} \geq w_0 \rightarrow A_y \geq w_0(b.h) = 0.0008 \times (100 \times 15) \rightarrow A_{y,\min} = 1.20 \text{ cm}^2.$$

$$A_y = 2.51 \text{ cm}^2 > A_{y,\min} = 1.20 \text{ cm}^2. \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**b) Diamètre maximal des barres : (BAEL 91 / Art. A.7.2,1) [14].**

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 :

$$\varphi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm.}$$

$$\varphi_{\text{adopté}} = 10 \text{ mm} < 15 \text{ mm.} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**c) Espacements des barres : (BAEL 91/ Art. A.8.2, 42) [14].**

Pour des charges concentrées et une fissuration non préjudiciable :

Direction la plus sollicitée (x-x) :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm.} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$

Direction perpendiculaire à la plus sollicitée (y-y) :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$   
 $\rightarrow \text{condition vérifiée.}$

**d) Poinçonnement : (BAEL 91 / Art. A.5.2,42) [14].**

$$Q_u \leq 0.045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

$Q_u$  : La charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime,

$h$  : 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 :

$$Q_u = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ kN.}$$

$$0.045 U_c \cdot h \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times \frac{25000}{1.5} = 472.5 \text{ kN.}$$

$$Q_u = 121.5 \text{ kN} < 472.5 \text{ kN.} \rightarrow \text{condition vérifiée,}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas requises.

e) Justification des armatures d'effort tranchant : (BAEL 91 / Art. A.5.2,2) [14].

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}.$$

Dans le cas où  $a < b$  ( $a=U$  et  $b=V$ ) : (Pratique du BAEL 91, p. 357) [17].

- Au milieu de  $a$  :  $V_a = \frac{P}{2a+b} = \frac{P}{2U+V}$
- Au milieu de  $b$  :  $V_b = \frac{P}{3a} = \frac{P}{3U}$

Donc :

- Au milieu de  $U$  :  $V_U = \frac{121.5}{2 \times 0.8 + 0.8} = 50.625 \text{ kN.}$
- Au milieu de  $V$  :  $V_V = \frac{121.5}{3 \times 0.8} = 50.625 \text{ kN.}$

D'où :

$$\tau_u = \frac{50.625 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.39 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \frac{25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.39 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ MPa.} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc, aucune armature d'effort tranchant n'est requise.

### III.3.6. Vérifications à l'ELS :

a) Etat limite de compression du béton :

- Sens x-x' :
- En travée :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_{i,d}.A}$$

$$\rho = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 13} = 0.302$$

Des abaques et pour une valeur de  $\rho = 0.302$  :  $\beta_1 = 0.913$  ;  $K_1 = 42.47$

$$\text{Donc : } \sigma_{st} = \frac{8.60 \times 10^6}{0.913 \times 130 \times 3.92 \times 10^2} = 184.84 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{184.84}{42.47} = 4.35 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 4.35 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**Sur appuis :**

$$\rho = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 13} = 0.193$$

Des abaques et pour une valeur de  $\rho = 0.193$  :  $\beta_1 = 0.929$  ;  $K_1 = 55.42$

$$\text{Donc : } \sigma_{st} = \frac{3.02 \times 10^6}{0.929 \times 130 \times 2.51 \times 10^2} = 99.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{99.63}{55.42} = 1.80 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 1.80 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• **Sens y-y' :**

**En travée :**

$$\rho = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 13} = 0.302$$

Des abaques et pour une valeur de  $\rho = 0.302$  :  $\beta_1 = 0.913$  ;  $K_1 = 42.47$

$$\text{Donc : } \sigma_{st} = \frac{6.85 \times 10^6}{0.913 \times 130 \times 3.92 \times 10^2} = 147.23 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{147.23}{42.47} = 3.47 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 3.47 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**Sur appuis :**

$$\rho = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 13} = 0.193$$

Des abaques et pour une valeur de  $\rho = 0.193$  :  $\beta_1 = 0.929$  et  $K_1 = 55.42$

$$\text{Donc : } \sigma_{st} = \frac{2.42 \times 10^6}{0.929 \times 130 \times 2.51 \times 10^2} = 79.83 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{79.83}{55.42} = 1.44 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 1.44 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**b) Etat limite d'ouverture des fissures :**

La dalle de la salle machine n'est pas exposé aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire.

(Article A.4.5,32 du BAEL 91) [14].

**c) Etat limite de déformation :**

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites (BAEL 91/ Art. B.7.5) [14].

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{bx}}{20.M_x} ; \rho_x = \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$$

D'où :

$$\cdot \frac{h}{L_x} = \frac{15}{150} = 0.1 > \frac{M_{bx}}{20.M_x} = \frac{8.60}{20 \times 10.07} = 0.0427. \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\cdot \frac{A_x}{b.d} = \frac{3.92}{100 \times 13} = 0.00302 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005. \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées. Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire (La flèche est vérifiée).

**III.3.7. Conclusion**

Le ferrailage retenu pour la dalle de la salle des machines est le suivant :

- **Sens x-x' :**

**En travée : 5HA 10/ml = 3.92 cm<sup>2</sup>. Avec un espacement (S<sub>t</sub>= 23 cm).**

**Aux appuis : 5HA 8/ml = 2.51cm<sup>2</sup>. Avec un espacement (S<sub>t</sub>= 23 cm).**

- **Sens y-y' :**

**En travée : 5HA 10/ml = 3.92 cm<sup>2</sup>. Avec un espacement (S<sub>t</sub>= 23 cm).**

**Aux appuis : 5HA 8/ml = 2.51cm<sup>2</sup>. Avec un espacement (S<sub>t</sub>= 23 cm).**

### III.4. Calcul des escaliers :

#### III.4.1. Introduction :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de marches et de paliers permettant de passer à pied, d'un niveau à un autre.

Notre structure comporte une seule cage d'escalier, pour les escaliers menant d'un rez-de-chaussée aux étages courant sont tous les mêmes.

#### III.4.2 Terminologie :

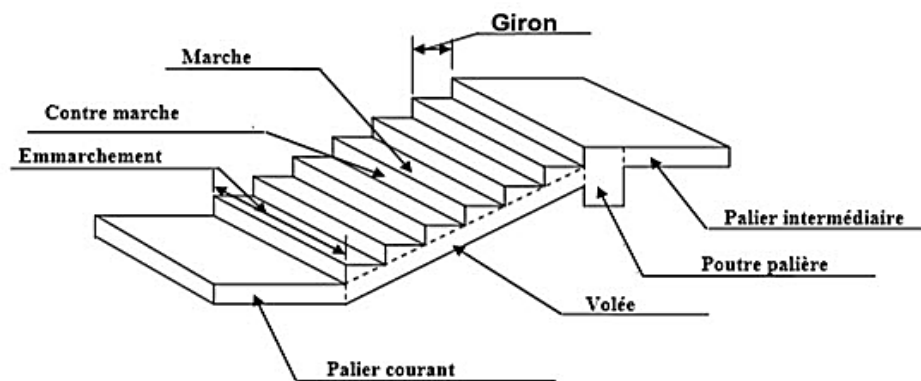


Figure III.4.1 : coupe verticale des escaliers.

- **La marche** : est la surface plane sur laquelle se pose le pied.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches.
- **Nez de marche** : est l'intersection de la marche et la contre marche, est parfois saillie sur la Contre marche.
- **La hauteur de la marche « h »** : est la différence de niveau entre deux marches successives.
- **Le giron** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre Marches, il y a une valeur constante, de **28 cm** au minimum.
- Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLONDEL qui est :
- **$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$**
- **Une volée** : est l'ensemble des marches (25 au maximum) comprises entre deux paliers.
- **Un palier** : est la plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
- **g** : Largeur de la marche.
- **h** : Hauteur de la contre marche.
- **e** : épaisseur de la paillasse et de palier.
- **H** : hauteur de la volée.
- **L<sub>0</sub>** : portée de la paillasse.
- **L<sub>2</sub>** : largeur du palier.
- **L<sub>1</sub>** : longueur de la paillasse projetée.
- **L** : longueur linéaire de la paillasse et celles des paliers.

## III-4-3 L'étude de l'escalier :

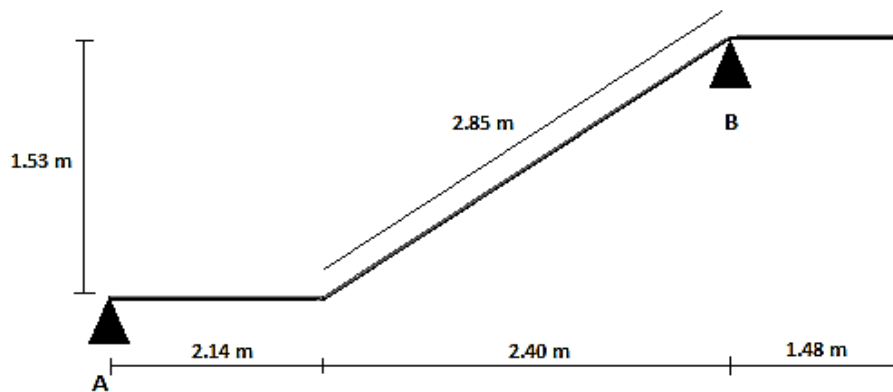


Figure III.4.2 : Schéma statique des escaliers des étages courants.

$L_1$ : longueur du palier de départ 2.14 m.

$L_p$  : Longueur réelle de la paillasse 2.40 m.

$L_2$  : Longueur réelle du palier de repos 1.48 m.

$L$ : Longueur du paillasse projetée.

## III.4.3.1 : Dimensionnement des escaliers :

Le dimensionnement des escaliers consiste à déterminer :

a) Hauteur de la marche  $h$  :

On a  $14 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm}$ .

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

b) Nombre de marches  $n$  :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{1.53 \text{ m}}{0.17 \text{ m}} = 9 \text{ marches}$$

## c) Nombre de contremarches :

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8$$

## d) Le giron :

On a  $22 \text{ cm} \leq g \leq 33 \text{ cm}$

$$g = \frac{L_p}{m} = \frac{240 \text{ cm}}{8} = 30 \text{ cm}$$

On prend  $g = 30 \text{ cm}$ .

**III.4.3.2 Vérification de la formule de BLONDEL :**

Les dimensions des marches et contre marches doivent vérifier la formule de BLONDEL :

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

$$59 \text{ cm} \leq 2(17) + 30 \leq 66 \text{ cm.}$$

$$59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm.} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**III.4.3.3 Epaisseur de la paillasse :**

$$\frac{L_0}{30} \leq e \leq \frac{L_0}{20}$$

Avec :  $L_0$  longueur réelle de la paillasse et du palier (entre appui).

**III.4.3.4 Calcul de la longueur projetée  $L_p$  :**

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L_p} = \frac{1.53}{2.40} \rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L_p}{L} \rightarrow L = \frac{L_p}{\cos \alpha} = \frac{2.40 \text{ m}}{\cos 32.52^\circ}$$

$$\text{Donc } L = 2.85 \text{ m.}$$

$$L_0 = L_1 + L = 2.14 \text{ m} + 2.85 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } L_0 = 4.99 \text{ m.}$$

$$\frac{499 \text{ cm}}{30} \leq e \leq \frac{499 \text{ cm}}{20}$$

$$16.63 \text{ cm} \leq e \leq 24.95 \text{ cm}$$

$$\text{On prend } e = 23 \text{ cm.}$$

**III.4.4 Calcul de sollicitation pour un escalier à deux volées identiques :****III.4.4.1 Charges permanentes :****a) Palier :**

| Eléments                                | Epaisseur (m) | $\rho$ (KN/m <sup>3</sup> ) | Charge (KN/m <sup>2</sup> ) |
|-----------------------------------------|---------------|-----------------------------|-----------------------------|
| 1-Revêtement carrelage                  | 0.02          | 20                          | 0.4                         |
| 2-Mortier de pose                       | 0.02          | 20                          | 0.4                         |
| 3-Lit de sable                          | 0.03          | 18                          | 0.54                        |
| 4-Poids du palier                       | 0.23          | 25                          | 5.75                        |
| 5-Enduit plâtre                         | 0.02          | 10                          | 0.2                         |
| <b>G palier = 7.29 KN/m<sup>2</sup></b> |               |                             |                             |

Tableau III.4.1: récapitulatif du chargement exercé sur palier.

## b) Volée :

| Eléments                                | Epaisseur (m) | $\rho$ (KN/m <sup>3</sup> ) | Charge (KN/m <sup>2</sup> )        |
|-----------------------------------------|---------------|-----------------------------|------------------------------------|
| 1-Revêtement carrelage                  | 0.02          | 20                          | 0.4                                |
| 2-Mortier de pose                       | 0.02          | 20                          | 0.4                                |
| 3-Lit de sable                          | 0.03          | 18                          | 0.54                               |
| 4-Poids du palier                       | 0.23          | 25                          | 6.82                               |
| 5-Enduit plâtre                         | 0.02          | 10                          | 0.2                                |
| 6-Poids des marches                     | ...           | 25                          | $\frac{25 \times 0.17}{2} = 2.125$ |
| 7-Poids des gardes corps                | ...           | ....                        | 0.2                                |
| <b>G volée = 10.70 KN/m<sup>2</sup></b> |               |                             |                                    |

Tableau III.4.2: récapitulatif du chargement exercé sur la paillasse.

## III.4.4.2 Surcharge d'exploitation :

Selon le D.T.R pour une construction à usage d'habitation, la surcharge pour le palier et la volée est de :

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

## III.4.4.3 Une charge concentrée sur l'extrémité du palier dû à la charge du mur (P) :

$$P = (3.06 - 0.23) - 2.36 - 1\text{ml}$$

$$P_{\text{Mur}} = 6.679 \text{ KN}$$

## III.4.4.4 Combinaison de charges :

- à l'ELU :  $q_u = (1.35 G + 1.5 Q)1\text{m}$ .

$$\text{Palier } q_{up} = (1.35 \times 7.29 + 1.5 \times 2.5)1 \text{ m} = 13.59 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Volée } q_{uv} = (1.35 \times 10.7 + 1.5 \times 2.5)1 \text{ m} = 18.20 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Mur extérieur } P_{uM} = 1.35 \times 6.679 = 9.02 \text{ KN.}$$

- à l'ELS :  $q_s = (G + Q) 1 \text{ m}$ .

$$\text{Palier } q_{sp} = (7.29 + 2.5)1 \text{ m} = 9.80 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Volée } q_{sv} = (10.7 + 2.5)1 \text{ m} = 13.20 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Mur extérieur } P_{sM} = 6.679 \text{ KN.}$$

## III.4.4.5 Calcul des efforts internes à l'ELU :

## a) Réaction aux appuis :

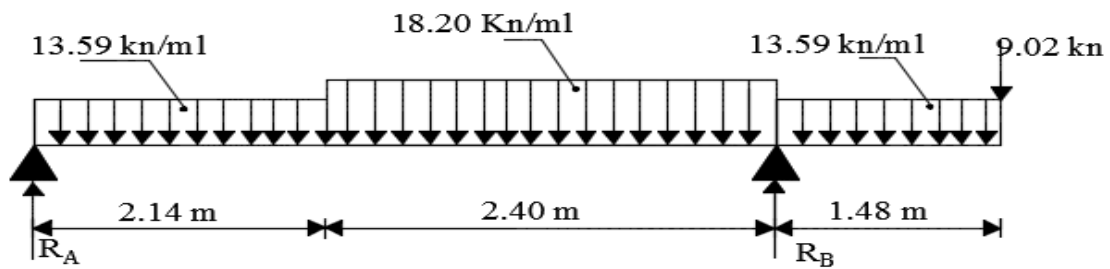


Figure III.4.3 : Schéma statique du chargement appliqué à l'escalier à l'ELU.

$$\sum F = 0$$

$$R_A - 13.59 (2.14) - 18.20 (2.40) + R_B - 13.59 (1.48) - 9.02$$

$$R_A + R_B = 101.90 \text{ KN} \dots\dots\dots (1)$$

$$\sum M_{F/A} = 0$$

$$-13.59 (2.14) \left( \frac{2.14}{2} \right) - 18.20 (2.40) \left( \frac{2.40}{2} + 2.14 \right) + 4.54 R_B$$

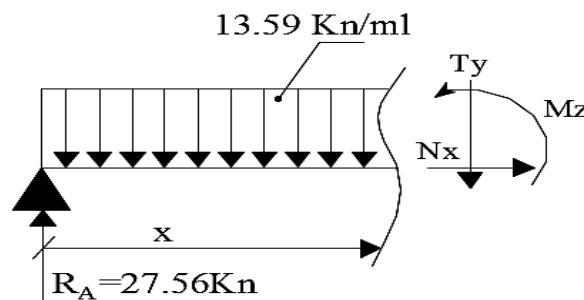
$$- 13.59 (1.48) \left( \frac{1.48}{2} + 2.40 + 2.14 \right) - 9.02 (6.02) = 0$$

$$R_B = \frac{337.52}{4.54}$$

$$R_B = 74.34 \text{ KN} \quad \text{et} \quad R_A = 27.56 \text{ KN}$$

## b) Efforts tranchants et moments fléchissant :

1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 2.14 \text{ m}$



- **Efforts tranchants :**

$$-T_y - 13.59x + 27.56 = 0$$

$$T_y = -13.59x + 27.56$$

$$\text{Pour } \begin{cases} x = 0 \text{ m} & \rightarrow T_y(0) = 27.56 \text{ KN} \\ x = 2.14 \text{ m} & \rightarrow T_y(2.14) = -1.52 \text{ KN} \end{cases}$$

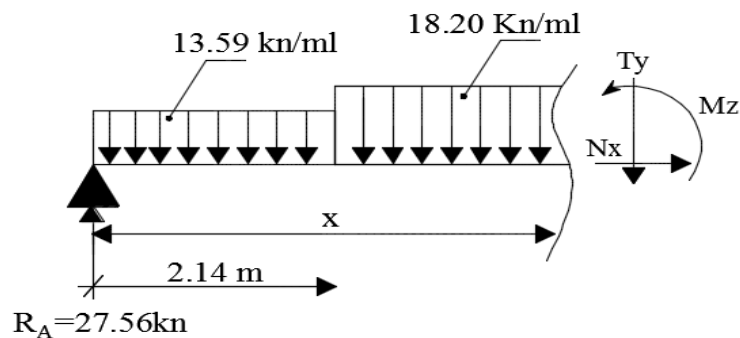
- **Moment fléchissant :**

$$M_z - 27.56x + 13.59x \left(\frac{x}{2}\right) = 0$$

$$M_z = -13.59 \frac{x^2}{2} + 27.56x$$

$$\text{Pour } \begin{cases} x = 0 \text{ m} & \rightarrow M_z(0) = 0 \text{ KN} \\ x = 2.14 \text{ m} & \rightarrow M_z(2.14) = 27.86 \text{ KN} \end{cases}$$

**2<sup>ème</sup> tronçon :  $2.14 \leq x \leq 4.54 \text{ m}$**

- **Efforts tranchants :**

$$-T_y + 27.56 - 13.59(2.14) - 18.20(x - 2.14) = 0$$

$$T_y = 27.56 - 13.59(2.14) - 18.20(x - 2.14)$$

$$\text{Pour } \begin{cases} x = 2.14 \text{ m} & \rightarrow T_y(2.14) = -1.52 \text{ KN} \\ x = 4.54 \text{ m} & \rightarrow T_y(4.54) = -45.20 \text{ KN} \end{cases}$$

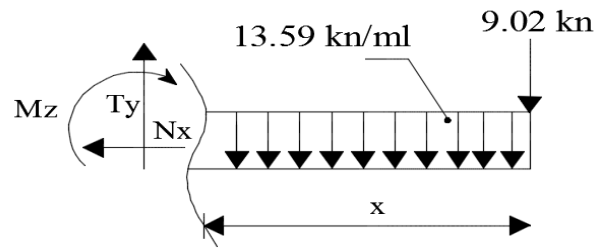
- **Moments fléchissant :**

$$M_z - 27.56x + 13.59(2.14)\left(x - \frac{2.14}{2}\right) + 18.20(x - 2.14)\left(\frac{x - 2.14}{2}\right) = 0$$

$$M_z = 27.56x - 13.59(2.14)\left(x - \frac{2.14}{2}\right) - 18.20\left(\frac{(x - 2.14)^2}{2}\right)$$

$$\text{Pour } \begin{cases} x = 2.14 \text{ m} & \rightarrow M_z(2.14 \text{ m}) = 27.86 \text{ KNm} \\ x = 4.54 \text{ m} & \rightarrow M_z(4.54 \text{ m}) = -28.23 \text{ KNm} \end{cases}$$

3<sup>ème</sup> tronçon  $0 \leq x \leq 1,48 \text{ m}$



- **Efforts tranchants :**

$$- Ty - 13.59x - 9.02 = 0$$

$$Ty = 13.59x + 9.02$$

$$\text{Pour } \begin{cases} x = 0 \text{ m} & \rightarrow Ty(0 \text{ m}) = 9.02 \text{ KN} \\ x = 1.48 \text{ m} & \rightarrow Ty(1.48 \text{ m}) = 29.13 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Moments fléchissant :**

$$M_z + 13.59x \left( \frac{x}{2} \right) + 9.02x = 0$$

$$M_z = -13.59 \frac{x^2}{2} - 9.02x$$

$$\text{Pour } \begin{cases} x = 0 \text{ m} & \rightarrow M_z(0 \text{ m}) = 0 \text{ KNm} \\ x = 1.48 \text{ m} & \rightarrow M_z(1.48 \text{ m}) = -28.23 \text{ KNm} \end{cases}$$

- **Calcul le moment maximale :**

$$\text{Quand } \frac{dM_z(x)}{dx} = Ty(x) = 0 \rightarrow \text{La valeur de } M_z \text{ max}$$

$$\text{D'où } Ty = -13.59x + 27.56 = 0$$

$$x = 2.0279 \text{ m}$$

$$0 \leq x = 2.0279 \text{ m} \leq 2.14 \text{ m}$$

Donc

$$M_z \text{ max}(2.0279 \text{ m}) = -13.59 \left( \frac{(2.0279)^2}{2} \right) + 27.56 (2.0279)$$

$$M_z \text{ max } (x = 2.0279 \text{ m}) = 27.95 \text{ KNm}$$

**Remarque :**

Compte tenu du semi encastrement à l'extrémité de l'appui A, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment  $M_z \text{ max}$  du niveau de l'appui A et en travée.

- **Aux appuis :**

$$M_u^a = -0.3 M_z \text{ max} = -0.3 (27.95 \text{ KNm}) = -8.385 \text{ KNm}$$

$$M_u^b = -28.23 \text{ KNm}$$

- **En travée :**

$$M_u^t = 0.85 M_z \text{ max} = 0.85 (27.95 \text{ KNm}) = 23.76 \text{ KNm}$$

$$M_u^t = 23.76 \text{ KNm}$$

Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU :

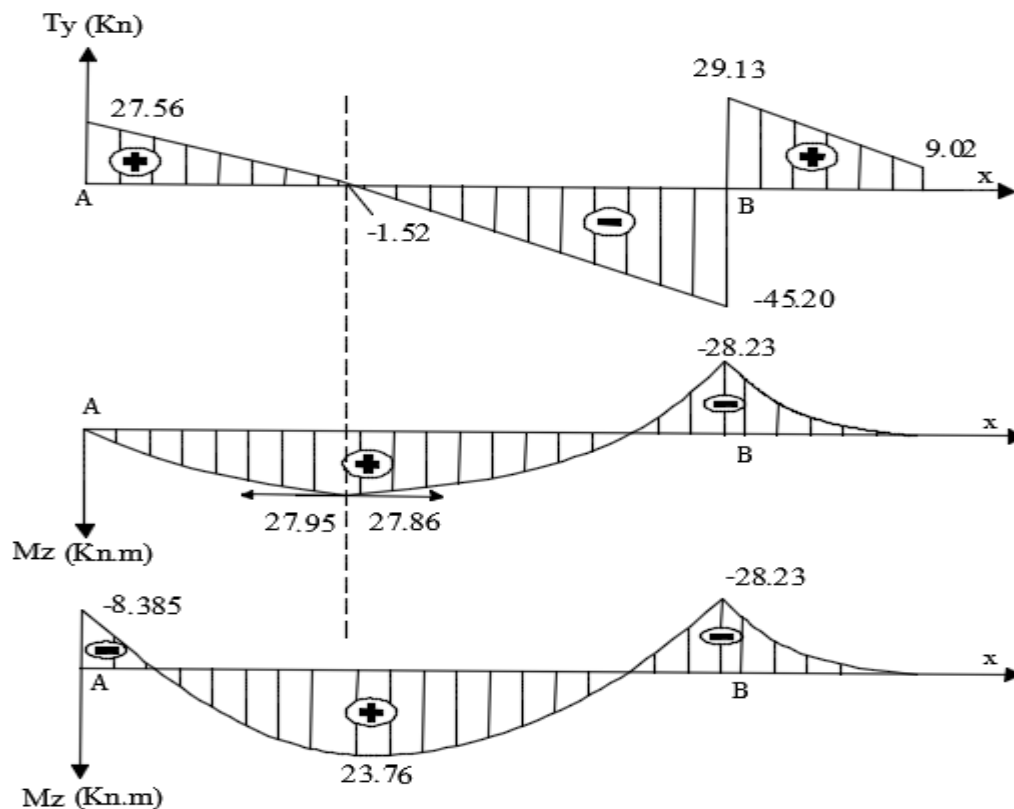


Figure III.4.4 : Diagrammes des efforts tranchant et des moments fléchissant à l'ELU.

## III.4.5 Calcul des armatures :

Etude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple :  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $h = 23 \text{ cm}$  ;  $c = 3 \text{ cm}$  et  $d = 23 \text{ cm}$

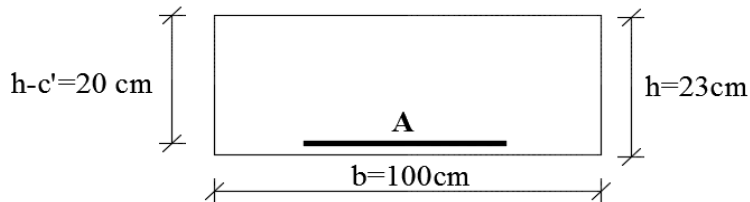


Figure III.4.5 : schéma de la section d'escalier à ferrailler.

## III.4.5.1 Aux appuis :

a) L'appui (A) :  $M_u^a = -8.385 \text{ KNm}$ .

## a.1) Armatures principales :

$$\mu_u^a = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{8.385 \times 10^3}{100 (20)^2 \times 14.2} = 0.0147$$

$$\mu_u^a = 0.0147 < \mu_l = 0.392 \rightarrow (\text{S.S.A}).$$

$$\begin{cases} \mu_u^a = 0.0147 \\ \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} \end{cases} \rightarrow \beta = 0.9924 \text{ (du tableau)}$$

$$A_{ap(A)} = \frac{M_u^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8.385 \times 10^3}{0.9924 \times 20 \times 348} = 1.21 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_{ap(A)} = 5 \text{ HA10} = 3.92 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_T = 20 \text{ cm}$ .

## a.2) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{ap(A)}}{4} = \frac{3.92 \text{ cm}^2}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_{r(A)} = 5 \text{ HA8} = 2.51 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_T = 20 \text{ cm}$ .

**b) L'appui (B) :**  $M_u^b = -28.23 \text{ KNm}$ .

**b.1) Armatures principales :**

$$\mu_u^b = \frac{M_u^b}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{28.23 \times 10^3}{100 (20)^2 \times 14.2} = 0.0497$$

$$\mu_u^b = 0.0497 < \mu_l = 0.392 \rightarrow (\text{S.S.A}).$$

$$\begin{cases} \mu_u^b = 0.0497 \\ \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} \end{cases} \rightarrow \beta = 0.9748$$

$$A_{ap(B)} = \frac{M_u^b}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{28.23 \times 10^3}{0.9748 \times 20 \times 348} = 4.16 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_{ap(B)} = 5 \text{ HA12} = 5.65 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_T = 20 \text{ cm}$ .

**b.2) Armatures de répartition :**

$$A_{r(B)} = \frac{A_{ap(B)}}{4} = \frac{5.65 \text{ cm}^2}{4} = 1.4125 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_{r(B)} = 5 \text{ HA8} = 2.51 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_T = 20 \text{ cm}$ .

#### III.4.5.1 En travée :

En travée :  $M_u^t = 23.76 \text{ KNm}$

**a) Armatures principales :**

$$\mu_u^t = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{23.76 \times 10^3}{100 (20)^2 \times 14.2} = 0.0418$$

$$\mu_u^t = 0.0418 < \mu_l = 0.392 \rightarrow (\text{S.S.A}).$$

$$\begin{cases} \mu_u^t = 0.0418 \\ \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} \end{cases} \rightarrow \beta = 0.9799$$

$$A_{st} = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{23.76 \times 10^3}{0.9799 \times 20 \times 348} = 3.48 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_{st} = 5 \text{ HA12} = 5.65 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_T = 20 \text{ cm}$

**b) Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5.65 \text{ cm}^2}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_{r(A)} = 5 \text{ HA8} = 2.51 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_T = 20 \text{ cm}$

|           |                  | Armatures principales        | Armatures de répartitions   |
|-----------|------------------|------------------------------|-----------------------------|
| Appui (A) | Section calculée | 1.21 cm <sup>2</sup>         | 0.98 cm <sup>2</sup>        |
|           | Section adoptée  | 5HA10 = 3.92 cm <sup>2</sup> | 5HA8 = 2.51 cm <sup>2</sup> |
|           | Espacement       | St = 20 cm                   | St = 20 cm                  |
| Appui (B) | Section calculée | 4.16 cm <sup>2</sup>         | 1.4125 cm <sup>2</sup>      |
|           | Section adoptée  | 5HA12 = 5.65 cm <sup>2</sup> | 5HA8 = 2.51 cm <sup>2</sup> |
|           | Espacement       | St = 20 cm                   | St = 20 cm                  |
| En travée | Section calculée | 3.48 cm <sup>2</sup>         | 1.13 cm <sup>2</sup>        |
|           | Section adoptée  | 5HA12 = 5.65 cm <sup>2</sup> | 5HA8 = 2.51 cm <sup>2</sup> |
|           | Espacement       | St = 20 cm                   | St = 20 cm                  |

Tableau III.4.3 : Récapitulatif du ferrailage adopté aux appuis et en travée.

### III.4.6 Vérification à l'ELU :

#### III.4.6.1 Condition de non fragilité : [BAEL 99 art. A.4.2.1].

Le ferrailage de l'escalier doit satisfaire le C.N.F

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

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} \\ f_e = 400 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A_{\min} = 0.23 \frac{2.1}{400} 100 \times 20 = 2.42 \text{ cm}^2$$

- En travée :  $A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.42 \text{ cm}^2 \rightarrow$  **condition vérifiée.**
- Sur l'appui A :  $A_{ap(A)} = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.42 \text{ cm}^2 \rightarrow$  **condition vérifiée.**
- Sur l'appui B :  $A_{ap(B)} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.42 \text{ cm}^2 \rightarrow$  **condition vérifiée.**

#### III.4.6.2 Espacement des bornes :

##### a) Armatures principales :

Aux appuis :  $S_T = 20 \text{ cm}$

$$S_T < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

En travée :  $S_T = 20 \text{ cm}$

**b) Armatures de réparation :**

Aux appuis :  $S_T = 20 \text{ cm}$

$$S_T < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

En travée :  $S_T = 20 \text{ cm}$

**c) Vérification de la section du béton à l'effort tranchant : [Art A.5.1,211/ BAEL 91].**

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.2}{\gamma_b} \cdot f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\right\}.$$

$v_u$  : Effort tranchant maximal en valeur absolue

$$\tau_u = \frac{45.20 \times 10^3}{1000 \times 200} = 0.226 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.2}{1.5}(25) ; 5 \text{ MPa}\right\} \rightarrow \bar{\tau}_u = \min\{3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}\}$$

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

Donc  $\tau_u = 0.226 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$

**d) Vérification des contraintes d'adhérence et d'entraînement des barres :**

$$\tau_{se} = \frac{v_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \sum U_i = \text{somme des périmètres utiles des barres.} \\ \sum U_i = n \cdot \emptyset \cdot \pi \\ \psi_s : \text{coefficient de scellement (fonction de la nuance d'acier).} \\ \psi_s = 1.5 \text{ (bares des hautes adhérences).} \\ f_{t28} = 2.1 \text{ MPa.} \end{cases}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

- à l'appui (A) :

$$\sum U_i = 5 \times 10 \times \pi = 157.08 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{45.20 \times 10^3}{0.9 \times 200 \times 157.08}$$

$\tau_{se} = 1.598 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

- à l'appui (B) et En travée : (même diamètre).

$$\sum U_i = 5 \times 12 \times \pi = 188.496 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{45.20 \times 10^3}{0.9 \times 200 \times 188.496 \text{ mm}} = 1.332 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.332 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

**e) Ancrage des barres aux appuis : [Art A.6.1,22/BAEL 91].**

La longueur de scellement droit : correspond à la longueur maximale d'ancrage rectiligne.

$$L_s = \frac{\emptyset \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 \cdot f_{c28} = 0.6 (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa} \\ f_e = 400 \text{ MPa} \\ \psi_s = 1.5 \end{cases}$$

- à l'appui (B) et En travée :

$$L_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 423.280 \text{ mm} = 42.328 \text{ cm}$$

- D'après le BAEL 91 [Art 6.1.221] La longueur des scellements pour les HA400

$$L_s = 35 \emptyset = 35 (1.2 \text{ cm}) = 42 \text{ cm}$$

- La longueur d'ancrage mesurée hors crochets :

$$L_c = 0.4 L_s = 0.4 (42.328 \text{ cm}) = 16.931 \text{ cm}$$

- à l'appui (A) :

$$L_c = \frac{10 \times 400}{4 \times 2.835} = 352.734 \text{ mm} = 35.2734 \text{ cm}$$

- D'après le BAEL 91 [Art 6.1.221] La longueur de scellement pour les HA400.

$$L_s = 35 \emptyset = 35 (1.0 \text{ cm}) = 35 \text{ cm}$$

- La longueur d'ancrage mesurée hors crochets :

$$L_c = 0.4 L_s = 0.4 (35.2734 \text{ cm}) = 14.11 \text{ cm}$$

f) L'influence de l'effort tranchant sur le béton : [Art A.5.1,313/BAEL 91].

$$\frac{2v_u}{b \times 0.9b} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma b}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \times 45.20 \times 10^3}{1000 (0.9)(200)} = 0.502 \text{ MPa} \\ \frac{0.8 (25 \text{ MPa})}{1.5} = 13.33 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Donc  $0.502 \text{ MPa} < 13.33 \text{ MPa} \rightarrow$  **condition vérifiée.**

### III.4.7 Vérification à l'ELS :

#### III.4.7.1 Calcul des efforts internes à l'ELS :

a) Les réactions d'appuis :

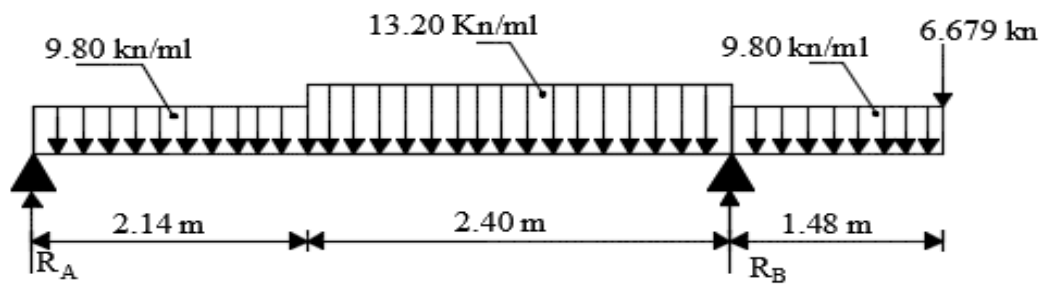


Figure III.4.6 : Schéma statique du chargement appliqué à l'escalier à l'ELS.

$$\sum F = 0$$

$$R_A - 9.80 (2.14) - 13.20 (2.40) + R_B - 9.80 (1.48) - 6.679 = 0$$

$$R_A + R_B - 9.80 (2.14 + 1.48) - 13.20 (2.40) - 6.679 = 0$$

$$R_A + R_B - 35.476 - 31.68 - 6.679 = 0$$

$$R_A + R_B = 73.84 \text{ KN}$$

$$\sum MF/A = 0$$

$$\begin{aligned}
 & - 9.80 (2.14) \left( \frac{2.14}{2} \right) - 13.20 (2.40) \left( \frac{2.40}{2} + 2.14 \right) + 4.54 R_B \\
 & - 9.80 (1.48) \left( \frac{1.48}{2} + 2.40 + 2.14 \right) - 6.679 (6.02) = 0 \\
 & - 22.44 - 105.81 + 4.54 R_B - 76.58 - 40.21 = 0 \\
 & 4.54 R_B = 245.04
 \end{aligned}$$

$$R_B = \frac{245.04}{4.54}$$

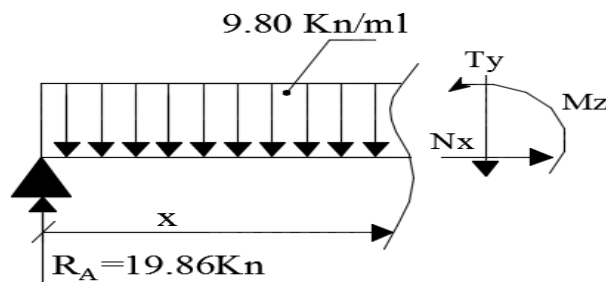
$$R_B = 53.97 \text{ KN}$$

Donc

$$R_A = 19.86 \text{ KN}$$

**b) Efforts tranchants et moments fléchissant :**

**1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 2.14 \text{ m}$**



- **Efforts tranchants :**

$$- T_y + 19.86 - 9.80x = 0$$

$$T_y = -9.80x + 19.86$$

$$\text{Pour } \begin{cases} x = 0 \text{ m} \rightarrow T_y(0 \text{ m}) = 19.86 \text{ KN} \\ x = 2.14 \text{ m} \rightarrow T_y(2.14 \text{ m}) = -1.11 \text{ KN} \end{cases}$$

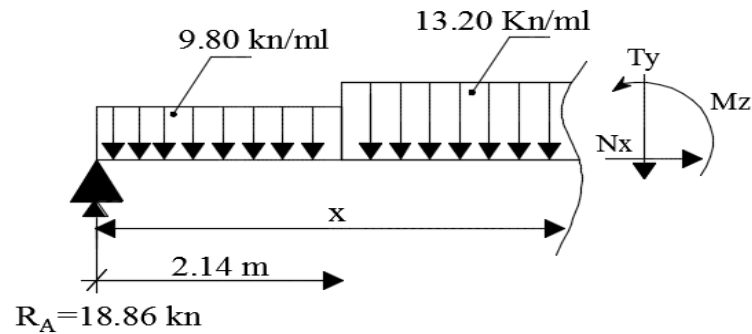
- **Moments fléchissant :**

$$M_z - 19.86x + 9.80x \left( \frac{x}{2} \right) = 0$$

$$M_z = -9.80 \frac{x^2}{2} + 19.86x$$

$$\text{Pour } \begin{cases} x = 0 \text{ m} \rightarrow M_z(0 \text{ m}) = 0 \text{ KNm} \\ x = 2.14 \text{ m} \rightarrow M_z(2.14 \text{ m}) = 20.06 \text{ KNm} \end{cases}$$

2<sup>ème</sup> tronçon  $2.14 \text{ m} \leq x \leq 4.54 \text{ m}$



- Efforts tranchants :

$$- T_y + 19.86 - 9.80 (2.14) - 13.20 (x - 2.14) = 0$$

$$T_y = 19.86 - 9.80 (2.14) - 13.20 (x - 2.14)$$

$$\text{Pour } \begin{cases} x = 2.14 \text{ m} \rightarrow T_y (2.14 \text{ m}) = -1.11 \text{ KN} \\ x = 4.54 \text{ m} \rightarrow T_y (4.54 \text{ m}) = -32.79 \text{ KN} \end{cases}$$

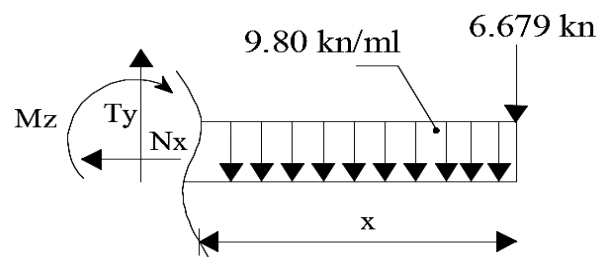
- Moment fléchissant :

$$M_z - 19.86x + 9.80 (2.14) \left( x - \frac{2.14}{2} \right) + 13.20 (x - 2.14) \left( \frac{x - 2.14}{2} \right) = 0$$

$$M_z = 19.86x - 9.80 (2.14) \left( x - \frac{2.14}{2} \right) - 13.20 \left( \frac{x - 2.14}{2} \right)$$

$$\text{Pour } \begin{cases} x = 2.14 \text{ m} \rightarrow M_z (2.14 \text{ m}) = 20.06 \text{ KNm} \\ x = 4.54 \text{ m} \rightarrow M_z (4.54 \text{ m}) = -20.62 \text{ KNm} \end{cases}$$

3<sup>ème</sup> tronçon  $0 \leq x \leq 1.48 \text{ m}$



-

- **Efforts tranchants :**

$$T_y - 9.80x - 6.679 = 0$$

$$T_y = 9.80x + 6.679$$

$$\text{Pour } \begin{cases} x = 0 \text{ m} \rightarrow M_z(0 \text{ m}) = 0 \text{ KNm} \\ x = 1.48 \text{ m} \rightarrow M_z(1.48 \text{ m}) = -20.62 \text{ KNm} \end{cases}$$

**c) Calculer le moment maximal :**

$$\text{Quand } \frac{dM_z(x)}{dx} = T_y(x) = 0 \rightarrow \text{La valeur de } M_z \text{ max}$$

$$\text{D'où } T_y = 0 \rightarrow -9.80x + 19.86 = 0$$

$$x = 2.0265 \text{ m}$$

$$0 \leq x = 2.0265 \text{ m} \leq 2.14 \text{ m}$$

$$\text{Donc } M_z(2.0265 \text{ m}) = -9.80 \left( \frac{(2.0265)^2}{2} \right) + 19.86(2.0265)$$

$$M_z \text{ max}(2.0265 \text{ m}) = 20.12 \text{ KNm}$$

**Remarque :**

Compte tenu du semi encastrement à l'extrémité de l'appui A, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment  $M_z \text{ max}$  au niveau de l'appui A et en travée.

**Aux appuis :**

$$M_s^A = -0.3 M_z \text{ max} = 0.3 (20.12 \text{ KNm}) = -6.036 \text{ KNm}$$

$$M_s^B = 20.62 \text{ KNm}$$

**En travée :**

$$M_s^t = 0.85 M_z \text{ max} = 0.85 (20.12 \text{ KNm}) = 17.102 \text{ KNm}$$

$$M_s^t = 17.102 \text{ KNm}$$

Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant :

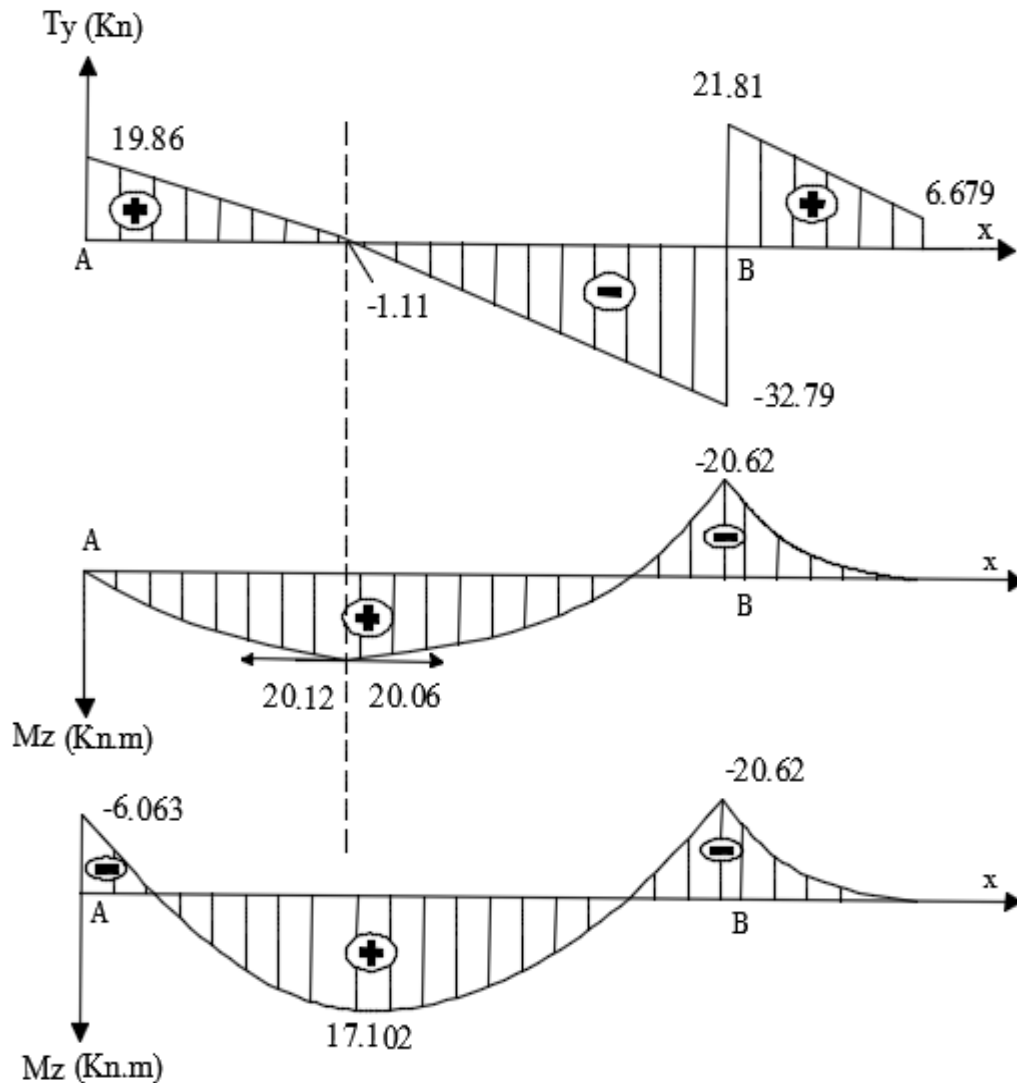


Figure III.4.7 : Diagrammes des efforts tranchant et des moments fléchissant à l'ELS.

### III.4.7.2 Les contraintes limites dans le béton et l'acier :

Les contraintes dans le béton et l'acier doivent vérifier les conditions suivantes :

- La contrainte dans l'acier  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$
- La contrainte dans le béton  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

#### a) En travée :

##### a.1) Les contraintes dans l'acier :

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 20} = 0.283$$

$$\rho = 0.283 \rightarrow \beta_1 = 0.916 \text{ et } K_1 = 44.52$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^t}{A_{st} \cdot \beta \cdot d} = \frac{17.102 \times 10^3}{5.65 \times 0.916 \times 20} = 165.22 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible donc

$$\bar{\sigma}_{st} = f_e = 400 \text{ MPa}$$

D'où :  $\sigma_{st} = 165.22 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa} \rightarrow$  **condition vérifiée.**

**a.2) Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{165.22 \text{ MPa}}{44.52} = 3.71 \text{ MPa}$$

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

D'où  $\sigma_{bc} = 3.71 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow$  **condition vérifiée.**

**b) à l'appui (B) :**

**b.1) La contrainte sur l'acier :**

$$\rho = \frac{100 \times A_{p(B)}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 20} = 0.283$$

$$\rho = 0.283 \rightarrow \beta_1 = 0.916 \text{ et } K_1 = 44.52$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_b^s}{A_{ap(B)} \cdot \beta \cdot d} = \frac{20.62 \times 10^3}{5.65 \times 0.916 \times 20} = 199.21 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible :

$$\bar{\sigma}_{st} = f_e = 400 \text{ MPa}$$

D'où  $\sigma_{st} = 199.21 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa} \rightarrow$  **condition vérifiée.**

**b.2) La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{199.21 \text{ MPa}}{44.52} = 4.47 \text{ MPa}$$

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

D'où  $\sigma_{bc} = 4.47 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow$  **condition vérifiée.**

**c) à l'appui (A) :**

**c.1) La condition sur l'acier :**

$$f = \frac{100 \times A_{ap(A)}}{b \cdot d} = \frac{100 (3.92)}{100 \times 20} = 0.196$$

$$f = 0.196 \rightarrow \beta_1 = 0.9286 \text{ et } K_1 = 55.41$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_S^A}{A_{ap(A)} \cdot B \cdot d} = \frac{6.036 \times 10^3}{3.92 \times 0.9286 \times 20} = 82.91 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible donc

$$\bar{\sigma}_{st} = f_e = 400 \text{ MPa}$$

D'où  $\sigma_{st} = 82.91 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa} \rightarrow$  **condition vérifiée.**

### c.2) Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{82.91 \text{ MPa}}{55.41} = 1.49 \text{ MPa}$$

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

$\sigma_{bc} = 1.49 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow$  **condition vérifiée.**

### III.4.7.3 Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes, n'est pas vérifiée.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

- L : c'est la longueur entre appuis (L = 4,54 m)
- h : hauteur de l'escalier (e = 23 cm)

$$\frac{h}{L} = \frac{23 \text{ cm}}{454 \text{ cm}} = 0.05066 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow$$
 **condition non vérifiée.**

Donc le calcul de la flèche s'impose :

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_s \max \bar{L}^4}{E u_j \cdot I_0} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$I_0$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée

$$I_0 = (\bar{V}_1^3 - \bar{V}_2^3) \frac{b}{3} + 15 A (V_2 - c)^2$$

$$\text{Avec } \begin{cases} V_1 = \frac{S_{/xx}}{b_0} \\ S_{/xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 A_t \cdot d \\ b_0 = b \cdot h + 15 A_t \\ V_2 = h - V_1 \end{cases}$$

$$S_{/xx} = \frac{100 \times 23^2}{2} + 15 (5.65)(20) = 28145 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = 100 \times 23 + 15 (5.65) = 2384.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } \begin{cases} V_1 = \frac{S_{xx}}{b_0} = \frac{28145 \text{ cm}^3}{2384.75 \text{ cm}^2} = 11.80 \text{ cm} \\ V_2 = h - V_1 = 23 - 11.80 = 11.19 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{D'où : } I_0 = ((11.80)^3 + (11.19^3)) \frac{100}{3} + 15 (5.65)(11.19 - 3)^2$$

$$I_0 = 148031 \text{ cm}^4$$

-  $E_{u_j}$  : Module de déformation différée :

$$- E_{u_j} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25 \text{ MPa}}$$

$$\text{Donc } E_{u_j} = 10818.87 \text{ MPa}$$

**a) Partie sur appui :  $q_s \text{ max} = 13.20 \text{ KN/ml}$**

$$f_{\text{max } 1} = \frac{5}{384} \cdot \frac{13.20 \times 4.54^4}{10818.87 \times 10^3 \times 148031 \times 10^{-8}}$$

$$f_{\text{max } 1} = 0.00456 \text{ m}$$

$$\bar{f}_1 = \frac{4.54 \text{ m}}{500} = 0.00908 \text{ m}$$

Donc  $f_{\text{max } 1} = 0.00456 \text{ m} < \bar{f}_1 = 0.00908 \text{ m} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$

**b) Partie en console :  $q_{sp}^{\text{max}} = 9.80 \text{ KN/ml}$**

$$f_{\text{max } 2} = \frac{5}{384} \cdot \frac{9.80 \times 1.48^4}{10818.87 \times 10^3 \times 148031 \times 10^{-8}}$$

$$f_{\text{max } 2} = 0.000038 \text{ m}$$

$$\bar{f}_2 = \frac{L}{200} = \frac{1.48 \text{ m}}{200} = 0.0074 \text{ m}$$

Donc  $f_{\text{max } 2} = 0.000038 \text{ m} < \bar{f}_2 = 0.0074 \text{ m} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$

#### III.4.7.4 La période de l'ETABS et le pourcentage de la masse modale :

La période maximale délivré par le logiciel ETABS est obtenu dans le mode 1 qui est 0.845, elle est obtenue de cette façon :

Display  $\rightarrow$  Show table : Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

#### Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

Donc on adopte le même ferrailage d'escalier pour les différents niveaux.

**III.5. Les planchers :****III.5.1. Introduction :**

Notre structure dispose de deux type de plancher en corps creux, un pour l'usage commercial et l'autre pour usage d'habitation, ils sont constitués de :

- Poutrelles préfabriquées de section en T : Elles sont disposées suivant la petite portée, distantes de 65 cm entre axes et assurent la fonction de portance.
- Le corps creux qui se repose sur les poutrelles, il est utilisé comme coffrage perdu et assure la fonction d'isolation thermique et phonique.
- Une dalle de compression de béton armé.

Dans notre cas, nous aurons à étudier trois (03) cas de planchers ayant pour différences leurs charges d'exploitation (habitation, commerce, dernier étage).

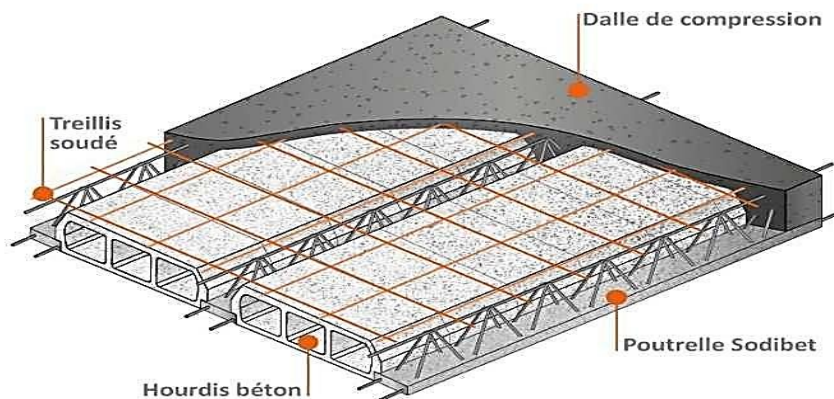


**Figure III.5.1 : Représentation d'un plancher en corps creux.**

**III.5.2. Ferrailage de la dalle de compression :**

La dalle de compression de 4 à 5 cm d'épaisseur est coulée sur place, elle est armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE520) dont le but de :

- Limiter les risques de fissurations par retrait.
- Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Les dimensions des mailles sont au plus égale à celles indiquées par le règlement (**BAEL 91/B.6.8, 423**) qui sont :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes.

**III.5.3. Calcul des armatures :**

**a) Les armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4L}{f_e}$$

Avec :

Distance entre axe des poutrelles comprise entre 50 et 80 cm, dans notre cas l'excentricité est:

$L = 65 \text{ cm}$ .

Limite d'élasticité :  $f_e = 520 \text{ MPa}$ .

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2. \rightarrow \mathbf{A_{\perp} = 6T6 = 1.70 \text{ cm}^2/\text{ml.}}$$

$$\text{Avec un espacement de : } e = \frac{100}{6} = 15 \text{ cm.}$$

**b) Les armatures parallèles aux poutrelles :**

$$\mathbf{A_{//} = A_{\perp} / 2 = \frac{1.70}{2} = 0.85 \text{ cm}^2. \rightarrow A_{//} = 6T6 = 1.70 \text{ cm}^2/\text{ml.}}$$

$$\text{Avec un espacement égal à : } e = \frac{100}{6} = 15 \text{ cm.}$$

**Conclusion :**

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (**TL520**) de diamètre  $\Phi 6$  dimension (200×200).

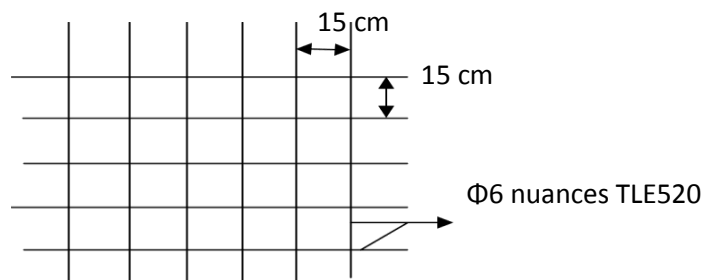


**Figure III.5.2 : Disposition du treillis soudé dans un plancher en corps creux.**

### III.5.4. Etude des poutrelles :

#### III.5.4.1. Dimensionnement de la poutrelle :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes à savoir avant le coulage de la dalle de compression et après le coulage de la dalle de compression.

#### III.5.4.2. Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux caractères.

##### a) Critère de la petite portée :

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

##### b) Critère de la continuité :

Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens de plus grand nombre d'appuis.

Les poutrelles sont calculées comme des poutres en **Té**, les règles préconisent que la largeur  $b_0$  de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côté de la nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes Article (A.4.1, / BAEL 91 modifiée 99).

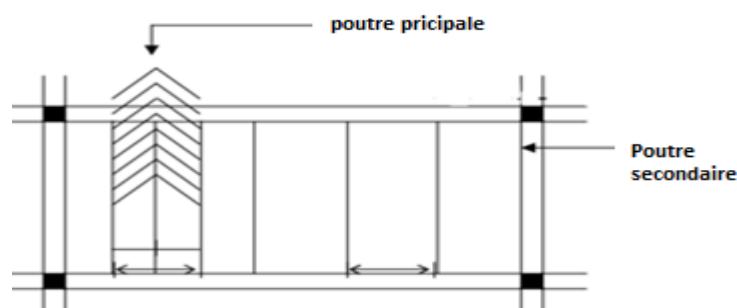


Figure III.5.3 : Surface reprise par chacune des poutrelles.

Avec :

- $b_0$  : largeur de la nervure  $b_0 = 12$  cm.
- $b$  : Distance entre axe des poutrelles.
- $L$  : distance entre axe des poutrelles égal à :  $L = 65 - 12 = 53$  cm.
- $L_1$  : Longueur de la plus grande travée  $L_1 = 3.5$  cm.
- $h_0$  : épaisseur de la dalle de compression  $h_0 = 4$  cm.
- $H$  : hauteur totale de plancher.
- $b_1 = (b - b_0)/2 = (65 - 12)/2 = 26.5$  cm.

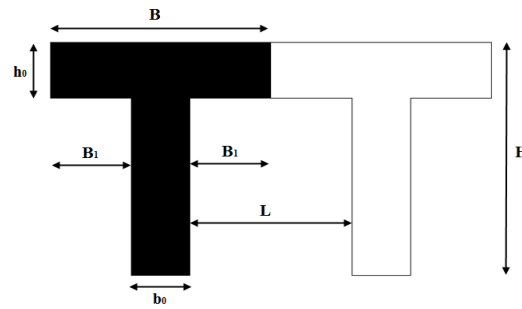


Figure III.5.4 : coupe verticale d'une poutrelle.

### III.5.4.3. Calcul de la poutrelle :

Le calcul de la poutrelle se fait en deux étapes :

#### 1<sup>ère</sup> Étape : avant le coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités .elle doit supporter au plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est estimé à **0.95 KN / m<sup>2</sup>** et la surcharge de l'ouvrier.

#### a) Calcul des poids propre et des surcharge d'exploitation :

- Poids propre de la poutrelle :

$$G_p = 0.04 \times 0.12 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml.}$$

- Poids propre de corps creux :

$$G_C = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ KN /ml.}$$

- Poids propre totale

$$G = G_p + G_C = 0.12 + 0.620 = 0.74 \text{ KN/ml.}$$

- La surcharge de l'ouvrier :

$$Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

#### b) Calcul à l'ELU :

##### b.1) Combinaison des charges :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml.}$$

##### b.2) Calcul du moment en travée:

$$M_u = q_u \times \frac{L^2}{8} = \frac{2.5 \times 4.50^2}{8} = 6.33 \text{ KNm.}$$

**b.3) Calcul de l'effort tranchant :**

$$T = q_u \times \frac{L}{2} = \frac{2.5 \times 4.50}{2} = 5.63 \text{ KN.}$$

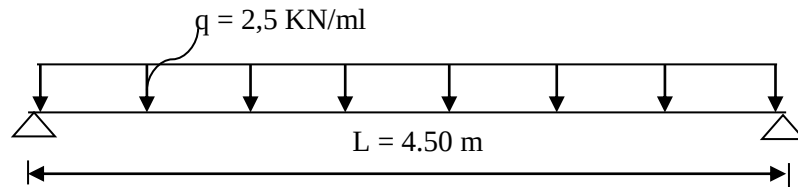


Figure III.5.5 : Schéma statique d'une travée de la poutrelle.

**c) Calcul de la section d'armature :**

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

Soit l'enrobage  $c = 2 \text{ cm}$ .

La hauteur :  $d = h_0 - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$ .

$b = 12 \text{ cm}$  ;  $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$ .

$$\mu_b = \frac{5.63 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 8.26 \gg \mu = 0.392 \rightarrow \text{section doublement armée.}$$

**Conclusion :**

Vu les faibles dimensions de la poutrelle ( $12 \times 4$ ) ; il est impossible de réaliser deux nappes d'armatures, donc il faut prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges qui lui sont appliquées et de manière à ce que les armatures comprimées ( $ASC = 0$ ) ne soient pas nécessaire.

**2<sup>ème</sup> : Etape : Après le coulage de la dalle de compression :**

Après le coulage du béton, la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en T avec une inertie constante reposant sur plusieurs appuis de rive sont considérés comme des encastremements partiels et les autres comme appuis simple, sous une charge «  $q_u$  » uniformément répartie (combinaison des charges et surcharges).

**a) Calcul des poids propres des différents planchers :****- Poids propre des planchers courants et RDC :**

$$G = 5.56 \times 0.65 = 3.61 \text{ Kn/ml.}$$

**- Poids propre du plancher de l'étage terrasse :**

$$G = 5.83 \times 0.65 = 3.79 \text{ Kn/ml.}$$

**- Sur charge d'exploitation pour les étages à usage d'habitation :**

$$Q = 1.5 \times 0.65 = 0.98 \text{ Kn/ml.}$$

**- Sur charge d'exploitation du RDC et du 1<sup>er</sup> étage à usage commercial :**

$$Q = 5 \times 0.65 = 3.25 \text{ Kn/ml.}$$

**- Sur charge d'exploitation de l'étage terrasse :**

$$Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ Kn/ml.}$$

**b) Combinaisons de charges :****b.1) Etage courant :**

$$\text{- ELU : } q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (3.61) + 1.5 (0.98) = 6.34 \text{ Kn/ml.}$$

$$\text{- ELS : } q_s = G + Q = 3.61 + 0.98 = 4.59 \text{ Kn/ml.}$$

**b.2) Terrasse :**

$$\text{- ELU : } q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (3.79) + 1.5 (0.65) = 6.09 \text{ Kn/ml.}$$

$$\text{- ELS : } q_s = G + Q = 3.79 + 0.65 = 4.44 \text{ Kn/ml.}$$

**b.3) RDC :**

$$\text{- ELU : } q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (3.61) + 1.5 (3.25) = 9.75 \text{ Kn/ml.}$$

$$\text{- ELS : } q_s = G + Q = 3.61 + 3.25 = 6.86 \text{ Kn/ml.}$$

**Remarque :**

On constate que le chargement pour le plancher RDC est le plus défavorable, et vu que la différence entre les chargements n'est pas importante, on utilisera celui de plancher RDC pour le calcul du ferrailage.

Dans notre cas, nous constatant deux types de disposition des poutrelles :

- La première comporte un plancher sur 3 appuis.
- La deuxième comporte un plancher sur 6 appuis.

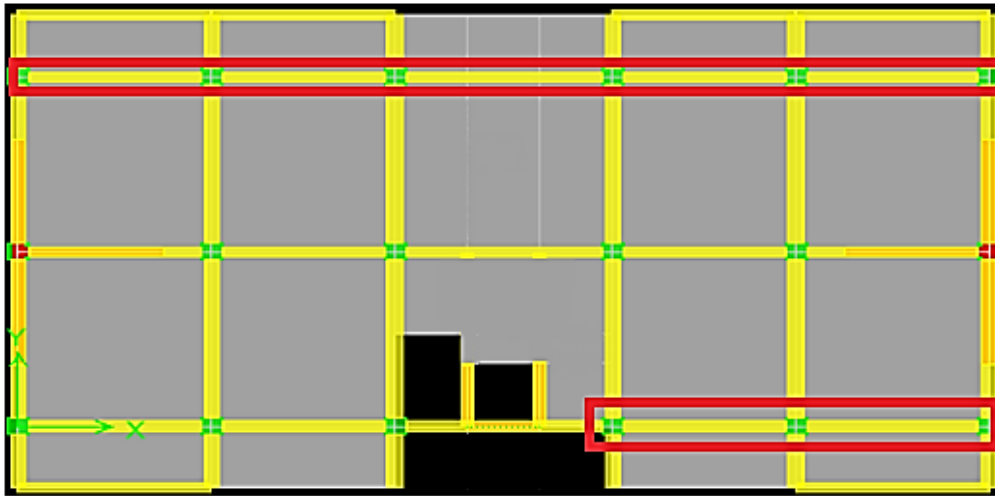


Figure III.5.6 : Illustration des deux cas de disposition des poutrelles.

#### III.5.4.4. Choix de la méthode :

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher et à l'aide des méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode des 03 moments.
- Méthode Caquot.

##### a) Méthode forfaitaire :

##### a.1) Vérification des conditions d'application de la méthode :(Art B.6.2.210 BAEL 91 modifié 99)

##### Hypothèse :

- La valeur de la surcharge respecte la condition suivante :  $Q \leq (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$ .
- La fissuration est non préjudiciable.
- Toutes les travées ont un même moment d'inertie.
- Le rapport de deux travées successives est compris entre 0.8 et 1.25.

**a.2) Vérification :**

- On a  $Q = 3.25 \text{ KN/ml.}$
  - $2G = 2 \times 3.61 = 7.22 \text{ KN/m.}$
- $$\left. \begin{array}{l} - \text{On a } Q = 3.25 \text{ KN/ml.} \\ - 2G = 2 \times 3.61 = 7.22 \text{ KN/m.} \end{array} \right\} Q = 3.25 \text{ KN/ml.} \leq (7.22 ; 5 \text{ KN/m}^2) \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable.  $\rightarrow$  **condition vérifiée.**
  - Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées.  $\rightarrow$  **condition vérifiée.**
  - Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1.25

$$\text{c à d : } 0.80 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{4.00}{3.80} = 1.05 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.80}{4.50} = 0.84 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{4.50}{3.80} = 1.18 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.80}{4.00} = 0.95 \end{array} \right\} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**Conclusion :**

Toutes les conditions sont vérifiées, la méthode forfaitaire est donc applicable dans les deux cas de disposition des poutrelles.

**b) Exposé de la méthode forfaitaire :**

Le rapport ( $\alpha$ ) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation est défini comme suit :

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

Les valeurs  $M_t$ ,  $M_w$  et  $M_e$  doivent vérifier les coefficients suivants tel que :

- $M_0$  : moment maximale du moment fléchissant dans la travée comparaison.  
 $M_0 = q l^2 / 8$  et dont « l » longueur entre nus d'appuis.
- $M_w$  et  $M_e$  : moments aux valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.
- $M_t$  : moment Max aux travées pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max \left[ 1.05 M_0; (1 + 0.3\alpha) M_0 \right] - \frac{M_o + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans une travée intermédiaire.} \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans une travée de rive.} \end{array} \right.$$

La valeur de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

- 0.6 M : pour une poutre de deux travées.
- 0.5 M<sub>0</sub> : pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- 0.4 M<sub>0</sub> : pour les autres les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Dans notre cas on a des poutres reposant sur six (06) et trois (3) appuis, on aura les deux diagrammes suivant :

### III.5.5. Application de la méthode forfaitaire :

Les charges utilisées lors de l'étude des deux cas sont les plus défavorables (RDC) :

- À ELU :  $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 9.75 \text{ KN/ml}$ .
- À ELS :  $q_s = G + Q = 6.86 \text{ KN/ml}$ .

#### III.5.5.1. Etude du 1<sup>er</sup> cas (3 appuis) :

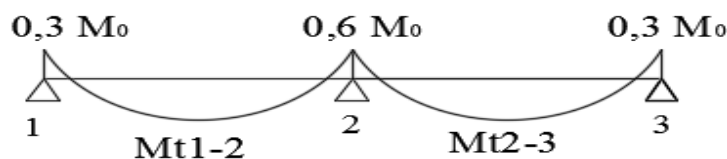


Figure. III. 5. 7 : diagramme des moment d'une poutre continue sur trois appuis.

#### a) Calcul du rapport de charge $\alpha$ :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \quad \text{Avec : } 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

$$\alpha = \frac{5}{5+5.56} = 0.47 \quad 0 \leq 0.47 \leq \frac{2}{3} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**b) La valeur des coefficients relatifs aux moments en travée :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 1 + 0.3\alpha = 1.14 \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.57 \text{ Travée intermédiaire.} \\ \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.67 \text{ Travée de rive.} \end{array} \right.$$

**a) Calcul des moments isostatique  $M_{oi}$  à l'ELU :**

$$\begin{aligned} - M_{o1} &= q_u \frac{l^2}{8} = 9.75 \frac{(3.80)^2}{8} = 17.60 \text{ KNm.} \\ - M_{o2} &= q_u \frac{l^2}{8} = 9.75 \frac{(4.00)^2}{8} = 19.50 \text{ KNm.} \end{aligned}$$

**b) Calcul des moments sur appuis :**

$$\begin{aligned} - M_1 &= 0.3 M_{o1} = 0.3 \times 17.60 = 5.28 \text{ KNm.} \\ - M_2 &= 0.6 \max(M_{o1}, M_{o2}) = 0.6 \times 19.50 = 11.70 \text{ KNm.} \\ - M_3 &= 0.3 M_{o1} = 0.3 \times 19.50 = 5.85 \text{ KNm.} \end{aligned}$$

**c) Moments en travées :**

$$\text{Travée 1 - 2 : } \begin{cases} M_t \geq - \frac{5.28+11.70}{2} + 1.14 \times 17.60 = 11.57 \text{ KNm} \\ M_t \geq 0.67 \times 17.60 = 11.80 \text{ KNm.} \end{cases}$$

$$\text{Soit : } M_{1-2} = 11.80 \text{ KNm.}$$

$$\text{Travée 2 - 3 : } \begin{cases} M_t \geq - \frac{11.70+5.85}{2} + 1.14 \times 19.50 = 13.46 \text{ KNm} \\ M_t \geq 0.67 \times 19.50 = 13.07 \text{ KNm.} \end{cases}$$

$$\text{Soit : } M_{2-3} = 13.46 \text{ KNm.}$$

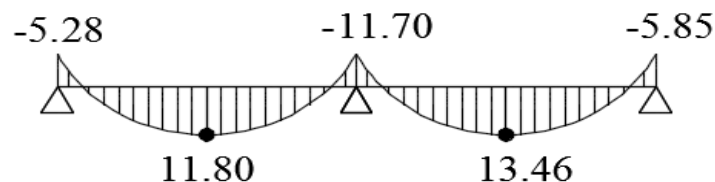


**Figure III.5.8 : Diagramme des moment d'une poutre continue à l'ELU en (KNm).**

**d) Calcul des efforts tranchants :**

- $T_{(x)}$  : Effort tranchant sur appui.
- $\theta_{(x)}$  : Effort tranchant de la travée isostatique.
- $M_i$  et  $M_{i+1}$  : moment sur appuis  $i$ ,  $i+1$  respectivement en valeur algébrique.
- $T_w$  : Effort tranchant sur appui gauche de la travée.
- $T_e$  : Effort tranchant sur appui droit de la travée.
- $L_i$  : Longueur de la travée.

$$\text{Travée (1 - 2)} \begin{cases} T_1 = \frac{9.75 \times 3.80}{2} + \frac{-11.70 + 5.28}{3.80} = 16.84 \text{ KN.} \\ T_2 = -\frac{9.75 \times 3.80}{2} + \frac{-11.70 + 5.28}{3.80} = -20.21 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\text{Travée (2 - 3)} \begin{cases} T_2 = \frac{9.75 \times 4.00}{2} + \frac{-5.85 + 11.70}{4.00} = 20.96 \text{ KN.} \\ T_3 = -\frac{9.75 \times 4.00}{2} + \frac{-5.85 + 11.70}{4.00} = -18.04 \text{ KN.} \end{cases}$$

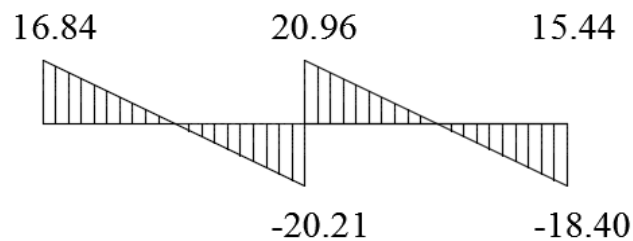


Figure III.5.9 : diagramme des efforts tranchants d'une poutre continue à L'ELU en (KN).

**III.5.5.2. Etude du 2<sup>ème</sup> cas (6 appuis) :**

Figure III.5.10 : diagramme des moments dans une poutre continue sur six appuis .

**a) Calcul des moments isostatiques  $M_{oi}$  à l'ELU :**

- $M_{o1} = M_{o5} = \frac{q_u l^2}{8} = 9.75 \frac{(4.00)^2}{8} = 19.50 \text{ KNm.}$
- $M_{o2} = M_{o4} = \frac{q_u l^2}{8} = 9.75 \frac{(3.80)^2}{8} = 17.60 \text{ KNm.}$
- $M_{o3} = \frac{q_u l^2}{8} = 9.75 \frac{(4.50)^2}{8} = 24.68 \text{ KNm.}$

**b) Calcul des moments sur appuis :**

- $M_1 = 0.3M_{o1} = 0.3 \times 19.50 = 5.85 \text{ KNm.}$
- $M_2 = 0.5\max(M_{o1}, M_{o2}) = 0.5 \times 19.50 = 9.75 \text{ KNm.}$
- $M_3 = 0.4\max(M_{o2}, M_{o3}) = 0.4 \times 24.68 = 9.87 \text{ KNm.}$
- $M_4 = 0.4\max(M_{o3}, M_{o4}) = 0.4 \times 24.68 = 9.87 \text{ KNm.}$
- $M_5 = 0.5\max(M_{o4}, M_{o5}) = 0.5 \times 19.50 = 9.75 \text{ KNm.}$
- $M_6 = 0.3M_{o5} = 0.3 \times 19.50 = 5.85 \text{ KNm.}$

**c) Moments en travées :**

$$\text{Travée 1 - 2} \begin{cases} M_t \geq -\frac{5.85+9.75}{2} + 1.14 \times 19.50 = 14.43 \text{ KNm} \\ M_t \geq 0.67 \times 19.50 = 13.07 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$\text{Soit : } M_t(1 - 2) = 14.43 \text{ KNm}$$

$$\text{Travée 2 - 3} \begin{cases} M_t \geq -\frac{9.75+9.87}{2} + 1.14 \times 17.60 = 10.25 \text{ KNm} \\ M_t \geq 0.57 \times 17.60 = 10.03 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$\text{Soit : } M_t(2 - 3) = 10.25 \text{ KNm}$$

$$\text{Travée 3 - 4} \begin{cases} M_t \geq -\frac{9.87+9.87}{2} + 1.14 \times 24.68 = 18.27 \text{ KNm} \\ M_t \geq 0.57 \times 24.68 = 14.07 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$\text{Soit : } M_t(3 - 4) = 18.27 \text{ NKm}$$

$$\text{Travée 4 - 5} \begin{cases} M_t \geq -\frac{9.87+9.75}{2} + 1.14 \times 17.60 = 10.25 \text{ KNm} \\ M_t \geq 0.57 \times 17.60 = 10.03 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$\text{Soit : } M_t(4 - 5) = 10.25 \text{ KNm}$$

$$\text{Travée 5 - 6} \begin{cases} M_t \geq -\frac{5.85+9.75}{2} + 1.14 \times 19.50 = 14.43 \text{ KNm} \\ M_t \geq 0.67 \times 19.50 = 13.07 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$\text{Soit : } M_t(5 - 6) = 14.43 \text{ KNm}$$

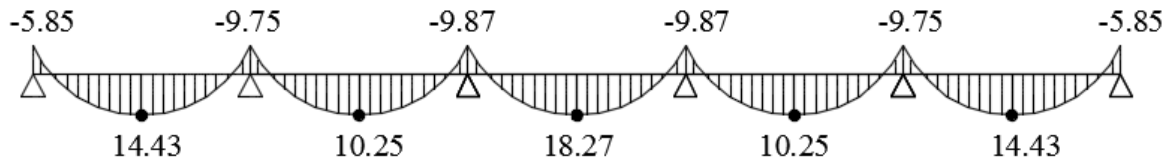


Figure III.5.11 : diagramme des moments dans une poutre continue à l'ELU en (KNm) .

d) Calcul des efforts tranchants :

$$\text{Travée (1 - 2)} \begin{cases} T_1 = \frac{9.75 \times 4.00}{2} + \frac{-9.75 + 5.85}{4.00} = 18.53 \text{ KN.} \\ T_2 = -\frac{9.75 \times 4.00}{2} + \frac{-9.75 + 5.85}{4.00} = -20.48 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\text{Travée (2 - 3)} \begin{cases} T_2 = \frac{9.75 \times 3.80}{2} + \frac{-9.87 + 9.75}{3.80} = 18.49 \text{ KN.} \\ T_3 = -\frac{9.75 \times 3.80}{2} + \frac{-9.87 + 9.75}{3.80} = -18.56 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\text{Travée (3 - 4)} \begin{cases} T_3 = \frac{9.75 \times 4.50}{2} + \frac{-9.87 + 9.87}{4.50} = 21.94 \text{ KN.} \\ T_4 = -\frac{9.75 \times 4.50}{2} + \frac{-9.87 + 9.87}{4.50} = -21.94 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\text{Travée (4 - 5)} \begin{cases} T_4 = \frac{9.75 \times 3.80}{2} + \frac{-9.75 + 9.87}{3.80} = 18.56 \text{ KN.} \\ T_5 = -\frac{9.75 \times 3.80}{2} + \frac{-9.75 + 9.87}{3.80} = -18.49 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\text{Travée (5 - 6)} \begin{cases} T_5 = \frac{9.75 \times 4.00}{2} + \frac{-5.85 + 9.75}{4.00} = 20.48 \text{ KN.} \\ T_6 = -\frac{9.75 \times 4.00}{2} + \frac{-5.85 + 9.75}{4.00} = -18.53 \text{ KN.} \end{cases}$$

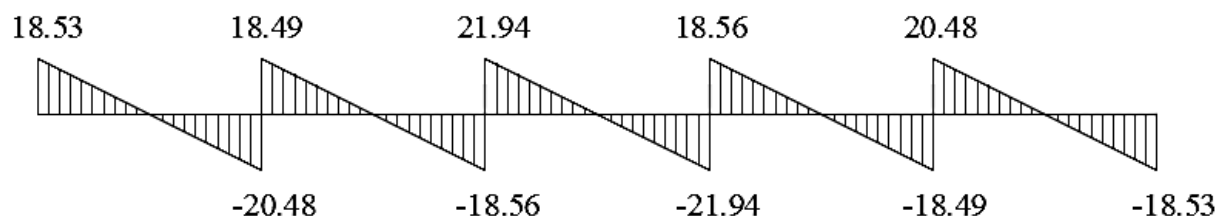


Figure III.5.12 : Diagramme des efforts tranchants d'une poutre continue à l'ELU en (KN) .

## III.5.6. Calcul des armatures (ELU) :

$$M_0 = b h_0 f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 59.07 \text{ KNm.}$$

Donc :  $M_0 = 59.07 \text{ KNm.}$

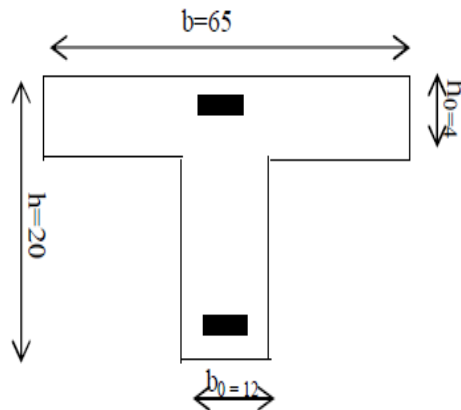


Figure III.2.13 : dimensions de la section en Té.

## a) Calcul des armatures longitudinales :

- Aux appuis :

$M_u = 11.70 \text{ KNm} < M_0 = 59.07 \text{ KNm} \rightarrow$  Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé.

La table est entièrement tendue, donc le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension  $b_0 \times h$

$b = 65 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm}$  et  $d = 18 \text{ cm.}$

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{11.70 \times 10^5}{65 \times (18)^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.0391$$

Donc :  $\mu = 0.0391 < \mu_l = 0.392 \rightarrow (\text{SSA}).$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction.

$\mu = 0.0391 \rightarrow \beta = 0.981$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \cdot d f_e} = \frac{11.70 \times 10^5}{0.981 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 1.90 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{st} = 2 \text{ HA12} = 2.26 \text{ cm}^2.$

- **En travée :**

$M_u = 18.27 \text{ KNm} < M_0 = 59.07 \text{ KNm} \rightarrow$  Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé.

La table est entièrement tendue donc le calcul se fait pour une section rectangulaire  $b_0 \times h$

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{18.27 \times 10^5}{65 \times (18)^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.061$$

$$\mu = 0.061 < \mu_l = 0.392 \rightarrow (\text{SSA}).$$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction

$$\mu = 0.061 \rightarrow \beta = 0.968$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot f_e} = \frac{18.27 \times 10^5}{0.968 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 3.01 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } A_{st} = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2.$$

#### **b) Calcul des armatures transversales (BAEL91 Art A7-2-2) :**

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35} ; \phi_e ; \frac{b_0}{10} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35} ; 1.2 ; \frac{12}{10} \right\}$$

Avec :

$h_t$  = étant la hauteur totale du plancher.

$\phi_e$  = Diamètre des barres longitudinales.

$$\phi_t \leq \min \{ 0.57 ; 1.2 ; 1.2 \}$$

Les armatures transversales seront constituées d'un étrier.

$$\text{On opte pour : } A_{tr} = 2 \text{ HA}6 = 0.57 \text{ cm}^2.$$

#### **c) Espacement des armatures transversales : (Art : A.5-22. BAEL91)**

$$S_t \leq \min \{ 0.9 d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 0.9 \times 18 ; 40 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq \min \{ 16.2 ; 40 \text{ cm} \} = S_t \leq 16.2 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } S_t = 15 \text{ cm}.$$

La section d'armatures transversales doit vérifier :

$$\frac{A_{st} \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL91 Art A.5-1-23}).$$

$$\frac{1.0 \times 400}{65 \times 15} = 0.41 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

## III.5.7. Vérification à l'ELU:

## a) Condition de non fragilité : BAEL (Art A-4-2-1).

$$A_{\min} = \frac{0.23 b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis :  $A_{sa} = 2.26 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2 \rightarrow$  **Condition vérifiée.**
- En travée :  $A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2 \rightarrow$  **Condition vérifiée.**

## b) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres : (Art-A.6.1.3 (BAEL91)).

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$\sum U_i$  = Étant la somme des périmètres utiles des barres

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times \pi \times 12 = 113.10 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 d \sum U_i} = \frac{21.94 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 113.10} = 1.45 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.20 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

## c)Ancrage des barres :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{su}} = 0.6 \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.20 \text{ MPa} < \overline{\tau_{su}} = 2.835 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

## d) Longueur de scellement droit : (BAEL 91Art A-6-1-2-3).

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \overline{\tau_{su}}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

## e)Longueur d'ancrage mesurée hors crochets :

$$l_0 = 0.4 l_s = 0.4 \times 42.33 = 16.932 \text{ cm.}$$

## f) Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91.Art A.5.1, 322)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{21.94 \times 10^3}{120 \times 180} = 1.02 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**g) Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis :(BAEL 91.Art A.5-1-313).**

**g.1) sur le béton (Art A.5.1,313/BAEL91 modifiées 99) :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{2 V_u^{\max}}{a \times b_0} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow V_u^{\max} \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Avec :  $a = 0.9 d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$ .

$$V_u^{\max} \leq 0.267 \times (16.2 \times 10) \times 120 \times 25 \times 10^{-3} = 129.762 \text{ KN}.$$

$$V_u^{\max} \leq 21.94 \text{ KN} < 129.762 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**g.2) Influence sur l'acier :**

$$A_a \geq \frac{V_u + \frac{M_a}{0.9d}}{6S} \rightarrow A_a \geq \left( A_a \geq \frac{1}{6S} \left( V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) \right).$$

$$A_a \geq \frac{1.5}{348} \left( 21.94 + \frac{11.70}{0.9 \times 0.18} \right) 10^{-3} = 4.06 \text{ cm}^2.$$

$$A_{sa} = 5.65 \text{ cm}^2 > 4.06 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

### III.5.8. Calcul à l'ELS :

#### III.5.8.1. Calcul du rapport de charge $\alpha$ :

$$q_s = 6.86 \text{ KN/ml}$$

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{5}{5.56 + 5} = 0.47$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1 + 0.3\alpha = 1.14 \\ \frac{1 + 0.3\alpha}{2} = 0.57 \text{ Travée intermédiaire.} \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.67 \text{ Travée de rive.} \end{array} \right.$$

#### III.5.8.2. Etude du 1<sup>er</sup> cas (3 appuis) :

**a) Calcul de moment isostatique :**

$$- M_{01} = \frac{q l_{1-2}^2}{8} = \frac{6.86 \times 3.80^2}{8} = 12.38 \text{ KNm}.$$

$$- M_{02} = \frac{q l_{1-3}^2}{8} = \frac{6.86 \times 4.00^2}{8} = 13.72 \text{ KNm}.$$

**b) Calcul des moments sur appuis :**

- $M_1 = 0.3M_{o1} = 0.3 \times 12.38 = 3.71 \text{ KNm}.$
- $M_2 = 0.6 \max(M_{o1}, M_{o2}) = 0.6 \times 13.72 = 8.23 \text{ KNm}.$
- $M_3 = 0.3M_{o2} = 0.3 \times 13.72 = 4.12 \text{ KNm}.$

**c) Moment en travées :**

$$\text{Travée 1 - 2 : } \begin{cases} M_t \geq -\left(\frac{3.71+8.23}{2}\right) + 1.14 \times 12.38 = 8.14 \text{ KNm} \\ M_t \geq 0.67 \times 12.38 = 8.29 \text{ KNm}. \end{cases}$$

Soit :  $M_{t1-2} = 8.29 \text{ KNm}.$

$$\text{Travée 2 - 3 : } \begin{cases} M_t \geq -\left(\frac{8.23+4.12}{2}\right) + 1.14 \times 13.72 = 9.47 \text{ KNm} \\ M_t \geq 0.67 \times 13.72 = 9.19 \text{ KNm}. \end{cases}$$

Soit :  $M_{t2-3} = 9.19 \text{ KNm}.$

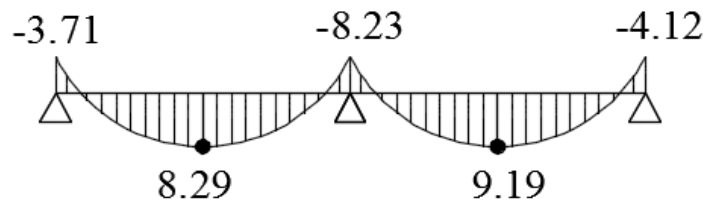


**Figure III.5.14 : Diagramme des moments d'une poutre continue à l'ELS en (KNm).**

**d) Calcul des efforts tranchants :**

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} T(x) = O(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \\ T_x = \frac{ql}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \\ T_e = \frac{ql}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \end{cases}$$

$$\text{Travée (1 - 2) : } \begin{cases} T_1 = \frac{6.86 \times 3.80}{2} + \frac{-8.23 + 3.71}{3.80} = 11.84 \text{ KN}. \\ T_2 = -\frac{6.86 \times 3.80}{2} + \frac{-8.23 + 3.71}{3.80} = -14.22 \text{ KN}. \end{cases}$$

$$\text{Travée (2 - 3) : } \begin{cases} T_2 = \frac{6.86 \times 4.00}{2} + \frac{-4.12 + 8.23}{4.00} = 14.75 \text{ KN}. \\ T_3 = -\frac{6.86 \times 4.00}{2} + \frac{-4.12 + 8.23}{4.00} = -12.69 \text{ KN}. \end{cases}$$

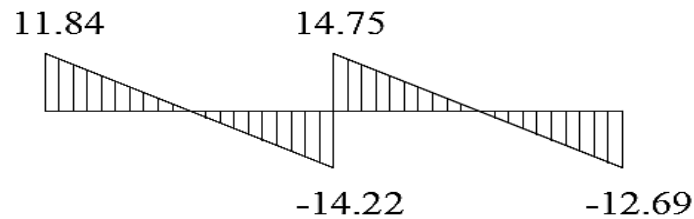


Figure III.5.15 : Diagramme des efforts tranchants d'une poutre continue à l'ELS en (KN).

### III.5.8.3. Etude du 2<sup>ème</sup> cas (6 appuis) :

#### a) Moment isostatique à l'ELS :

- $M_{01} = M_{05} = \frac{q_u l^2}{8} = 6.86 \frac{(4.00)^2}{8} = 13.72 \text{ KNm.}$
- $M_{02} = M_{04} = \frac{q_u l^2}{8} = 6.86 \frac{(3.80)^2}{8} = 12.38 \text{ KNm.}$
- $M_{03} = \frac{q_u l^2}{8} = 6.86 \frac{(4.50)^2}{8} = 17.36 \text{ KNm.}$

#### b) Calcul des moments sur appuis :

- $M_1 = 0.3M_{01} = 0.3 \times 13.72 = 4.12 \text{ KNm.}$
- $M_2 = 0.5\max(M_{01}, M_{02}) = 0.5 \times 13.72 = 6.86 \text{ KNm.}$
- $M_3 = 0.4\max(M_{02}, M_{03}) = 0.4 \times 17.36 = 6.94 \text{ KNm.}$
- $M_4 = 0.4\max(M_{03}, M_{04}) = 0.4 \times 17.36 = 6.94 \text{ KNm.}$
- $M_5 = 0.5\max(M_{04}, M_{05}) = 0.5 \times 13.72 = 6.86 \text{ KNm.}$
- $M_6 = 0.3M_{05} = 0.3 \times 13.72 = 4.12 \text{ KNm.}$

#### c) Moment en travées :

$$\text{Travée (1-2)} : \begin{cases} M_t \geq -\frac{(4.12+6.86)}{2} + 1.14 \times 13.72 = 10.15 \text{ KNm} \\ M_t \geq 0.67 \times 13.72 = 9.19 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$\text{Soit : } M_{t(1-2)} = 10.15 \text{ KNm}$$

$$\text{Travée (2-3)} : \begin{cases} M_t \geq -\frac{(6.86+6.94)}{2} + 1.14 \times 12.38 = 7.21 \text{ KNm} \\ M_t \geq 0.57 \times 12.38 = 7.06 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$\text{Soit : } M_{t(2-3)} = 7.21 \text{ KNm}$$

$$\text{Travée (3-4)} : \begin{cases} M_t \geq -\frac{(6.94+6.94)}{2} + 1.14 \times 17.36 = 12.85 \text{ KNm} \\ M_t \geq 0.57 \times 17.36 = 9.90 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$\text{Soit : } M_{t(3-4)} = 12.85 \text{ KNm}$$

$$\text{Travée (4-5)} : \begin{cases} M_t \geq -\frac{(6.86+6.94)}{2} + 1.14 \times 12.38 = 7.21 \text{ KNm} \\ M_t \geq 0.57 \times 12.38 = 7.06 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$\text{Soit : } M_{t(4-5)} = 7,21 \text{ KNm}$$

$$\text{Travée (5-6)} : \begin{cases} M_t \geq -\frac{(6.86+4.12)}{2} + 1.14 \times 13.72 = 10.15 \text{ KNm} \\ M_t \geq 0.67 \times 13.72 = 9.19 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$\text{Soit : } M_{t(5-6)} = 10.15 \text{ KNm}$$



Figure III.5.16 : Diagramme des moments d'une poutre continue à l'ELS en (KNm).

**d) Calcul des efforts tranchants :**

$$\text{Travée (1-2)} : \begin{cases} T_1 = \frac{6.86 \times 4.00}{2} + \frac{-6.86+4.12}{4.00} = 13.04 \text{ KN} \\ T_2 = -\frac{6.86 \times 4.00}{2} + \frac{-6.86+4.12}{4.00} = -14.41 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (2-3)} : \begin{cases} T_2 = \frac{6.86 \times 3.80}{2} + \frac{-6.94+6.86}{3.80} = 13.01 \text{ KN} \\ T_3 = -\frac{6.86 \times 3.80}{2} + \frac{-6.94+6.86}{3.80} = -13.06 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (3-4)} : \begin{cases} T_3 = \frac{6.86 \times 4.50}{2} + \frac{-6.94+6.94}{4.50} = 15.44 \text{ KN} \\ T_4 = -\frac{6.86 \times 4.50}{2} + \frac{-6.94+6.94}{4.50} = -15.44 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (4-5)} : \begin{cases} T_4 = \frac{6.86 \times 3.80}{2} + \frac{-6.86+6.94}{3.80} = 13.06 \text{ KN} \\ T_5 = -\frac{6.86 \times 3.80}{2} + \frac{-6.86+6.94}{3.80} = -13.01 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (5-6)} : \begin{cases} T_5 = \frac{6.86 \times 4.00}{2} + \frac{-4.12+6.86}{4.00} = 14.41 \text{ KN} \\ T_6 = -\frac{6.86 \times 4.00}{2} + \frac{-4.12+6.86}{4.00} = -13.04 \text{ KN} \end{cases}$$

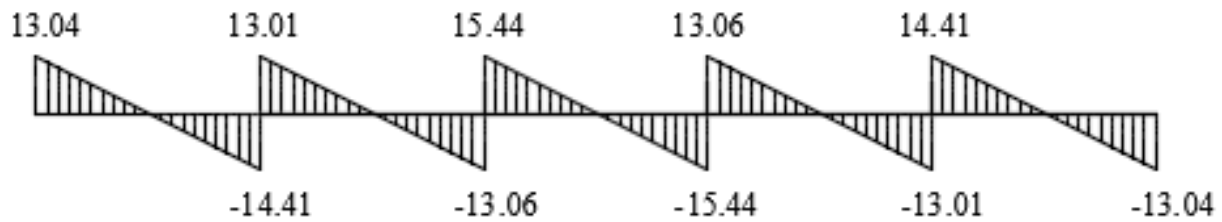


Figure III.5.17 : Diagramme des efforts tranchants d'une poutre continue à l'ELS en (KN).

### III.5.9. Vérification à l'ELS :

#### a) Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures : (Art-A-4-5-3/BAEL91).

Fissuration peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

#### b) Vérification à l'état limite de compression du béton: (Art-A-4-5-2/BAEL91).

On peut se dispenser de calcul  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$  si ces conditions sont vérifiées.

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \sigma_s \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

- Aux appuis :

$$A_a = 2.26 \text{ cm}^2 ; M_{sa} = 8.23 \text{ KNm}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 18} = 1.05$$

$$\rho = 1.05 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.858 \\ K_1 = 20.21 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{8.23 \times 10^5}{0.858 \times 18 \times 2.26 \times 10^2} = 235.79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_s = 0.049 \times 235.79 = 11.55 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2, M_{st} = 12.85 \text{ KNm}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3.39}{12 \times 18} = 1.57$$

$$\rho = 1.57 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.849 \\ K_1 = 18.11 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{12.85 \cdot 10^5}{0.849 \times 18 \times 3.39 \times 10^2} = 248.04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_s = 0.055 \times 248.04 = 13.69 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**c) Vérification à la flèche :**

Selon les règles de **BAEL91 (Art-b-6.8, 424)** le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions ci-après ne sont pas vérifiées.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$- \frac{h}{L} = \frac{20}{450} = 0.044 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$- \frac{h}{L} = 0.044 > \frac{M_t}{15 M_0} = \frac{12.85}{15 \times 59.07} = 0.0145 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$- \frac{A}{b_0 d} = \frac{2.26}{12 \times 18} = 0.0104 \leq \frac{4.20}{400} = 0.0105 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire. Les armatures calcul à l'ELU sont suffisantes pour le ferrailage des poutrelles d'où on adopte le même ferrailage sur tous les niveaux :

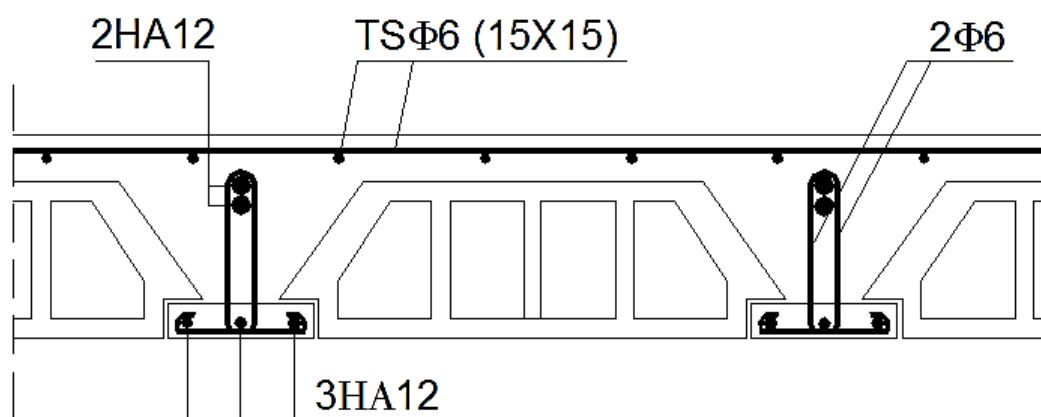
Armatures principales :

$$- \text{Aux appuis : } A_{sa} = 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$- \text{En travée : } A_{st} = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$- \text{Armatures transversales : } A_t = 2HA8 = 1.00 \text{ cm}^2 (\text{cadre} + \text{étrier}); \text{ Avec}$$

$$\text{Avec : } S_t = 15 \text{ cm.}$$



### Coupe A-A

Figure III.5.18 : Schéma de ferrailage du plancher en corps creux.

**III.6. La poutre de chaînage :**

C'est une poutre qui repose sur deux appuis, elle sert à relier les consoles entre elles. Elle supporte son poids propre et le poids de plancher ainsi que le poids de la cloison.

**III.6.1. Pré-dimensionnement :****a) Hauteur h:**

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$\frac{385}{15} \leq h \leq \frac{385}{10} \longrightarrow 25.66\text{cm} \leq h \leq 38.5\text{cm} \longrightarrow \text{On prend } h = 35 \text{ cm.}$$

**b) La largeur b:**

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

$$0.4(35) \leq b \leq 0.7(35) \longrightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm} \longrightarrow \text{On prend } b = 25 \text{ cm.}$$

**III.6.1.1. Vérification des exigences du RPA : (Art 7.5.1 du RPA99/version 2003).**

$$b \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots 25 \geq 20\text{cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$h \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots 35 \geq 30\text{cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$h/b \leq 4 \dots\dots\dots 35/25 = 1.4 < 4 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**III.6.1.2. Conclusion :**

Donc la poutre de chaînage a pour dimensions : **(b×h) = (25×35) cm<sup>2</sup>.**

**III.6.2. Détermination des charges et surcharges :**

- Poids propre de la poutre de chaînage :  $G_p = b \times h \times \rho = 0.35 \times 0.25 \times 25 = 2.19 \text{ KN/ml.}$
- Poids du mur extérieur :  $G_m = (3.06 - 0.35) \times 2.36 = 6.39 \text{ KN/ml}$  (0.35 m est la hauteur de la poutre secondaire).
- Poids du plancher :  $P_p = 5.56 \times \frac{0.65}{2} = 1.807 \text{ KN/ml.}$
- La charge permanente total :  $G_T = (2.19 + 6.39 + 1.807) = 10.387 \text{ KN/ml.}$
- La surcharge d'exploitation :  $Q = 1.5 \times \frac{0.65}{2} = 0.488 \text{ KN/ml.}$

**III.6.3. Combinaisons de charges :****a) à l'ELU :**

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times (10.387) + 1.5 \times (0.488) = 14.76 \text{ KN/ml.}$$

**b) à l'ELS :**

$$Q_s = G + Q = 10.387 + 0.488 = 10.878 \text{ KN/ml.}$$

## III.6.4. Calcul à l'ELU :

## a) Détermination des efforts internes :

$$R_A = R_B = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{14.76 \times 3.85}{2} = 28.41 \text{ kN.}$$

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{14.76 \times 3.85^2}{8} = 27.34 \text{ kN.m.}$$

En tenant compte du semi-encastrement :

- En travée :  $M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 27.34 = 23.24 \text{ kN.m.}$
- Aux appuis :  $M_a = 0.3M_0 = 0.3 \times 27.34 = 8.2 \text{ kN.m.}$

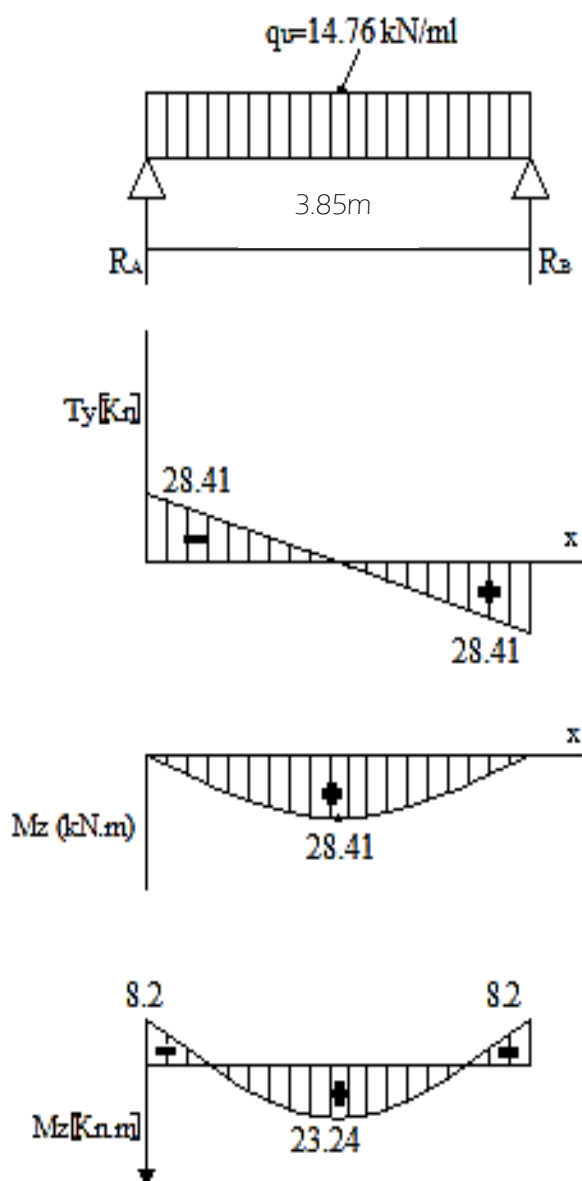


Figure III.6.1 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

**b) Calcul des armatures :**

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{23.24 \times 10^6}{250 \times 330^2 \times 14.2} = 0.060 < \mu_1 = 0.392$$

(S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$ ).

$$\mu = 0.0774 \longrightarrow \beta = 0.969$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{23.24 \times 10^3}{0.969 \times 33 \times 348} = 2.09 \text{ cm}^2.$$

On opte : **3HA 12 = 3.39 cm<sup>2</sup>.**

.

- **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{8.20 \times 10^6}{250 \times 330^2 \times 14.2} = 0.021 < \mu_1 = 0.392$$

(S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$ ).

$$\mu = 0.021 \longrightarrow \beta = 0.989$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8.20 \times 10^3}{0.989 \times 33 \times 348} = 0.72 \text{ cm}^2.$$

On opte : **3HA 10 = 2.35 cm<sup>2</sup>.**

**III.6.5. Vérifications à l'ELU :****a) Condition de non fragilité (BAEL 91 / Art. A.4.2.1) :**

$$A_{\min} \geq 0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 1 \text{ cm}^2.$$

- En travée :  $A_{st} = 3.39 > 1 \text{ cm}^2$ .  $\longrightarrow$  **La condition est vérifiée.**
- Aux appuis :  $A_a = 2.35 > 1 \text{ cm}^2$ .  $\longrightarrow$  **La condition est vérifiée.**

**b) Vérification au cisaillement (BAEL 91 / Art .5.1.211) :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{28.41 \times 10^3}{250 \times 330} = 0.34 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.34 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa.} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

**c) Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91 / Art A.6.1 .3) :**

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

Où :

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier).

$\Psi_s = 1.5$  (Barres de haute adhérence).

$$\text{Donc :} \quad \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0.9d \sum \mu_i}$$

Où :

$\sum \mu_i$  : Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 3 \times 3.14 \times 10 = 94.25 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{28.41 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 94.25} = 1.02 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1.02 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa.} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

**d) Ancrage des barres (CBA93 / Art. A.6.1.2) :**

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ , la longueur de scellement droite  $l_s$  est égale à :

$$l_s = 35\varphi$$

- Pour les **HA 10** :  $l_s = 35 \times 1 = 35 \text{ cm}$  (Aux appuis).
- Pour les **HA 12** :  $l_s = 35 \times 1.2 = 42 \text{ cm}$  (En travée).

$L_s$  dépasse la largeur des poteaux, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de :  $L_c = 0,4L_s$

- Pour les **HA 10** :  $L_c = 0,4 \times 35 = 14$  cm.
- Pour les **HA 12** :  $L_c = 0,4 \times 42 = 16,8$  cm.

Finalement : La longueur  $L_c = 20$  cm.

**e) Influence de l'effort tranchant :**

- **Au niveau des appuis (BAEL 91 / Art. 5.1.312) :**

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ ancrer}} = \frac{\gamma_s \cdot V_u^{\max}}{f_e} = \frac{1,15 \times 28,41 \times 10^3}{400 \cdot 10^2} = 0,82 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st \text{ adoptée}} = 2,35 \text{ cm}^2 > 0,82 \text{ cm}^2. \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

- **Sur le béton (BAEL 91 / Art. A.5.1.313) :**

$$\frac{2V_u}{f_e \cdot 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{2 \times 28,41 \times 10^3}{400 \times 0,9 \times 330} = 0,479 \text{ MPa} < \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa}. \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

**f) Calcul des armatures transversales (BAEL91 / Art. A.7.2.2) :**

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \phi_t) = \min (1 ; 2,5 ; 1,2) = 1 \text{ cm}.$$

En guise d'armatures transversales, le choix se porte sur un cadre et un étrier en  $\phi 8$ .

$$A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2.$$

**g) Espacement maximal des armatures transversales (BAEL 91 / Art. A.5.1.22) :**

$$S_t^{\max} \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min (29,7 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 29,7 \text{ cm}.$$

**III.6.6. Exigences du RPA 99 (Art.7.5.2) :****a) Armatures longitudinales (Art. 7.5.2.1) :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

- $A_l = 3HA\ 12 + 3HA\ 10 = 3.39 + 2.35 = 5.74\text{ cm}^2$ .
- 0.5% de la section =  $0.005 \times b \times h = 0.005 \times 25 \times 35 = 4.375\text{ cm}^2$ .

D'où :  $A_l = 5.74\text{ cm}^2 > 0.5\%$  de la section =  $4.375\text{ cm}^2$ .  $\longrightarrow$  **La condition est vérifiée.**

**b) Armatures transversales (Art. 7.5.2.2) :**

- **Armatures transversales minimales :**

$$A_{t\min} = 0,003 \times S_t b = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125\text{ cm}^2 < A_{t\text{ adoptée}} = 2.01\text{ cm}^2.$$

$\longrightarrow$  **La condition est vérifiée.**

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min(h/4; 12\phi) = \min(8.75; 12) = 8.75\text{ cm.} \longrightarrow S_t = 7\text{ cm.}$$

- **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5\text{ cm.} \longrightarrow S_t = 15\text{ cm.}$$

**III.6.7. Calcul à l'ELS :****a) Détermination des efforts internes :**

$$R_A = R_B = \frac{q_s L}{2} = \frac{10.878 \times 3.85}{2} = 20.94\text{ KN.}$$

$$M_0 = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{10.878 \times 3.85^2}{8} = 20.15\text{ KN.m.}$$

En tenant compte du semi-encastrement :

- En travée :  $M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 20.15 = 17.12\text{ KN.m.}$
- Aux appuis :  $M_a = 0.3M_0 = 0.3 \times 21.756 = 6.04\text{ KN.m.}$

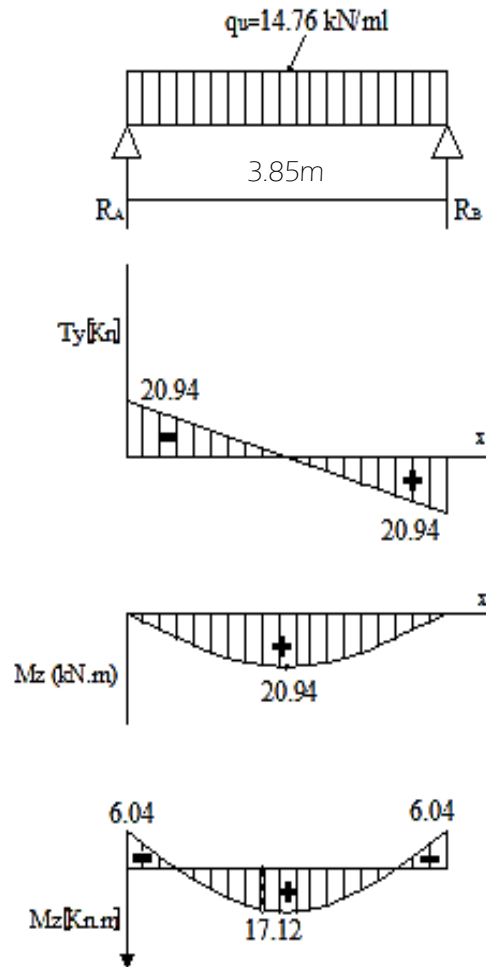


Figure III.6.2 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

### III.6.7.1. vérification à l'ELS :

#### a) Etat limite de compression du béton :

- En travée :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.} \quad \text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad \text{et} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\rho = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 33} = 0.410$$

$$\rho = 0.410 \quad \longrightarrow \quad \beta_1 = 0.907 \quad \text{et} \quad K_1 = 35.60$$

$$\sigma_{st} = \frac{17.12 \times 10^6}{0.907 \times 330 \times 3.39 \times 10^2} = 168.72 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{168.72}{35.6} = 4.74 \text{ MPa.}$$

$\sigma_{bc} = 5.12 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ .  $\longrightarrow$  La condition est vérifiée.

- **Sur appuis :**

$$\rho = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 2.35}{25 \times 33} = 0.285$$

$$\rho = 0.285 \longrightarrow \beta_1 = 0.915 \text{ et } K_1 = 43.99$$

$$\sigma_{st} = \frac{6.04 \times 10^6}{0.915 \times 330 \times 2.35 \times 10^2} = 85.12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{85.12}{43.99} = 1.94 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1.94 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ .  $\longrightarrow$  La condition est vérifiée.

**b) Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL 91 / Art. A.4.5.32) :**

La poutre palière n'est pas exposée aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire.

**c) Etat limite de déformation : (BAEL 91/ Art. B.6.8.424) :**

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} ; \quad \frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

D'où :

- $\frac{h}{L} = \frac{35}{385} = 0.09 > \frac{1}{16} = 0.0625$ .  $\longrightarrow$  La condition est vérifiée.
- $\frac{h}{L} = \frac{35}{385} = 0.09 > \frac{M_t}{10.M_0} = \frac{17.12}{10 \times 20.15} = 0.0849$ .  $\longrightarrow$  La condition est vérifiée.
- $\frac{A_s}{b_0.d} = \frac{3.39}{25 \times 33} = 0.0041 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$ .  $\longrightarrow$  La condition est vérifiée.

Les trois conditions sont vérifiées. Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire (La flèche est vérifiée).

**III.7. La poutre palière :****III.7.1. Introduction :**

La poutre palière est une poutre rectangulaire de dimension ( $b \times h$ ) et de longueur L (entre nus d'appuis). Elle est partiellement encastrée dans les poteaux (semi encastré), et soumise à l'effet de son poids propre, poids du mur extérieur double cloison et de l'effort tranchant engendré par l'escalier (paillasse et palier).

**III.7.2. Pré-dimensionnement de la poutre palière :****a) Hauteur h:**

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$\frac{405}{15} \leq h \leq \frac{405}{10} \rightarrow 27 \text{ cm} \leq h \leq 40.5 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } h = 35 \text{ cm.}$$

**b) La largeur b:**

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

$$0.4(35) \leq b \leq 0.7(35) \rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm.} \rightarrow \text{On prend } b = 25 \text{ cm.}$$

**III.7.2.1. Vérification des exigences du RPA : (Art 7.5.1 du RPA99/version 2003).**

- $b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 25 \geq 20 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$
- $h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 35 \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$
- $h/b \leq 4 \dots\dots\dots 35/25 = 1.4 < 4 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$

**III.7.2.2 Conclusion :**

Donc la poutre palière a pour dimensions :  $(b \times h) = (25 \times 35) \text{ cm}^2$ .

**III.7.3. Détermination des charges et surcharges :**

- Poids propre de la poutre palière :  $G_p = b \times h \times \rho = 0.35 \times 0.25 \times 25 = 2.1875 \text{ KN/ml.}$
- Réaction au point A à l'ELU  $R_B = q_u = 36.7 \text{ KN/ml.}$
- Réaction au point A à l'ELS  $R_B = q_s = 26.66 \text{ KN/ml.}$

**III.7.4. Combinaisons de charges :****a) A l'ELU :**

$$q_u = 1.35G_p + Q_u = 1.35(2.1875) + 36.7 = 39.65 \text{ KN/ml.}$$

**b) A l'ELS :**

$$q_s = G_p + Q_s = (2.1875) + 26.66 = 28.85 \text{ KN/ml.}$$

## III.7.5. Calcul à l'ELU :

## a) Détermination des efforts internes :

$$R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = \frac{39.65 \times 4.05}{2} = 80.29 \text{ KN.}$$

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{39.65 \times (4.05)^2}{8} = 81.29 \text{ KN.m.}$$

En tenant compte du semi-encastrement :

- En travée :  $M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 81.29 = 69.09 \text{ kN.m.}$
- Aux appuis :  $M_a = 0.3M_0 = 0.3 \times 81.29 = 24.38 \text{ kN.m.}$

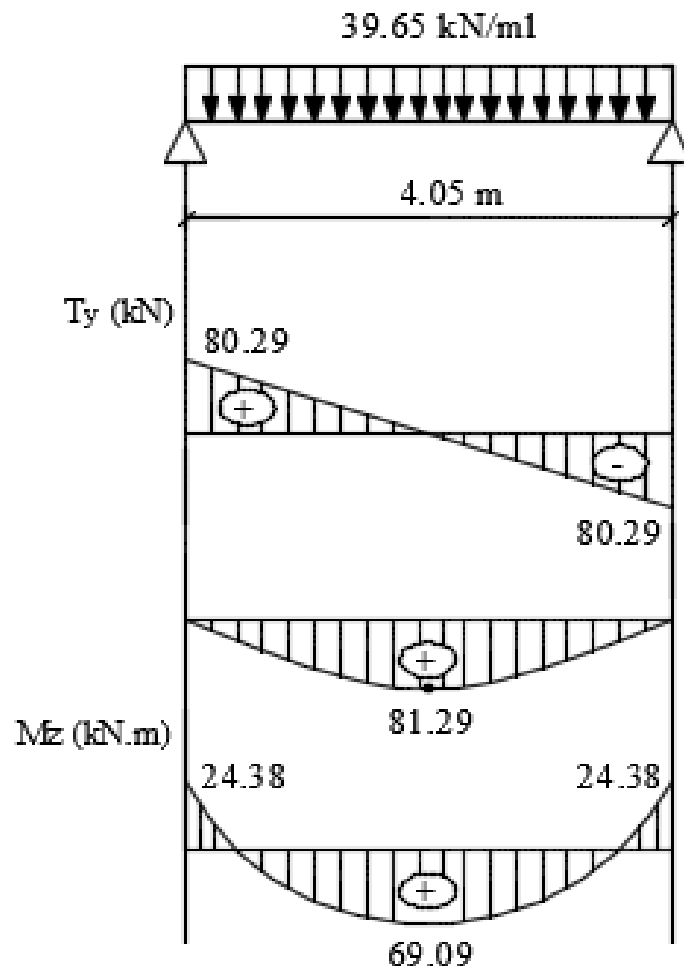


Figure III.7.1 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

**b) Calcul des armatures :**

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{69.09 \times 10^6}{250 \times 330^2 \times 14.2} = 0.178 < \mu_1 = 0.392$$

(S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$ ).

$$\mu = 0.178 \rightarrow \beta = 0.901$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{69.09 \times 10^3}{0.901 \times 33 \times 348} = 6.68 \text{ cm}^2.$$

On opte : **3HA 12 + 3HA12 = 6.78 cm<sup>2</sup>.**

- **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{24.38 \times 10^6}{250 \times 330^2 \times 14.2} = 0.063 < \mu_1 = 0.392$$

(S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$ ).

$$\mu = 0.063 \rightarrow \beta = 0.9675$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{24.38 \times 10^3}{0.9675 \times 33 \times 348} = 2.19 \text{ cm}^2.$$

On opte : **3HA 10 = 2.35 cm<sup>2</sup>.**

**III.7.6. Vérifications à l'ELU :****a) Condition de non fragilité (BAEL 91 / Art. A.4.2.1) :**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 0.996 \text{ cm}^2.$$

- En travée :  $A_{st} = 6.78 > 0.996 \text{ cm}^2$ .  $\rightarrow$  **condition vérifiée.**

- Aux appuis :  $A_a = 2.35 > 0.996 \text{ cm}^2$ .  $\rightarrow$  **condition vérifiée.**

**b) Vérification au cisaillement (BAEL 91 / Art .5.1.211) :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{80.29 \times 10^3}{250 \times 330} = 0.973 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.973 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa.} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

**c) Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91 / Art A.6.1 .3) :**

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

Où :

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)

$\Psi_s = 1.5$  (Barres de haute adhérence)

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0.9d \sum \mu_i}$$

Où :

$\sum \mu_i$  : Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 3 \times 3.14 \times 10 = 94.25 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{80.29 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 94.25} = 2.87 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 2.87 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa.} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

**d) Ancrage des barres (CBA93 / Art. A.6.1.2) :**

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ , la longueur de scellement droite  $l_s$  est égale à :

$$l_s = 35\varphi.$$

- Pour les **HA 10** :  $l_s = 35 \times 1 = 35 \text{ cm}$  (Aux appuis).
- Pour les **HA 12** :  $l_s = 35 \times 1.2 = 42 \text{ cm}$  (En travée).

$L_s$  dépasse la largeur des poteaux, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de :  $L_c = 0.4L_s$

- Pour les **HA 10** :  $L_c = 0.4 \times 35 = 14 \text{ cm}$ .
- Pour les **HA 12** :  $L_c = 0.4 \times 42 = 16.8 \text{ cm}$ .

Finalement : La longueur  **$L_c = 20 \text{ cm}$** .

**e) Influence de l'effort tranchant :**

- **Au niveau des appuis (BAEL 91 / Art. 5.1.312) :**

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ ancrer}} = \frac{\gamma_s \cdot V_u^{\max}}{f_e} = \frac{1.15 \times 80.29 \times 10^3}{400 \cdot 10^2} = 2.31 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st \text{ adoptée}} = 2.35 \text{ cm}^2 > 2.31 \text{ cm}^2. \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

- **Sur le béton (BAEL 91 / Art. A.5.1.313)**

$$\frac{2V_u}{f_e \times 0.9d} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{2 \times 80.29 \times 10^3}{400 \times 0.9 \times 330} = 1.35 \text{ MPa} < \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}. \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**f) Calcul des armatures transversales (BAEL91 / Art. A.7.2.2) :**

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \phi_t) = \min (1 ; 2.5 ; 1.2) = 1.00 \text{ cm}.$$

En guise d'armatures transversales, le choix se porte sur un cadre et un étrier en  $\phi 8$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm} < 10 \text{ mm}.$$

$$A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2.$$

**g) Espacement maximal des armatures transversales (BAEL 91 / Art. A.5.1.22) :**

$$S_t^{\max} \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm}) = \min (29.7 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 29.7 \text{ cm}.$$

**III.7.7. Exigences du RPA 99 (Art.7.5.2) :****a) Armatures longitudinales (Art. 7.5.2.1) :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

- $A_l = 3HA\ 12 + 3HA\ 12 + 3HA\ 10 = 3.39 + 3.39 + 2.35 = 9.13\text{ cm}^2$ .
- $0.5\% \text{ de la section} = 0.005 \times b \times h = 0.005 \times 25 \times 35 = 4.375\text{ cm}^2$

D'où :  $A_l = 9.13\text{ cm}^2 > 0.5\% \text{ de la section} = 4.375\text{ cm}^2$ . → **condition vérifiée.**

**b) Armatures transversales (Art. 7.5.2.2) :**

- **Armatures transversales minimales :**

$A_{t\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125\text{ cm}^2 < A_{t\text{ adoptée}} = 2.01\text{ cm}^2$ . → **condition vérifiée.**

**Zone nodale :**

$S_t \leq \min(h/4; 12\phi) = \min(8.75; 12) = 8.75\text{ cm}$ . →  **$S_t = 8\text{ cm}$ .**

**Zone courante :**

$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5\text{ cm}$ . →  **$S_t = 15\text{ cm}$ .**

**III.7.8. Calcul à l'ELS:****a) Détermination des efforts internes :**

$$R_A = R_B = \frac{q_s \cdot L}{2} = \frac{28.85 \times 4.05}{2} = 58.42\text{ KN}.$$

$$M_0 = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{28.85 \times (4.05)^2}{8} = 59.15\text{ KN.m}.$$

En tenant compte du semi-encastrement :

- En travée :  $M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 59.15 = 50.28\text{ KN.m}$ .
- Aux appuis :  $M_a = 0.3 M_0 = 0.3 \times 59.15 = 17.75\text{ KN.m}$ .

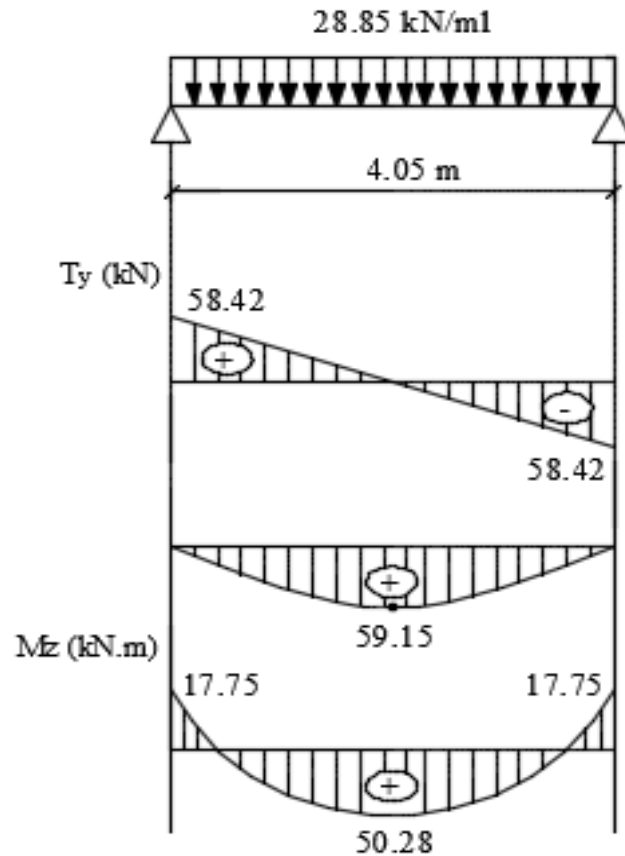


Figure III.2.14 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

### III.7.9.vérification a l'ELS :

#### a) Etat limite de compression du béton :

##### - En travée :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.} \quad \text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad \text{et} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\rho = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 6.78}{25 \times 33} = 0.821$$

$$\rho = 0.821 \rightarrow \beta_1 = 0.870 \quad \text{et} \quad K_1 = 23.58$$

$$\sigma_{st} = \frac{50.28 \times 10^6}{0.870 \times 330 \times 6.78 \times 10^2} = 258.30 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{258.30}{23.58} = 10.95 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 10.95 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Sur appuis :**

$$\rho = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 2.35}{25 \times 33} = 0.285$$

$$\rho = 0.285 \rightarrow \beta_1 = 0.9155 \text{ et } K_1 = 43.99$$

$$\sigma_{st} = \frac{17.75 \times 10^6}{0.9155 \times 330 \times 2.35 \times 10^2} = 250.01 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{250.01}{43.99} = 5.68 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 5.68 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**b) Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL 91 / Art. A.4.5.32) :**

La poutre palière n'est pas exposée aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire.

**c) Etat limite de déformation : (BAEL 91/ Art. B.6.8.424) :**

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \quad \text{et} \quad \frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

D'où :

$$- \quad \frac{h}{L} = \frac{35}{405} = 0.0864 > \frac{1}{16} = 0.0625. \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$- \quad \frac{h}{L} = \frac{35}{405} = 0.0864 > \frac{M_t}{10.M_0} = \frac{50.28}{10 \times 59.15} = 0.0850. \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$- \quad \frac{A_s}{b_0.d} = \frac{6.78}{25 \times 33} = 0.0082 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105. \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées. Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire (La flèche est vérifiée).

## IV.1 PRESENTATION DE L'ETABS

### IV.1.1 Description du logiciel ETABS: (Extended Three Dimensions Analyse Building Systems):

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement adapté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil, dans son calcul se base sur la méthode des éléments finis.

Grace au logiciel 'ETABS, nous pouvons déterminer les efforts internes dans la structure sous l'effet des charges verticales représentées par G et Q; et sous l'effet des charges horizontales représentées par le séisme (E). Ceci nous conduit à l'étude dynamique de la structure, avec des compléments de conception et de vérification des structures; il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration...etc.

#### IV.1.1.2. Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail, nous avons utilisé la version ETABS v 9.6  
Pour choisir l'application ETABS, on clique sur l'icône de l'ETABS



#### IV.1.1.3 Etapes de modélisation :

##### a) Première étape :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

##### - Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. En bas de l'écran, on sélectionne « KN-m » comme unités de base pour les forces et les déplacements :



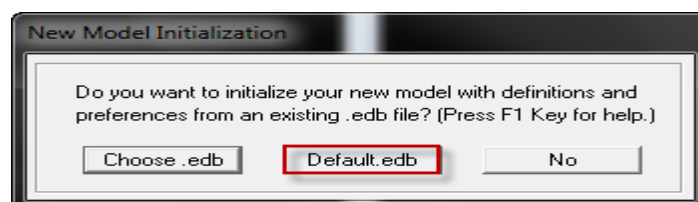
##### - Géométrie de base :

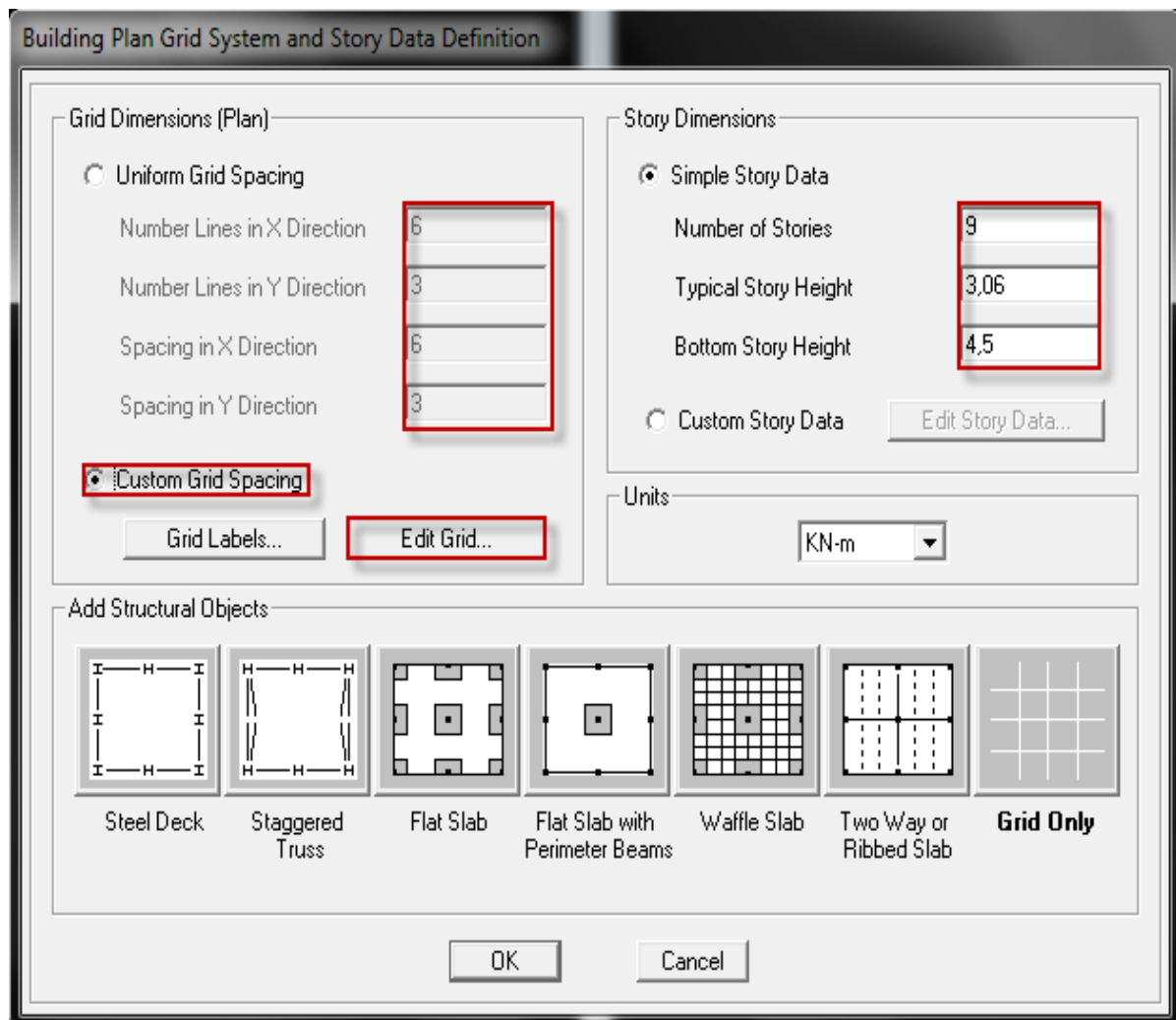
Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne « File » puis « New model », cette option permet d'introduire :

Nombre de portiques suivant x-x'.

Nombre de portique suivant y-y'.

Nombre d'étages.





Après validation de l'exemple, on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre à 2D suivant l'un des plans : X-Y, X-Z, Y-Z.

- **Modification de la géométrie de base :**

Nous allons procéder à la modification des longueurs de travées et des hauteurs d'étage.

On clique sur le bouton droit de la souris.

On introduit les distances cumulées puis on clique sur « ok »

**Define Grid Data**

Edit Format

X Grid Data

|    | Grid ID | Ordinate | Line Type | Visibility | Bubble Loc. | Grid Color |
|----|---------|----------|-----------|------------|-------------|------------|
| 1  | A       | 0,       | Primary   | Show       | Top         |            |
| 2  | B       | 4,       | Primary   | Show       | Top         |            |
| 3  | C       | 7,8      | Primary   | Show       | Top         |            |
| 4  |         | 9,3      | Secondary | Hide       | Top         |            |
| 5  |         | 10,8     | Secondary | Hide       | Top         |            |
| 6  | D       | 12,3     | Primary   | Show       | Top         |            |
| 7  | E       | 16,1     | Primary   | Show       | Top         |            |
| 8  | F       | 20,1     | Primary   | Show       | Top         |            |
| 9  |         |          |           |            |             |            |
| 10 |         |          |           |            |             |            |

Y Grid Data

|    | Grid ID | Ordinate | Line Type | Visibility | Bubble Loc. | Grid Color |
|----|---------|----------|-----------|------------|-------------|------------|
| 1  |         | -1,65    | Secondary | Hide       | Left        |            |
| 2  | 1       | 0,       | Primary   | Show       | Left        |            |
| 3  |         | 1,7      | Secondary | Hide       | Left        |            |
| 4  |         | 2,46     | Secondary | Hide       | Left        |            |
| 5  | 2       | 4,65     | Primary   | Show       | Left        |            |
| 6  | 3       | 9,3      | Primary   | Show       | Left        |            |
| 7  |         | 10,95    | Secondary | Hide       | Left        |            |
| 8  |         |          |           |            |             |            |
| 9  |         |          |           |            |             |            |
| 10 |         |          |           |            |             |            |

Units: KN-m

Display Grids as: ☒ Ordinates ☐ Spacing

☐ Hide All Grid Lines

☐ Glue to Grid Lines

Bubble Size: 1,25

Reset to Default Color

Reorder Ordinates

OK Cancel

**Story Data**

|    | Label    | Height | Elevation | Master Story | Similar To | Splice Point | Splice Height |
|----|----------|--------|-----------|--------------|------------|--------------|---------------|
| 11 | TERRASSE | 2,55   | 31,53     | No           | NONE       | No           | 0,            |
| 10 | ET8      | 3,06   | 28,98     | No           | RDC        | No           | 0,            |
| 9  | ET7      | 3,06   | 25,92     | No           | RDC        | No           | 0,            |
| 8  | ET6      | 3,06   | 22,86     | No           | RDC        | No           | 0,            |
| 7  | ET5      | 3,06   | 19,8      | No           | RDC        | No           | 0,            |
| 6  | ET4      | 3,06   | 16,74     | No           | RDC        | No           | 0,            |
| 5  | ET3      | 3,06   | 13,68     | No           | RDC        | No           | 0,            |
| 4  | ET2      | 3,06   | 10,62     | No           | RDC        | No           | 0,            |
| 3  | ET1      | 3,06   | 7,56      | No           | RDC        | No           | 0,            |
| 2  | RDC      | 4,5    | 4,5       | Yes          |            | No           | 0,            |
| 1  | BASE     |        | 0,        |              |            |              |               |
|    |          |        |           |              |            |              |               |
|    |          |        |           |              |            |              |               |
|    |          |        |           |              |            |              |               |
|    |          |        |           |              |            |              |               |
|    |          |        |           |              |            |              |               |
|    |          |        |           |              |            |              |               |
|    |          |        |           |              |            |              |               |
|    |          |        |           |              |            |              |               |
|    |          |        |           |              |            |              |               |

Reset Selected Rows

Height: 2,55 Reset

Master Story: No Reset

Similar To: NONE Reset

Splice Point: Reset

Splice Height: 0 Reset

Units: Change Units: KN-m

OK Cancel

**b) Deuxième étape :**

La deuxième étape consiste en la définition des propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

The 'Material Property Data' dialog box is shown with the following fields and values:

- Material Name:** B25
- Type of Material:** ☒ Isotropic, ☐ Orthotropic
- Analysis Property Data:**
  - Mass per unit Volume: 2,5
  - Weight per unit Volume: 25
  - Modulus of Elasticity: 32164200
  - Poisson's Ratio: 0,2
  - Coeff of Thermal Expansion: 9,900E-06
  - Shear Modulus: 10342136,8
- Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003):**
  - Specified Conc Comp Strength,  $f'_c$ : 25000
  - Bending Reinf. Yield Stress,  $f_y$ : 400000
  - Shear Reinf. Yield Stress,  $f_{ys}$ : 400000
  - ☐ Lightweight Concrete
  - Shear Strength Reduc. Factor: (empty)
- Display Color:** (Red color swatch)
- Type of Design:** Concrete (dropdown)
- Buttons:** OK, Cancel

**c) Troisième étape :**

La troisième étape consiste en l'affectation des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, dalle pleine, plancher en corps creux, voile...).

The 'Define Frame Properties' dialog box is shown with the following fields and values:

- Properties:**
  - Type in property to find: POTRDC/1
  - List of properties: PC, POT2/3, POT4/5, POT6/8, **POTRDC/1** (highlighted), PP, PPAL, PS
- Click to:**
  - Import I/Wide Flange (dropdown)
  - Add Rectangular (dropdown)
  - Modify/Show Property... (button)
  - Delete Property (button)
- Buttons:** OK, Cancel

### - Affectation des sections aux éléments des portiques :

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments :

Sélectionner les éléments de même section en cliquant dessus avec la souris ou en  utilisant l'outil de sélection rapide dans la barre d'outils flottante qui permet de sélectionner plusieurs éléments à la fois en traçant une droite avec la souris.

On peut ajouter plusieurs éléments pour la structure en les traçant :

Cliquer sur  ensuite sur une ligne de grille et un nouveau élément sera tracé entre deux croisements de lignes successifs horizontalement ou verticalement selon la ligne visée.

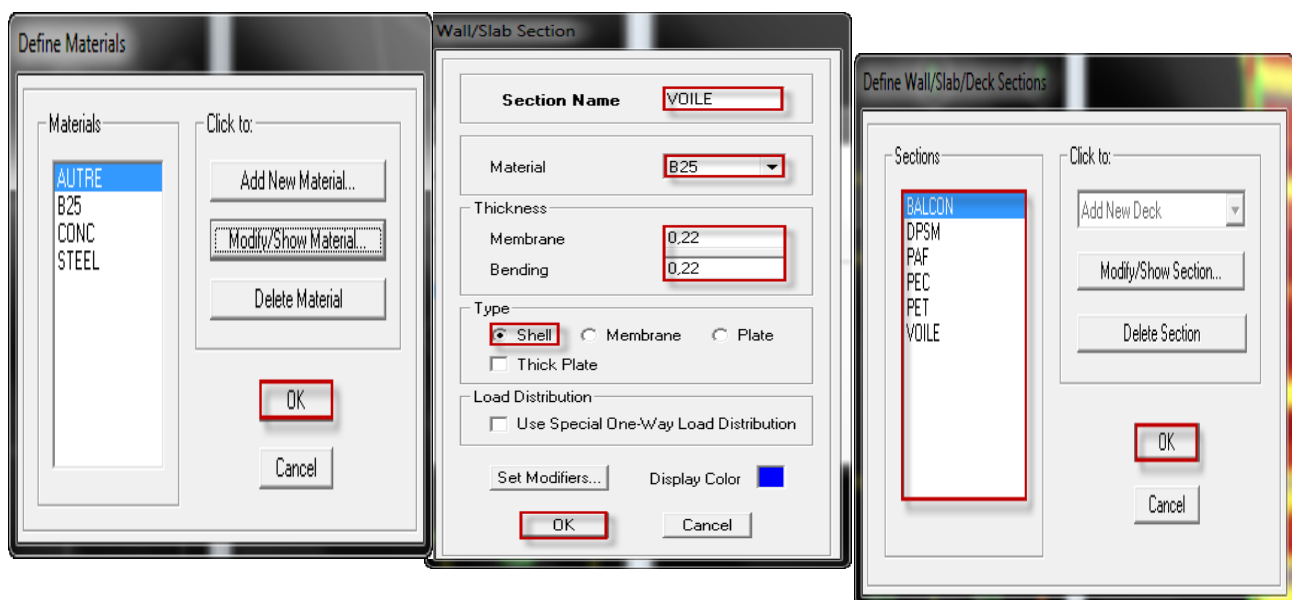
Pour les planchers en cops creux on clique sur  en choisissant les poutrelles avec un moment continu et un espacement de 65 cm et on choisit leur direction.

### - Voile :

On choisit le menu « **Define-Wall/slab/deck** » cliquer sur « Add New Wall » pour un voile, une nouvelle fenêtre va apparaître ; là où il faut introduire un nom pour la section du Voile et son épaisseur.

Pour ajouter des voiles :

Cliquer sur  et cliquer entre les lignes de la grille et le voile aura comme limite deux lignes successives verticale et horizontale dans la fenêtre de travail.

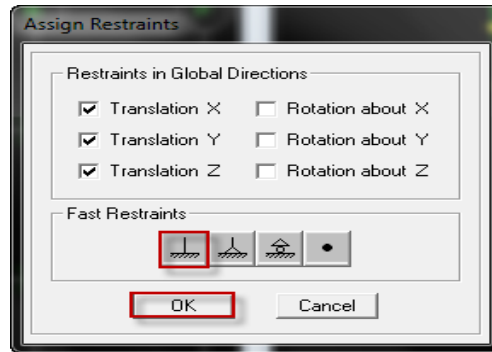


## c) Quatrième étape :

La quatrième étape consiste à spécifier les conditions limites (appuis, etc.) pour la structure à modéliser.

## - Appuis :

Sélectionner les nœuds de la base dans la fenêtre X-Y, en dessinant une fenêtre à l'aide de la souris.

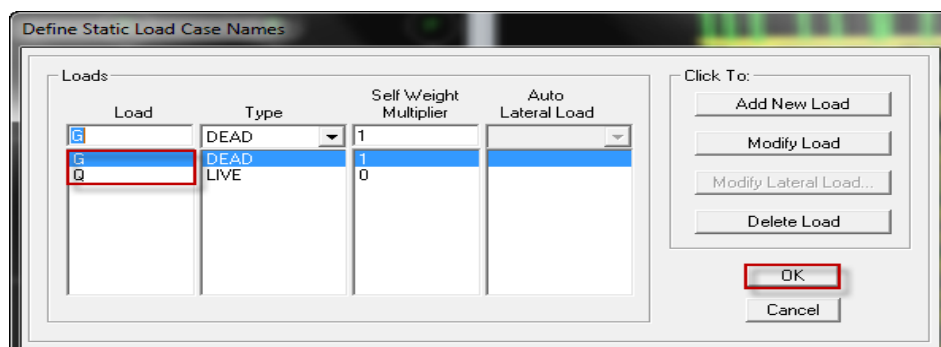


Cliquer sur l'icône qui représente un encastrement dans la fenêtre qui apparaît (encastrement à la base des portiques pour les structures en B.A)

## d) Cinquième étape :

Avant de charger la structure, il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

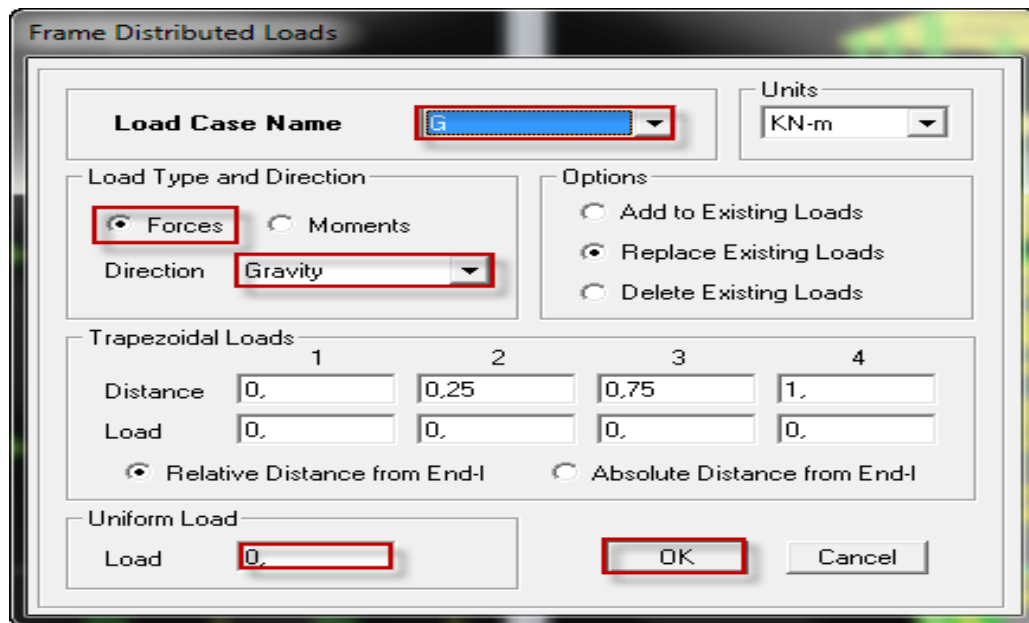
- **Charge statique (G et Q) :** pour les définir on clique sur :
  - « Define/Load Cases ».
- **Charges permanentes : Load Name** (Nom de la charge): G
  - Type : **DEAD** (permanente).
  - Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : 1
- **Surcharges : Load Name** (Nom de la charge): Q
  - Type : **LIVE** (exploitation).
  - **Self weight multiplier** (Coefficient interne poids propre) : 0



- **Chargement :**

Après sélection de l'élément à charger, on clique  sur qui se trouve sur la barre d'outils. Dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à spécifier :

- Le nom de la charge
- Son type (force ou moment)
- Sa direction
- La valeur et le point d'application pour les charges concentrées
- La valeur de la charge uniformément répartie



On charge seulement les poutrelles et les poutres secondaires, cette charge sera transmise aux poutres principales, ainsi de suite, aux poteaux et aux fondations.

| Type de plancher       | G(KN) | Q(KN) |
|------------------------|-------|-------|
| terrasse inaccessible  | 5.83  | 1     |
| Etage courant          | 5.56  | 1.5   |
| Etage RDC/1 Commercial | 5.56  | 5     |

Tableau IV.1.1 : Charges et surcharges introduites dans le logiciel ETABS.

### - Charge sismique (E) :

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélération ( $S_a/g$ ) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres  $T$ .

#### Les données à introduire dans le logiciel :

**Zone : IIa** (Zone à moyenne sismicité, voir Annexe 1 du RPA 2003)

Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du RPA)

Coefficient de Comportement: **R= 3.5** (Portiques contreventés par des voiles, voir Annexe 4.3 RPA 2003).

**Site : S3** (Voir rapport de sol Chapitre 1)

Facteur de qualité (Q): **Q=1.20**

Coefficient D'amortissement :  $\xi = 10 \%$

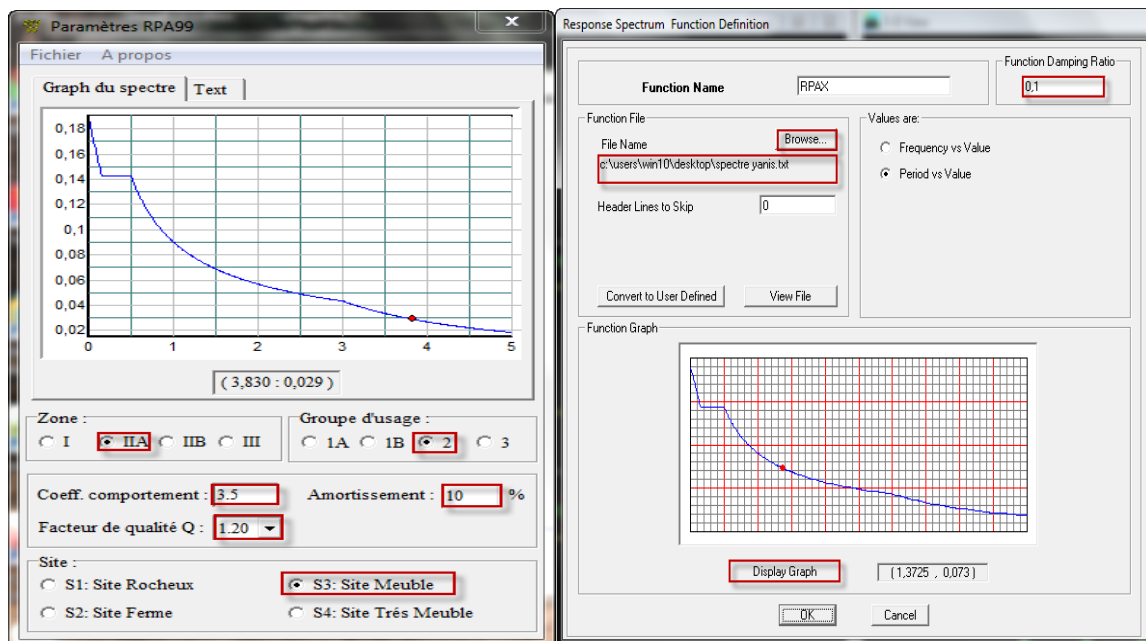
On démarre le logiciel en cliquant sur l'icône *RPA 99*

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur sauvegarde fichier format ETABS

Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

Define/Response Spectrum Functions / Spectrum from file

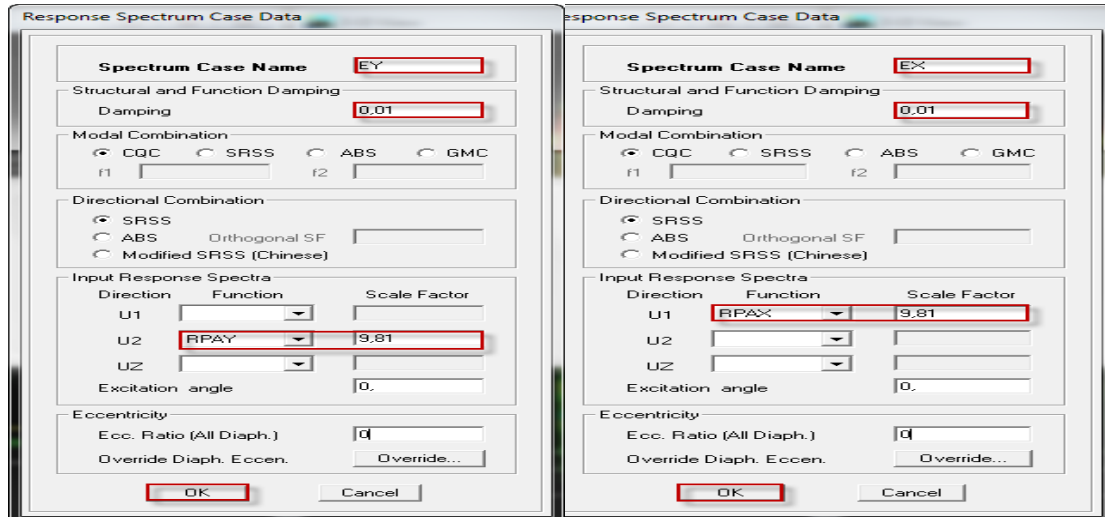
**Function Name** (nom du spectre): **RPA.**



Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste en la définition du chargement **E** (séisme), pour cela on clique sur :

#### Define /Reponses spectrum cases/Add New Spectrum

Dans la partie **Input response spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1 et U2).



### e) Sixième étape :

La sixième étape consiste à spécifier les combinaisons des charges.

#### Define/ Load combinassions

Dans la boîte de dialogue qui apparait après avoir cliqué sur **Add New Combo**, on aura à introduire le Nom de la combinaison et les charges avec leurs coefficients, par exemple pour l'ELU (1.35G+1.5Q) :

Choisir G dans la Case Name et introduire 1.35 dans **Scale Factor** et cliquer sur **Add**

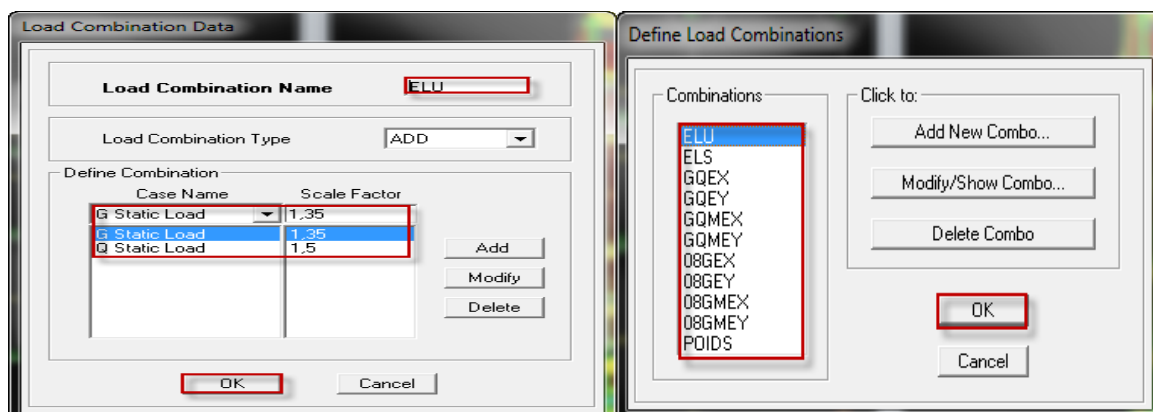
Choisir Q dans la Case Name et introduire 1.5 dans **Scale Factor** et Cliquer sur **Add**

Valider avec OK et on revient vers la fenêtre de «**Define Load combinations**»

Pour définir une autre combinaison on refait le même travail.

Pour modifier le coefficient d'une charge on procède avec « Modify »

- **Combinaisons aux états limites :**
  - ELU : 1.35G+1.5Q
  - ELS : G+Q
- **Combinaisons accidentelles du RPA :**
  - GQE : G+Q ± (EX/EY)
  - 08GE : 0.8G ± (EX/EY)
  - Poids

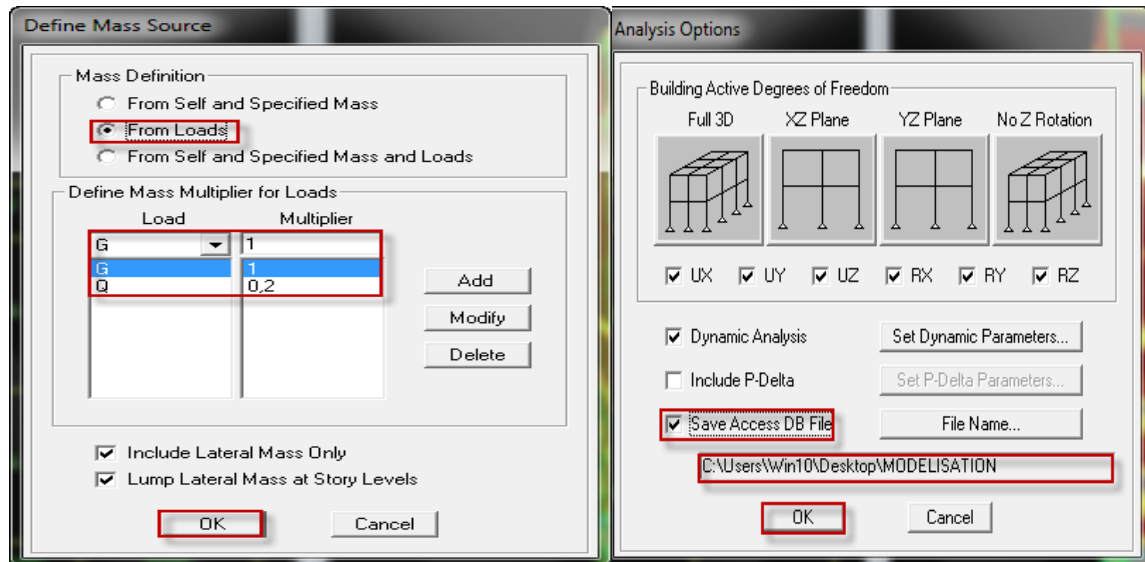


### - Mass- Source :

**Define → Mass source** 

La masse des planchers est supposée concentrée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de Mass –Source.

On donne la valeur **1** pour la charge permanente, on donne la valeur de  $\beta$  suivant la nature de la structure, dans notre cas  $\beta=0.2$  (Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés).



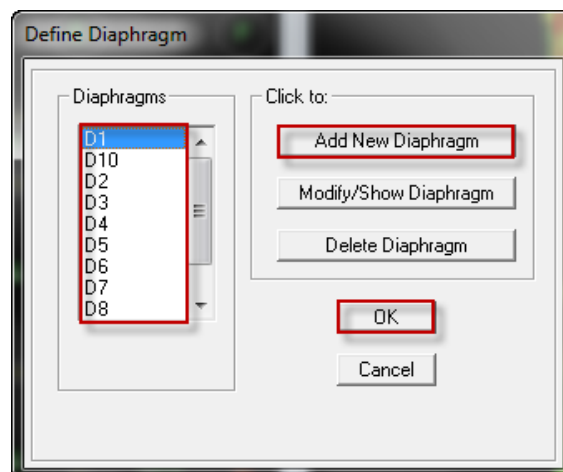
### - Diaphragme :

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides ; on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à son nœud maître de sorte qu'ils forment un Diaphragmes, pour cela : Sélectionner le premier plancher dans la fenêtre X-Y

Dans le menu déroulant : « **Assign/point-rigid diaphragm** »

On choisit Add « **NEW Diaphragm** », On va l'appeler D1 : étage 1, OK

On refait l'opération pour le deuxième plancher qu'on va appeler D2 et ainsi de suite pour tous les autres planchers.



**f) Septième étape :**

La septième étape consiste à démarrer l'exécution du programme d'analyse en spécifiant le nombre de modes propres à prendre en considération et la création d'un fichier résultat et l'indication de son contenu.

Modes de vibration:

**Analyze /Set analyz Options /Cocher Dynamic Analysis**

Cliquer sur **Set Dynamic Parameter**

On spécifie le nombre de modes à prendre en considération là où c'est écrit « Number of Modes » et on valide avec « OK », validé une autre fois dans la fenêtre de « Analysis option ».

**g) Huitièmes étape :**

- **Exécution :**

**Analyze /Run (f5) ou** on clique sur 

L'ETABS va demander un nom pour le fichier, c'est-à-dire qu'il va lancer la procédure d'enregistrement, chose qui peut être faite bien avant avec : File /Save as.

**VI.1.4. Visualisation des résultats:**

Dans la fenêtre display / show tables, on clique sur Modal Information et on sélectionne la combinaison « Modal ».

### **IV.2 Vérification des conditions RPA :**

#### **IV.2.1 Introduction :**

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique signifie une variation dans le temps, ceci rend l'étude plus compliquée voire impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté. Pour cela les ingénieurs essaient de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

Pour modéliser une structure, plusieurs méthodes sont utilisées parmi lesquelles:

#### **IV.2.2. Méthode de calcul :**

On distingue deux cas

**a) Calcul statique :** C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges verticales (G et Q).

**b) Calcul dynamique :** C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges horizontales (E), pour son calcul on distingue les méthodes suivantes:

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (**RPA99/version 2003**) qui sont

- Justification du système de contreventement.
- Le pourcentage de participation de la masse modale.
- L'effort tranchant à la base.
- Les déplacements inter-étages.
- Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
- L'effort normal réduit.

Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser la méthode d'analyse modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le **RPA 99 version 2003 (article 4.1.3)**. Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

### IV.2.3. Méthode dynamique Modale Spectrale :

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.

#### a) Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentée par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

#### b) Hypothèses de calcul :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Les planchers doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

Après avoir réalisé la modélisation on obtient la vue en trois dimensions ci-dessous :

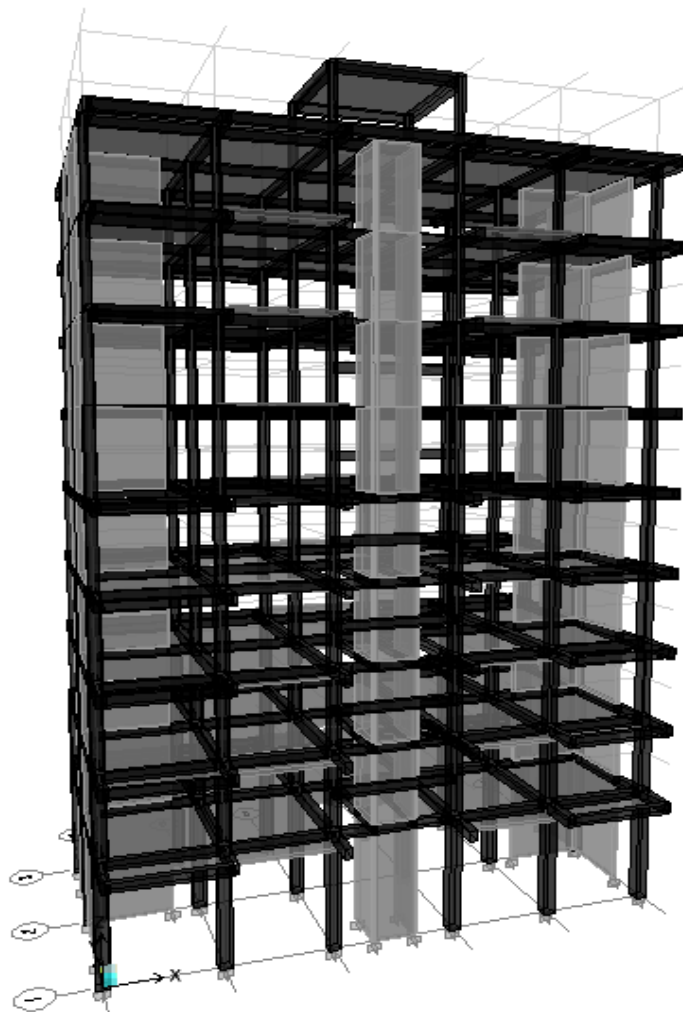


Figure IV.2.1 : Vue en trois dimensions de la structure.

### c) Définition du spectre de réponse :

C'est une courbes permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme passé ou futur.

**Display → Show Mode Shape**



Figure IV.2.2 : spectre de réponse.

### IV.2.4. Justification du système de contreventement :

Le logiciel ETABS nous permet d'obtenir les résultats qui sont donnés selon les figures suivantes :

**Elevation → View → Set 3d view → XZ → Ok → display → show deforma shape → EX spectra → Ok → draw → draw section cut → draw horizontal line In base.**

## a) Sous charge horizontales confondues :

Section Cutting Line Projected Coordinates

|             | X       | Y      |
|-------------|---------|--------|
| Start Point | -1,579  | 2,2442 |
| End Point   | 22,3467 | 2,4111 |

Resultant Force Location and Angle

|  | X       | Y      | Z  | Angle  |
|--|---------|--------|----|--------|
|  | 10,3838 | 2,3277 | 0, | 0,3997 |

Include ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

|        | Right Side |          |           | Left Side |          |           |
|--------|------------|----------|-----------|-----------|----------|-----------|
|        | 1          | 2        | Z         | 1         | 2        | Z         |
| Force  | 1915,085   | 13,326   | 6,487E-11 | 1915,085  | 13,326   | 6,682E-11 |
| Moment | 268,6282   | 38639,73 | 6467,7007 | 268,6282  | 38639,73 | 6467,7007 |

Close Refresh

Figure IV.2.3 : Effort repris par l'ensemble sous EX et EY.

Section Cutting Line Projected Coordinates

|             | X       | Y      |
|-------------|---------|--------|
| Start Point | -1,579  | 2,2442 |
| End Point   | 22,3467 | 2,4111 |

Resultant Force Location and Angle

|  | X       | Y      | Z  | Angle  |
|--|---------|--------|----|--------|
|  | 10,3838 | 2,3277 | 0, | 0,3997 |

Include ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☒ Columns ☐ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

|        | Right Side |           |           | Left Side |           |           |
|--------|------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
|        | 1          | 2         | Z         | 1         | 2         | Z         |
| Force  | 130,2232   | 0,907     | 7,560E-04 | 130,2232  | 0,907     | 7,560E-04 |
| Moment | 49,4247    | 7148,1552 | 384,2886  | 49,4247   | 7148,1552 | 384,2886  |

Close Refresh

Figure IV.2.4 : Effort repris par les portiques sous EX et EY.

Section Cutting Line Projected Coordinates

|             | X       | Y      |
|-------------|---------|--------|
| Start Point | -1,579  | 2,2442 |
| End Point   | 22,3467 | 2,4111 |

Resultant Force Location and Angle

|  | X       | Y      | Z  | Angle  |
|--|---------|--------|----|--------|
|  | 10,3838 | 2,3277 | 0, | 0,3997 |

Include ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☐ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

|        | Right Side |           |           | Left Side |           |           |
|--------|------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
|        | 1          | 2         | Z         | 1         | 2         | Z         |
| Force  | 1786,3393  | 12,4294   | 7,560E-04 | 1786,3393 | 12,4294   | 7,560E-04 |
| Moment | 220,2694   | 31643,036 | 6086,4156 | 220,2694  | 31643,036 | 6086,4156 |

Close Refresh

Figure IV.2.5 : Effort repris par les voiles sous EX et EY.

## a.1) Sous charges horizontales x-x' :

Efforts repris par l'ensemble du bâtiment : **1951.085 KN.**

Efforts repris par les portiques : **130.2232KN.**

Efforts repris par les voiles : **1786.3393KN.**

- Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **6.67%.**

- Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **91.56 %.**

## a.2) Sous charges horizontales y-y' :

Efforts repris par l'ensemble du bâtiment : **1447.4663 KN.**

Efforts repris par les portiques : **55.0067KN.**

Efforts repris par les voiles : **1392.8129KN.**

- Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **3.8%.**

- Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **92.22 %.**

## b) Sous charges verticales :

Section Cutting Line Projected Coordinates

|             | X       | Y      |
|-------------|---------|--------|
| Start Point | -2.7503 | 1.6878 |
| End Point   | 11.6051 | 1.7434 |

Resultant Force Location and Angle

|  | X      | Y      | Z  | Angle  |
|--|--------|--------|----|--------|
|  | 4.4274 | 1.7156 | 0. | 0.2221 |

Include: ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

|        | Right Side |           |           | Left Side  |            |            |
|--------|------------|-----------|-----------|------------|------------|------------|
|        | 1          | 2         | Z         | 1          | 2          | Z          |
| Force  | 5.192E-12  | 1.783E-11 | 41055.836 | -5.251E-12 | -1.794E-11 | -39737.11  |
| Moment | 113963.668 | -231313.1 | 1.059E-10 | -110787.49 | 223886.042 | -1.064E-10 |

Close Refresh

Figure IV.2.6 : Effort repris par l'ensemble.

Section Cutting Line Projected Coordinates

|             | X       | Y      |
|-------------|---------|--------|
| Start Point | -2.7503 | 1.6878 |
| End Point   | 11.6051 | 1.7434 |

Resultant Force Location and Angle

|  | X      | Y      | Z  | Angle  |
|--|--------|--------|----|--------|
|  | 4.4274 | 1.7156 | 0. | 0.2221 |

Include: ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☒ Columns ☐ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

|        | Right Side |           |            | Left Side |            |            |
|--------|------------|-----------|------------|-----------|------------|------------|
|        | 1          | 2         | Z          | 1         | 2          | Z          |
| Force  | -0.0196    | 10.5222   | 25618.8396 | 0.0196    | -10.5222   | -25065.255 |
| Moment | 87365.193  | -144418.3 | 61.5727    | -85752.83 | 141299.446 | -61.5727   |

Close Refresh

Figure IV.2.7 : Effort repris par les portiques.

**Section Cut Stresses & Forces**

Section Cutting Line Projected Coordinates

Start Point X: -2.7503 Y: 1.6878

End Point X: 11.6051 Y: 1.7434

Resultant Force Location and Angle

X: 4.4274 Y: 1.7156 Z: 0 Angle: 0.2221

Include ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☐ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

|        | Right Side |          |            | Left Side |           |           |
|--------|------------|----------|------------|-----------|-----------|-----------|
|        | 1          | 2        | Z          | 1         | 2         | Z         |
| Force  | 0.0196     | -10.5222 | 15436.9963 | -0.0196   | 10.5222   | -14671.85 |
| Moment | 26598.4754 | -86894.8 | -61.5727   | -25034.66 | 82586.596 | 61.5727   |

Close Refresh

**Figure IV.2.8 : Effort repris par les voiles.**

Efforts repris par l'ensemble du bâtiment : **41035.836 KN.**

Efforts repris par les portiques : **2518.8396KN.**

Efforts repris par les voiles : **15436.9936KN.**

- Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **62.4 %**

- Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **37.6 %**

D'après les résultats d'interaction, on remarque que les voiles reprennent plus de **20%** des charges verticales et presque la totalité de l'effort horizontal donc pour notre système de contreventement, on adopte un coefficient de comportement **R = 3.5 (structure à voiles porteurs)**.

## IV.2.5. Vérification du nombre de mode :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. (Article 4.3.4 RPA99 version 2003).

**Display → Show Tables → Modal Information Building → Modal Information**  
**Table: Modal Participation Mass Ratios**

| Mode | Period   | UX      | UY      | UZ | SumUX   | SumUY   | SumUZ |
|------|----------|---------|---------|----|---------|---------|-------|
| 1    | 0,840298 | 69,9639 | 0       | 0  | 69,9639 | 0       | 0     |
| 2    | 0,645741 | 0       | 69,4194 | 0  | 69,9639 | 69,4194 | 0     |
| 3    | 0,485812 | 0,1448  | 0.0542  | 0  | 70,1087 | 69,4195 | 0     |
| 4    | 0,214436 | 13,8959 | 0       | 0  | 84,0046 | 69,4195 | 0     |
| 5    | 0,188025 | 0       | 2,0759  | 0  | 84,0046 | 71,4954 | 0     |
| 6    | 0,185071 | 5,6072  | 0       | 0  | 89,6118 | 71,4954 | 0     |
| 7    | 0,181937 | 0,0699  | 0       | 0  | 89,6817 | 71,4954 | 0     |
| 8    | 0,143094 | 0       | 18,0757 | 0  | 89,6817 | 89,5711 | 0     |
| 9    | 0,111043 | 0,0287  | 0       | 0  | 89,7104 | 89,5711 | 0     |
| 10   | 0,08857  | 6,0598  | 0       | 0  | 95,7702 | 89,5711 | 0     |
| 11   | 0,061948 | 0       | 6,2108  | 0  | 95,7702 | 95,7819 | 0     |
| 12   | 0,052689 | 2,4865  | 0       | 0  | 98,2567 | 95,7819 | 0     |

**Tableau IV.2.1 : Période fondamentale et taux de participation massique.**

- Dans la direction (x-x), on a atteint la masse participante au mode 10 ( $95.77 \geq 90\%$ ).
- Dans la direction (y-y), on a atteint la masse participante au mode 11 ( $95.78 \geq 90\%$ ).

La condition du RPA se vérifié au **11<sup>ème</sup> Mode** → **condition vérifiée.**

Les 3 premier modes sont vérifiés :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Mode1 : translation suivant x-x'.} \\ \text{Mode 2 : translation suivant y-y'.} \\ \text{Mode 3 : rotation suivant z-z'.} \end{array} \right.$$

### IV.2.5.1. Vérification des déplacements relatifs :

D'après le (RPA 99/vs 2003) (art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau (**K**) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{eK} \quad \text{(formule 4-19 de RPA)}.$$

Avec :

**$h_K$** : Hauteur d'étage k.

**$\delta_{eK}$** : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

**R** : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{(formule 4-20 de RPA 99)}.$$

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel **ETABS**.

**Display → Show Tables → Select Cases/ Combos → Ex spectra +OK**

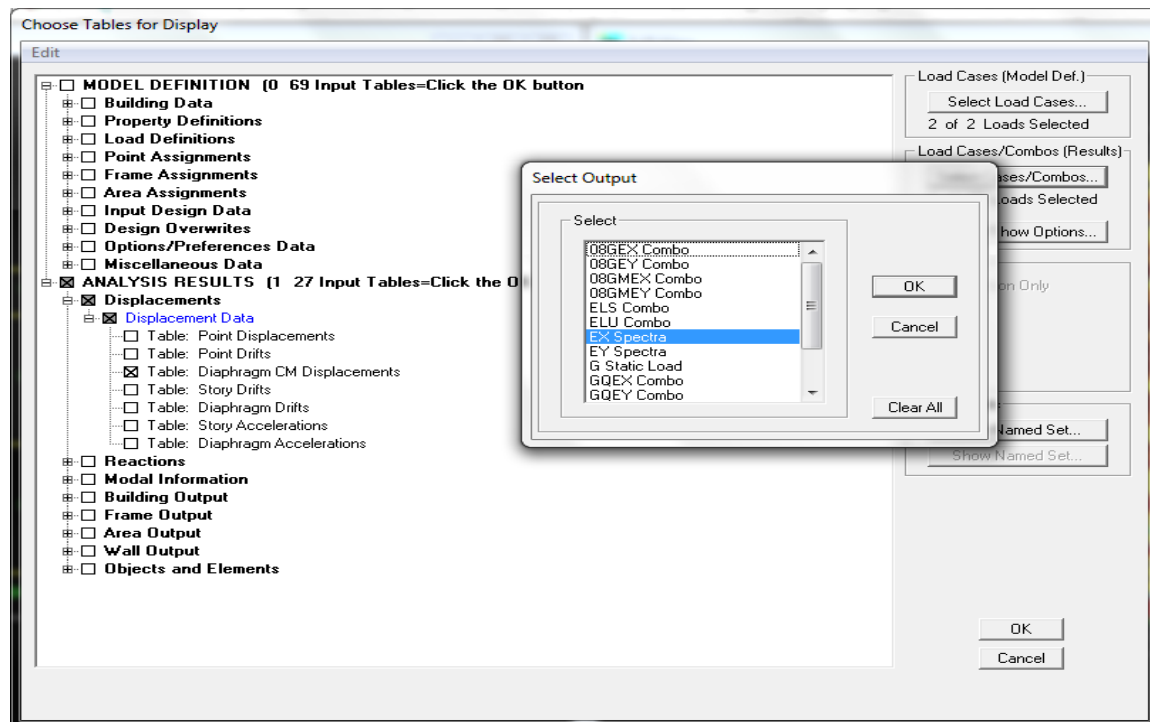


Figure IV.2.9 : Détermination des déplacements avec le logiciel ETABS.

| Story    | Diaphragm | Load | UX     | $\Delta\kappa=\delta\kappa-\delta\kappa-1$ | Load | UY     | $\Delta\kappa=\delta\kappa-\delta\kappa-1$ | 1% h(m) | condition |
|----------|-----------|------|--------|--------------------------------------------|------|--------|--------------------------------------------|---------|-----------|
| TERRASSE | D10       | EX   | 0,0276 | 0,0019                                     | EY   | 0,0131 | 0,0015                                     | 0.0255  | c.v       |
| ET8      | D9        | EX   | 0,0257 | 0,0033                                     | EY   | 0,0116 | 0,0015                                     | 0.0306  | c.v       |
| ET7      | D8        | EX   | 0,0224 | 0,0035                                     | EY   | 0,0101 | 0,0016                                     | 0.0306  | c.v       |
| ET6      | D7        | EX   | 0,0189 | 0,0034                                     | EY   | 0,0085 | 0,0016                                     | 0.0306  | c.v       |
| ET5      | D6        | EX   | 0,0155 | 0,0033                                     | EY   | 0,0069 | 0,0015                                     | 0.0306  | c.v       |
| ET4      | D5        | EX   | 0,0122 | 0,0032                                     | EY   | 0,0054 | 0,0014                                     | 0.0306  | c.v       |
| ET3      | D4        | EX   | 0,009  | 0,003                                      | EY   | 0,004  | 0,0014                                     | 0.0306  | c.v       |
| ET2      | D3        | EX   | 0,006  | 0,0025                                     | EY   | 0,0026 | 0,0011                                     | 0.0306  | c.v       |
| ET1      | D2        | EX   | 0,0035 | 0,002                                      | EY   | 0,0015 | 0,0009                                     | 0.0306  | c.v       |
| RDC      | D1        | EX   | 0,0015 | 0,0015                                     | EY   | 0,0006 | 0,0006                                     | 0.0450  | c.v       |

**Tableau IV.2.2 : Déplacements relatifs d'étage sous l'action Ex et Ey.**

**- Déplacement maximal :**

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante:

$$\delta_{Max} \leq f = \frac{h_t}{500}$$

Avec : f : la flèche admissible.

$h_t$  : la hauteur totale du bâtiment.

**- Suivant EX :**

$$\delta_{Max} = 0.0276 \text{ m.} \leq f = \frac{h_t}{500} = \frac{31.53 \text{ m}}{500} = 0.06306 \text{ m.} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**- Suivant EY :**

$$\delta_{Max} = 0.0131 \text{ m.} \leq f = \frac{h_t}{500} = \frac{31.53 \text{ m}}{500} = 0.06306 \text{ m.} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**IV.2.5.2. Vérification de l'excentricité :**

D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7).

On doit vérifier que :  $|C_M - C_R| \leq 5\% L$

| Story    | Diaphragm | XCM    | XCCM   | XCR   | YCM   | YCCM  | YCR   |
|----------|-----------|--------|--------|-------|-------|-------|-------|
| RDC      | D1        | 10,06  | 10,06  | 10,05 | 4,577 | 4,577 | 3,833 |
| ET1      | D2        | 10,05  | 10,05  | 10,05 | 4,516 | 4,516 | 3,816 |
| ET2      | D3        | 10,05  | 10,05  | 10,05 | 4,515 | 4,515 | 3,783 |
| ET3      | D4        | 10,05  | 10,05  | 10,05 | 4,514 | 4,514 | 3,76  |
| ET4      | D5        | 10,05  | 10,05  | 10,05 | 4,513 | 4,513 | 3,739 |
| ET5      | D6        | 10,05  | 10,05  | 10,05 | 4,512 | 4,512 | 3,723 |
| ET6      | D7        | 10,05  | 10,05  | 10,05 | 4,511 | 4,511 | 3,71  |
| ET7      | D8        | 10,039 | 10,039 | 10,05 | 4,566 | 4,566 | 3,704 |
| ET8      | D9        | 10,05  | 10,05  | 10,05 | 4,427 | 4,427 | 3,707 |
| TERRASSE | D10       | 10,05  | 10,05  | 10,05 | 2,325 | 2,325 | 2,34  |

**Tableau IV.2. 3 : Excentricité sous l'action EX et EY.**

Sens x-x' :  $L_x = 20.54 \text{ m.}$

| Story    | Diaphragm | XCCM   | XCR   | XCCM-XCR | 5% Lx | condition |
|----------|-----------|--------|-------|----------|-------|-----------|
| RDC      | D1        | 10,06  | 10,05 | 0,01     | 1.027 | c.v       |
| ET1      | D2        | 10,05  | 10,05 | 0        | 1.027 | c.v       |
| ET2      | D3        | 10,05  | 10,05 | 0        | 1.027 | c.v       |
| ET3      | D4        | 10,05  | 10,05 | 0        | 1.027 | c.v       |
| ET4      | D5        | 10,05  | 10,05 | 0        | 1.027 | c.v       |
| ET5      | D6        | 10,05  | 10,05 | 0        | 1.027 | c.v       |
| ET6      | D7        | 10,05  | 10,05 | 0        | 1.027 | c.v       |
| ET7      | D8        | 10,039 | 10,05 | 0.011    | 1.027 | c.v       |
| ET8      | D9        | 10,05  | 10,05 | 0        | 1.027 | c.v       |
| TERRASSE | D10       | 10,05  | 10,05 | 0        | 1.027 | c.v       |

Tableau IV.2.4 : Vérification de l'excentricité suivant x-x'.

Sens y-y' :  $L_y = 12.60 \text{ m.}$

| Story    | Diaphragm | YCM   | YCCM  | YCR   | YCCM-YCR | 5% Ly | condition |
|----------|-----------|-------|-------|-------|----------|-------|-----------|
| RDC      | D1        | 4,377 | 4,377 | 3,833 | 0,544    | 0.63  | CV        |
| ET1      | D2        | 4,316 | 4,316 | 3,816 | 0,5      | 0.63  | CV        |
| ET2      | D3        | 4,315 | 4,315 | 3,783 | 0,532    | 0.63  | CV        |
| ET3      | D4        | 4,314 | 4,314 | 3,76  | 0,554    | 0.63  | CV        |
| ET4      | D5        | 4,313 | 4,313 | 3,739 | 0,574    | 0.63  | CV        |
| ET5      | D6        | 4,312 | 4,312 | 3,723 | 0,589    | 0.63  | CV        |
| ET6      | D7        | 4,311 | 4,311 | 3,71  | 0,601    | 0.63  | CV        |
| ET7      | D8        | 4,366 | 4,366 | 3,856 | 0,51     | 0.63  | CV        |
| ET8      | D9        | 4,327 | 4,327 | 3,707 | 0,62     | 0.63  | CV        |
| TERRASSE | D10       | 2,325 | 2,325 | 2,34  | 0.015    | 0.63  | CV        |

Tableau IV.2.5 : Vérification de l'excentricité suivant y-y'.

## IV.2.6. Vérification L'effort tranchant à La base :

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 (Art 4.3.6 RPA99).

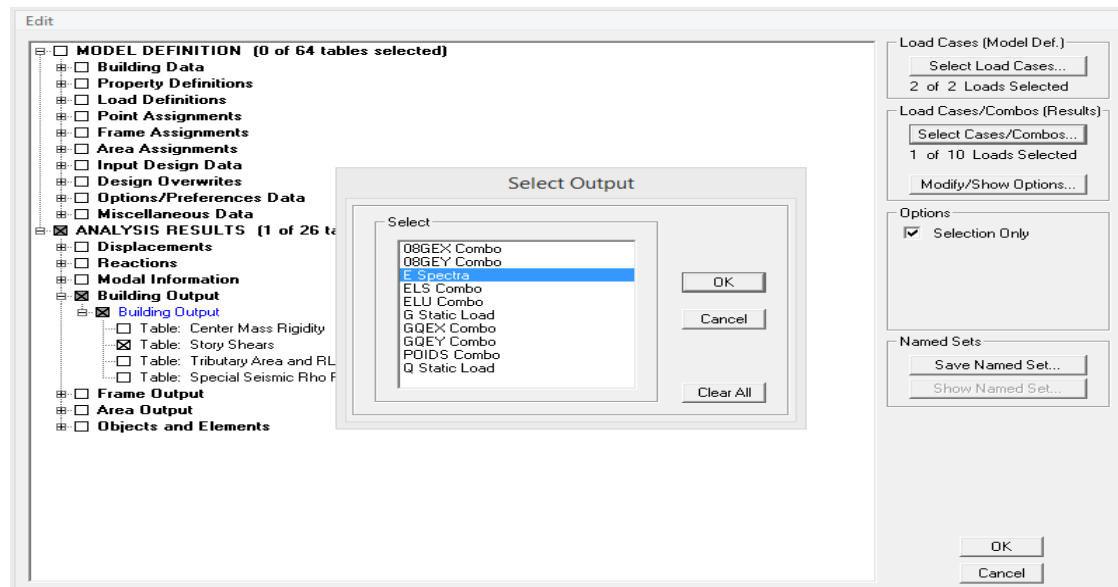
$$V_{\text{base}} \cdot \text{MSM} \geq 0.8 \times V_{\text{base}} \cdot \text{MSE}$$

La fore sismique totale  $V$  appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales.

a)  $V_{\text{base}} \cdot \text{MSM}$  :

Effort tranchant sous EX et EY :

Display → Show Tables → Select Cases/ Combos → Ex spectra +OK



| Story    | Load | Load | Loc    | VX      | VY      |
|----------|------|------|--------|---------|---------|
| TERRASSE | EX   | EY   | Top    | 68,59   | 38,04   |
| TERRASSE | EX   | EY   | Bottom | 68,59   | 38,04   |
| ET8      | EX   | EY   | Top    | 484,05  | 361,54  |
| ET8      | EX   | EY   | Bottom | 484,05  | 361,54  |
| ET7      | EX   | EY   | Top    | 815,79  | 620,17  |
| ET7      | EX   | EY   | Bottom | 815,79  | 620,17  |
| ET6      | EX   | EY   | Top    | 1074,82 | 817,97  |
| ET6      | EX   | EY   | Bottom | 1074,82 | 817,97  |
| ET5      | EX   | EY   | Top    | 1289,86 | 986,26  |
| ET5      | EX   | EY   | Bottom | 1289,86 | 986,26  |
| ET4      | EX   | EY   | Top    | 1470,68 | 1128,48 |
| ET4      | EX   | EY   | Bottom | 1470,68 | 1128,48 |
| ET3      | EX   | EY   | Top    | 1624,03 | 1238,22 |
| ET3      | EX   | EY   | Bottom | 1624,03 | 1238,22 |
| ET2      | EX   | EY   | Top    | 1749,02 | 1325,22 |
| ET2      | EX   | EY   | Bottom | 1749,02 | 1325,22 |
| ET1      | EX   | EY   | Top    | 1846,27 | 1397,57 |
| ET1      | EX   | EY   | Bottom | 1846,27 | 1397,57 |
| RDC      | EX   | EY   | Top    | 1915,13 | 1447,48 |
| RDC      | EX   | EY   | Bottom | 1915,13 | 1447,48 |

Tableau IV.2.6 : Valeur de l'effort tranchant à la base du RDC.

Donc la valeur de l'effort tranchant est obtenue au niveau du RDC :

$$V_{x.MSM} = 1915.13 \text{ KN.} \quad \text{et} \quad V_{y.MSM} = 1447.48 \text{ KN.}$$

b)  $V_{base, MSE}$  :

D'après RPA99 la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V_{base, MSE} = \frac{A D Q}{R} W_t$$

- A: coefficient d'accélération de zone (Tableau 4.1 RPA99 /vs 2003).

$$\left. \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage : 2} \\ \text{Zone sismique : IIa} \end{array} \right\} A = 0.15$$

### - D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Il dépend de la période T du bâtiment, de l'amortissement  $\xi$  et de la période  $T_2$  associée au site sa valeur est calculer par l'une des trois(03) équations

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

Avec  $\eta$  : facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad [\text{formule 4. 3}]$$

$\xi$  (%) : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages (**Tab 4.2. RPA99/ vs 2003**).

Avec :  $\xi = 10\%$  [Tableau 4.2]

Donc :  $\eta = 0.764$

- $T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site et donné par le tableau : (4.7.RPA99/modifié 2003)

Site 3  $\rightarrow T_2 = 0.50$  ( Site meuble).

### - Estimation de la période fondamentale T :

le RPA 2003 donne une formule empirique suivent :  $T = C_T \cdot h_N^{3/4}$  (4-6 RPA99 /vs2003)

Avec :

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

$C_T$  : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage est donné par le tableau (4.6.RPA99)  $C_T = 0.05$

$$\text{Donc : } T = 0.05 (31.53)^{0.75} = 0.665 \text{ s}$$

$$T = 1.3 \times 0.555 = 0.865 \text{ s}$$

La valeur de D :

$$T_2 = 0.50 \leq T = 0.865 \text{ s} \leq 3 \text{ s} \rightarrow D = 2.5 \times \eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.764 \left( \frac{0.50}{0.865} \right)^{2/3} = 1.3$$

Donc : **D = 1.3**

- Calcul du facteur de qualité Q :

Est donné par la formule suivante :  $Q = \sum_6^1 P_q + 1$

## CHAPITRE IV VERIFICATION DES CONDITIONS RPA99 VERSION 2003

| Critère q                                              | observé | p <sub>q</sub> |
|--------------------------------------------------------|---------|----------------|
| 1. condition minimal sur les files de contreventement. | non     | 0.05           |
| 2. redondance en plan.                                 | non     | 0.05           |
| 3. régularité en plan.                                 | non     | 0.05           |
| 4. régularité en élévation.                            | non     | 0.05           |
| 5-contrôle de la qualité des matériaux                 | oui     | 0              |
| 6- contrôle de la qualité de l'exécution               | oui     | 0              |
| Q = 1.20                                               |         |                |

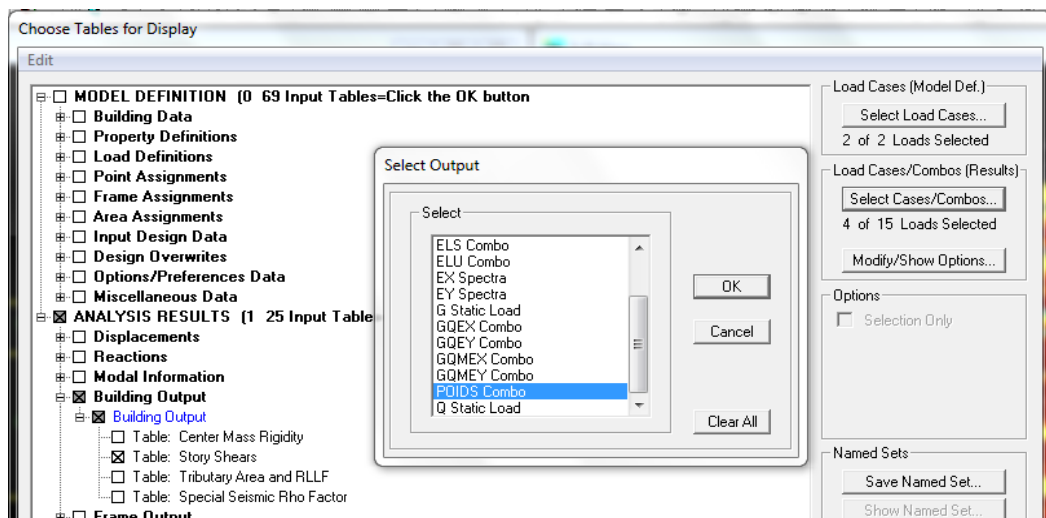
Tableau IV.2.7: Facteur de qualité de la structure.

- R : coefficient de comportement de la structure (**Tableau 4-3**). Il est selon le système de contreventement pour **R=3.5 (voiles porteurs)**.

$$V_{\text{base.MSE}} = \frac{0.15 \times 1.3 \times 1.20}{3.5} W_t = 0.0669 W_t$$

### c) Détermination du poids de la structure:

Display → Show Tables → Select Cases/ Combos → poids comb +OK



| Story    | Load  | Loc    | P        | VX | VY | T | MX         | MY          |
|----------|-------|--------|----------|----|----|---|------------|-------------|
| TERRASSE | POIDS | Top    | 189,94   | 0  | 0  | 0 | 441,606    | -1908,879   |
| TERRASSE | POIDS | Bottom | 205,88   | 0  | 0  | 0 | 478,661    | -2069,051   |
| ET8      | POIDS | Top    | 2523,51  | 0  | 0  | 0 | 10883,902  | -25361,292  |
| ET8      | POIDS | Bottom | 2994,98  | 0  | 0  | 0 | 12741,402  | -30099,561  |
| ET7      | POIDS | Top    | 5138,59  | 0  | 0  | 0 | 23050,956  | -51610,403  |
| ET7      | POIDS | Bottom | 5745,48  | 0  | 0  | 0 | 25084,54   | -57709,605  |
| ET6      | POIDS | Top    | 7867,46  | 0  | 0  | 0 | 35367,496  | -79035,567  |
| ET6      | POIDS | Bottom | 8474,35  | 0  | 0  | 0 | 37401,08   | -85134,769  |
| ET5      | POIDS | Top    | 10596,33 | 0  | 0  | 0 | 47684,037  | -106460,731 |
| ET5      | POIDS | Bottom | 11247,97 | 0  | 0  | 0 | 49925,72   | -113009,696 |
| ET4      | POIDS | Top    | 13369,96 | 0  | 0  | 0 | 60208,676  | -134335,658 |
| ET4      | POIDS | Bottom | 14021,6  | 0  | 0  | 0 | 62450,36   | -140884,622 |
| ET3      | POIDS | Top    | 16143,58 | 0  | 0  | 0 | 72733,316  | -162210,585 |
| ET3      | POIDS | Bottom | 16846,86 | 0  | 0  | 0 | 75215,114  | -169278,506 |
| ET2      | POIDS | Top    | 18968,85 | 0  | 0  | 0 | 85498,07   | -190604,468 |
| ET2      | POIDS | Bottom | 19672,12 | 0  | 0  | 0 | 87979,868  | -197672,389 |
| ET1      | POIDS | Top    | 21794,11 | 0  | 0  | 0 | 98262,824  | -218998,352 |
| ET1      | POIDS | Bottom | 22555,91 | 0  | 0  | 0 | 101016,751 | -226654,424 |
| RDC      | POIDS | Top    | 24876,92 | 0  | 0  | 0 | 112222,936 | -250016,891 |
| RDC      | POIDS | Bottom | 25853,75 | 0  | 0  | 0 | 116272,829 | -259834,108 |

Tableau IV.2.8 : Poids de la structure tiré de l'ETABS.

D'où:  **$W_T = 25853.75 \text{ KN}$ .**

Donc: 
$$\begin{cases} V_{\text{base.MSE}} = 0.0669 \times 25853.75 = 1729.62 \text{ KN.} \\ \mathbf{0.8 \times V_{\text{base.MSE}} = 1383.696 \text{ KN.}} \end{cases}$$

**Vérification :**

$$\begin{cases} V_{x(MSM)} = 1915.13 > 80\% V_{\text{base.MSE}} = 1383.696 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.} \\ V_{y(MSM)} = 1447.48 > 80\% V_{\text{base.MSE}} = 1383.696 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.} \end{cases}$$

#### IV.2.7. Vérification De L'effet P- Δ :

Les effets du 2° ordre(ou effet p- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la Condition suivante est satisfaite pour tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k}$$

Avec :  $\begin{cases} P_k : \text{Poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au-dessus du niveau k} \\ \Delta_k : \text{Le déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1} \\ V_k : \text{Effort tranchant d'étage considéré au niveau k} \\ h_k : \text{Hauteur de l'étage k.} \end{cases}$

D'où:  $\begin{cases} \theta_k \leq 0.1 \rightarrow \text{l'effet p-Delta peut être négligé.} \\ 0.1 < \theta_k \leq 0.2 \rightarrow \text{Amplifiant les effets de l'action sismique par } 1_{(1-)} \\ \theta_k > 0.2 \rightarrow \text{Structure instable et doit être redimensionnée.} \end{cases}$

**Tableau récapitulatif de l'effet de second ordre(ou effet p- Δ) :**

**Sens x-x' :**

| Story    | Load  | Loc    | Poids    | poids d'etage | $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ | Vx      | h(m) | $\theta_k$ |
|----------|-------|--------|----------|---------------|--------------------------------------|---------|------|------------|
| TERRASSE | POIDS | Bottom | 205,88   | 205,88        | 0,0019                               | 68,59   | 2.55 | 0.002236   |
| ET8      | POIDS | Bottom | 2994,98  | 2789,1        | 0,0033                               | 484,05  | 3.06 | 0.006207   |
| ET7      | POIDS | Bottom | 5745,48  | 2956,38       | 0,0035                               | 815,79  | 3.06 | 0.004145   |
| ET6      | POIDS | Bottom | 8474,35  | 5517,97       | 0,0034                               | 1074,82 | 3.06 | 0.005704   |
| ET5      | POIDS | Bottom | 11247,97 | 5730          | 0,0033                               | 1289,86 | 3.06 | 0.004790   |
| ET4      | POIDS | Bottom | 14021,6  | 8291,6        | 0,0032                               | 1470,68 | 3.06 | 0.005895   |
| ET3      | POIDS | Bottom | 16846,86 | 8555,26       | 0,003                                | 1624,03 | 3.06 | 0.005165   |
| ET2      | POIDS | Bottom | 19672,12 | 11116,86      | 0,0025                               | 1749,02 | 3.06 | 0.005193   |
| ET1      | POIDS | Bottom | 22555,91 | 11439,05      | 0,002                                | 1846,27 | 3.06 | 0.004049   |
| RDC      | POIDS | Bottom | 25853,75 | 14414,7       | 0,0015                               | 1915,13 | 4.5  | 0.002509   |

**Tableau IV.2. 9 : Effet p- Δ dans le sens x-x'.**

Sens y-y' :

| Story    | Load  | Loc    | Poids    | poids d'etage | $\Delta\kappa=\delta\kappa-\delta\kappa-1$ | Vy      | h(m) | $\theta_k$ |
|----------|-------|--------|----------|---------------|--------------------------------------------|---------|------|------------|
| TERRASSE | POIDS | Bottom | 205,88   | 205,88        | 0,0015                                     | 38.04   | 2.55 | 0.003184   |
| ET8      | POIDS | Bottom | 2994,98  | 2789,1        | 0,0015                                     | 361.54  | 3.06 | 0.003782   |
| ET7      | POIDS | Bottom | 5745,48  | 2956,38       | 0,0016                                     | 620.17  | 3.06 | 0.002493   |
| ET6      | POIDS | Bottom | 8474,35  | 5517,97       | 0,0016                                     | 817,97  | 3.06 | 0.003562   |
| ET5      | POIDS | Bottom | 11247,97 | 5730          | 0,0015                                     | 986,26  | 3.06 | 0.002848   |
| ET4      | POIDS | Bottom | 14021,6  | 8291,6        | 0,0014                                     | 1128,48 | 3.06 | 0.003362   |
| ET3      | POIDS | Bottom | 16846,86 | 8555,26       | 0,0014                                     | 1238,22 | 3.06 | 0.003161   |
| ET2      | POIDS | Bottom | 19672,12 | 11116,86      | 0,0011                                     | 1325,22 | 3.06 | 0.003016   |
| ET1      | POIDS | Bottom | 22555,91 | 11439,05      | 0,0009                                     | 1397,57 | 3.06 | 0.002407   |
| RDC      | POIDS | Bottom | 25853,75 | 14414,7       | 0,0006                                     | 1447,48 | 4.5  | 0.001328   |

Tableau IV.2.10 : Effet p-  $\Delta$  dans le sens y-y'.

**Conclusion :** On a pour chaque niveau « k ».

$\theta_{k(x-x)} \leq 0.1$   
 $\theta_{k(y-y)} \leq 0.1$

On constate que l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

## IV.2.8. Effort normal réduit :

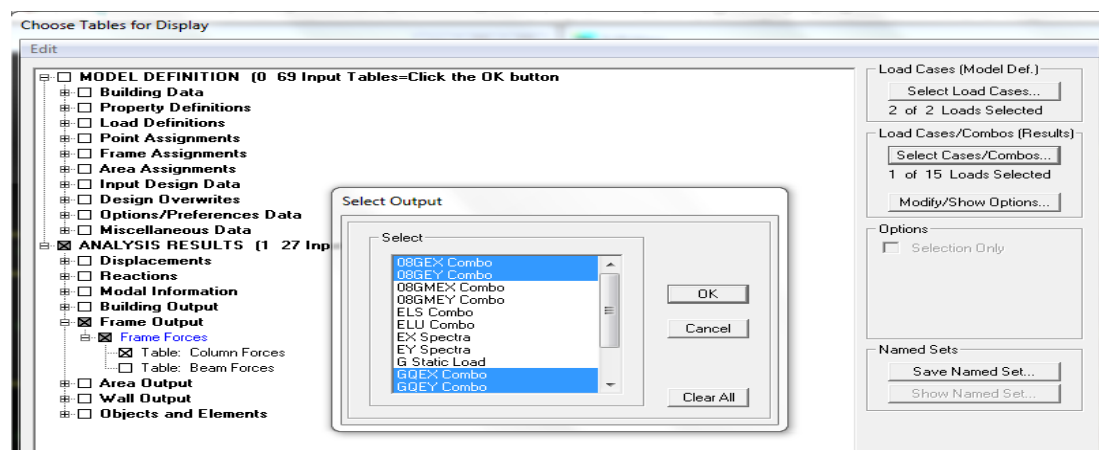
On entend effort normale réduit, le rapport

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad (\text{Art 7.1.3.RPA99 / vs 2003}).$$

Avec :

- $B_c$  : section du poteau.
- $N_d$  : effort normal max dans les poteaux sous : **(0.8G  $\pm$  E et G + Q  $\pm$  E).**
- $f_{c28}$  : La résistance caractéristique du béton.

**Display  $\rightarrow$  Show Tables  $\rightarrow$  Select Cases/ Combos  $\rightarrow$  (0.8G  $\pm$  E et G + Q  $\pm$  E) +Ok**



## CHAPITRE IV VERIFICATION DES CONDITIONS RPA99 VERSION 2003

| Story | Column | Load      | Loc  | P        | V2     | V3    | T      | M2      | M3      |
|-------|--------|-----------|------|----------|--------|-------|--------|---------|---------|
| RDC   | C5     | GQEY MIN  | 0    | -784,81  | -3,51  | -3,27 | -0,144 | -11,79  | -5,257  |
| RDC   | C5     | GQEY MIN  | 2,05 | -774,43  | -3,51  | -3,27 | -0,144 | -5,098  | 1,909   |
| RDC   | C5     | GQEY MIN  | 4,1  | -764,06  | -3,51  | -3,27 | -0,144 | -1,564  | 8,846   |
| RDC   | C5     | 08GEX MAX | 0    | 645,45   | 11,58  | 0,45  | 0,28   | 1,859   | 32,893  |
| RDC   | C5     | 08GEX MAX | 2,05 | 653,75   | 11,58  | 0,45  | 0,28   | 0,943   | 9,221   |
| RDC   | C5     | 08GEX MAX | 4,1  | 662,05   | 11,58  | 0,45  | 0,28   | 0,352   | 24,714  |
| RDC   | C5     | 08GEX MIN | 0    | -1434,99 | -15,42 | -0,44 | -0,28  | -1,585  | -38,575 |
| RDC   | C5     | 08GEX MIN | 2,05 | -1426,69 | -15,42 | -0,44 | -0,28  | -0,693  | -7,021  |
| RDC   | C5     | 08GEX MIN | 4,1  | -1418,39 | -15,42 | -0,44 | -0,28  | -0,126  | -14,632 |
| RDC   | C5     | 08GEY MAX | 0    | -487,85  | -1,84  | 3,33  | 0,144  | 12,196  | -2,641  |
| RDC   | C5     | 08GEY MAX | 2,05 | -479,55  | -1,84  | 3,33  | 0,144  | 5,392   | 1,153   |
| RDC   | C5     | 08GEY MAX | 4,1  | -471,24  | -1,84  | 3,33  | 0,144  | 1,746   | 5,177   |
| RDC   | C5     | 08GEY MIN | 0    | -501,7   | -2     | -3,31 | -0,144 | -11,922 | -3,041  |
| RDC   | C5     | 08GEY MIN | 2,05 | -493,4   | -2     | -3,31 | -0,144 | -5,142  | 1,047   |
| RDC   | C5     | 08GEY MIN | 4,1  | -485,09  | -2     | -3,31 | -0,144 | -1,52   | 4,905   |

Tableau IV.2.11 : Efforts normaux au niveaux des poteaux.

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{1434.99 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0.283 \leq 0.3 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

### Conclusions :

Par suite des résultats obtenus dans cette étude, toutes les exigences du **RPA99/vs 2003** sont vérifiées.

On Peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différente sollicitations, tel que le séisme après un ferrailage correct.

On peut donc passer à l'étape du ferrailage.

### **IV.2 Vérification des conditions RPA :**

#### **IV.2.1 Introduction :**

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique signifie une variation dans le temps, ceci rend l'étude plus compliquée voire impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté. Pour cela les ingénieurs essaient de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

Pour modéliser une structure, plusieurs méthodes sont utilisées parmi lesquelles:

#### **IV.2.2. Méthode de calcul :**

On distingue deux cas

**a) Calcul statique :** C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges verticales (G et Q).

**b) Calcul dynamique :** C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges horizontales (E), pour son calcul on distingue les méthodes suivantes:

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (**RPA99/version 2003**) qui sont

- Justification du système de contreventement.
- Le pourcentage de participation de la masse modale.
- L'effort tranchant à la base.
- Les déplacements inter-étages.
- Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
- L'effort normal réduit.

Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser la méthode d'analyse modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le **RPA 99 version 2003 (article 4.1.3)**. Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

### IV.2.3. Méthode dynamique Modale Spectrale :

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.

#### a) Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentée par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

#### b) Hypothèses de calcul :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Les planchers doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

Après avoir réalisé la modélisation on obtient la vue en trois dimensions ci-dessous :

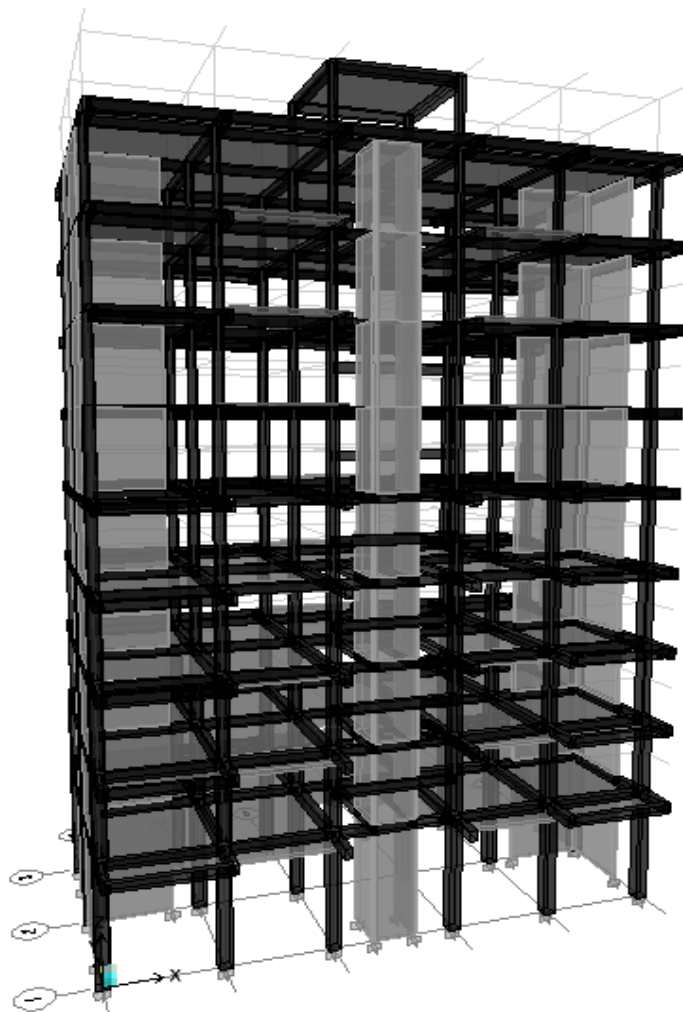


Figure IV.2.1 : Vue en trois dimensions de la structure.

### c) Définition du spectre de réponse :

C'est une courbes permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme passé ou futur.

**Display → Show Mode Shape**



Figure IV.2.2 : spectre de réponse.

### IV.2.4. Justification du système de contreventement :

Le logiciel ETABS nous permet d'obtenir les résultats qui sont donnés selon les figures suivantes :

**Elevation → View → Set 3d view → XZ → Ok → display → show deforma shape → EX spectra → Ok → draw → draw section cut → draw horizontal line In base.**

## a) Sous charge horizontales confondues :

**Section Cut Stresses & Forces**

Section Cutting Line Projected Coordinates

|             | X       | Y      |
|-------------|---------|--------|
| Start Point | -1,579  | 2,2442 |
| End Point   | 22,3467 | 2,4111 |

Resultant Force Location and Angle

|  | X       | Y      | Z  | Angle  |
|--|---------|--------|----|--------|
|  | 10,3838 | 2,3277 | 0, | 0,3997 |

Include ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

|        | Right Side |          |           | Left Side |          |           |
|--------|------------|----------|-----------|-----------|----------|-----------|
|        | 1          | 2        | Z         | 1         | 2        | Z         |
| Force  | 1915,085   | 13,326   | 6,487E-11 | 1915,085  | 13,326   | 6,682E-11 |
| Moment | 268,6282   | 38639,73 | 6467,7007 | 268,6282  | 38639,73 | 6467,7007 |

Close Refresh

Figure IV.2.3 : Effort repris par l'ensemble sous EX et EY.

**Section Cut Stresses & Forces**

Section Cutting Line Projected Coordinates

|             | X       | Y      |
|-------------|---------|--------|
| Start Point | -1,579  | 2,2442 |
| End Point   | 22,3467 | 2,4111 |

Resultant Force Location and Angle

|  | X       | Y      | Z  | Angle  |
|--|---------|--------|----|--------|
|  | 10,3838 | 2,3277 | 0, | 0,3997 |

Include ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☒ Columns ☐ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

|        | Right Side |           |           | Left Side |           |           |
|--------|------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
|        | 1          | 2         | Z         | 1         | 2         | Z         |
| Force  | 130,2232   | 0,907     | 7,560E-04 | 130,2232  | 0,907     | 7,560E-04 |
| Moment | 49,4247    | 7148,1552 | 384,2886  | 49,4247   | 7148,1552 | 384,2886  |

Close Refresh

Figure IV.2.4 : Effort repris par les portiques sous EX et EY.

**Section Cut Stresses & Forces**

Section Cutting Line Projected Coordinates

|             | X       | Y      |
|-------------|---------|--------|
| Start Point | -1,579  | 2,2442 |
| End Point   | 22,3467 | 2,4111 |

Resultant Force Location and Angle

|  | X       | Y      | Z  | Angle  |
|--|---------|--------|----|--------|
|  | 10,3838 | 2,3277 | 0, | 0,3997 |

Include ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☐ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

|        | Right Side |           |           | Left Side |           |           |
|--------|------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
|        | 1          | 2         | Z         | 1         | 2         | Z         |
| Force  | 1786,3393  | 12,4294   | 7,560E-04 | 1786,3393 | 12,4294   | 7,560E-04 |
| Moment | 220,2694   | 31643,036 | 6086,4156 | 220,2694  | 31643,036 | 6086,4156 |

Close Refresh

Figure IV.2.5 : Effort repris par les voiles sous EX et EY.

## a.1) Sous charges horizontales x-x' :

Efforts repris par l'ensemble du bâtiment : **1951.085 KN.**

Efforts repris par les portiques : **130.2232KN.**

Efforts repris par les voiles : **1786.3393KN.**

- Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **6.67%.**

- Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **91.56 %.**

## a.2) Sous charges horizontales y-y' :

Efforts repris par l'ensemble du bâtiment : **1447.4663 KN.**

Efforts repris par les portiques : **55.0067KN.**

Efforts repris par les voiles : **1392.8129KN.**

- Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **3.8%.**

- Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **92.22 %.**

## b) Sous charges verticales :

**Section Cut Stresses & Forces**

Section Cutting Line Projected Coordinates

|             | X       | Y      |
|-------------|---------|--------|
| Start Point | -2.7503 | 1.6878 |
| End Point   | 11.6051 | 1.7434 |

Resultant Force Location and Angle

|  | X      | Y      | Z  | Angle  |
|--|--------|--------|----|--------|
|  | 4.4274 | 1.7156 | 0. | 0.2221 |

Include: ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

|        | Right Side |           |           | Left Side  |            |            |
|--------|------------|-----------|-----------|------------|------------|------------|
|        | 1          | 2         | Z         | 1          | 2          | Z          |
| Force  | 5.192E-12  | 1.783E-11 | 41055.836 | -5.251E-12 | -1.794E-11 | -39737.11  |
| Moment | 113963.668 | -231313.1 | 1.059E-10 | -110787.49 | 223886.042 | -1.064E-10 |

Buttons: Close, Refresh

**Figure IV.2.6 : Effort repris par l'ensemble sous EX et EY.**

**Section Cut Stresses & Forces**

Section Cutting Line Projected Coordinates

|             | X       | Y      |
|-------------|---------|--------|
| Start Point | -2.7503 | 1.6878 |
| End Point   | 11.6051 | 1.7434 |

Resultant Force Location and Angle

|  | X      | Y      | Z  | Angle  |
|--|--------|--------|----|--------|
|  | 4.4274 | 1.7156 | 0. | 0.2221 |

Include: ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☒ Columns ☐ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

|        | Right Side |           |            | Left Side |            |            |
|--------|------------|-----------|------------|-----------|------------|------------|
|        | 1          | 2         | Z          | 1         | 2          | Z          |
| Force  | -0.0196    | 10.5222   | 25618.8396 | 0.0196    | -10.5222   | -25065.255 |
| Moment | 87365.193  | -144418.3 | 61.5727    | -85752.83 | 141299.446 | -61.5727   |

Buttons: Close, Refresh

**Figure IV.2.7 : Effort repris par les portiques EX et EY.**

**Section Cut Stresses & Forces**

Section Cutting Line Projected Coordinates

Start Point X: -2.7503 Y: 1.6878

End Point X: 11.6051 Y: 1.7434

Resultant Force Location and Angle

X: 4.4274 Y: 1.7156 Z: 0 Angle: 0.2221

Include ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☐ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

|        | Right Side |          |            | Left Side |           |           |
|--------|------------|----------|------------|-----------|-----------|-----------|
|        | 1          | 2        | Z          | 1         | 2         | Z         |
| Force  | 0.0196     | -10.5222 | 15436.9963 | -0.0196   | 10.5222   | -14671.85 |
| Moment | 26598.4754 | -86894.8 | -61.5727   | -25034.66 | 82586.596 | 61.5727   |

Close Refresh

**Figure IV.2.8 : Effort repris par les voiles sous EX et EY.**

Efforts repris par l'ensemble du bâtiment : **41035.836 KN.**

Efforts repris par les portiques : **2518.8396KN.**

Efforts repris par les voiles : **15436.9936KN.**

- Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **62.4 %**

- Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **37.6 %**

D'après les résultats d'interaction, on remarque que les voiles reprennent plus de **20%** des charges verticales et presque la totalité de l'effort horizontal donc pour notre système de contreventement, on adopte un coefficient de comportement **R = 3.5 (structure à voiles porteurs)**.

## IV.2.5. Vérification du nombre de mode :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. (Article 4.3.4 RPA99 version 2003).

**Display → Show Tables → Modal Information Building → Modal Information Table: Modal Participation Mass Ratios**

| Mode | Period   | UX      | UY      | UZ | SumUX   | SumUY   | SumUZ |
|------|----------|---------|---------|----|---------|---------|-------|
| 1    | 0,840298 | 69,9639 | 0       | 0  | 69,9639 | 0       | 0     |
| 2    | 0,645741 | 0       | 69,4194 | 0  | 69,9639 | 69,4194 | 0     |
| 3    | 0,485812 | 0,1448  | 0       | 0  | 70,1087 | 69,4195 | 0     |
| 4    | 0,214436 | 13,8959 | 0       | 0  | 84,0046 | 69,4195 | 0     |
| 5    | 0,188025 | 0       | 2,0759  | 0  | 84,0046 | 71,4954 | 0     |
| 6    | 0,185071 | 5,6072  | 0       | 0  | 89,6118 | 71,4954 | 0     |
| 7    | 0,181937 | 0,0699  | 0       | 0  | 89,6817 | 71,4954 | 0     |
| 8    | 0,143094 | 0       | 18,0757 | 0  | 89,6817 | 89,5711 | 0     |
| 9    | 0,111043 | 0,0287  | 0       | 0  | 89,7104 | 89,5711 | 0     |
| 10   | 0,08857  | 6,0598  | 0       | 0  | 95,7702 | 89,5711 | 0     |
| 11   | 0,061948 | 0       | 6,2108  | 0  | 95,7702 | 95,7819 | 0     |
| 12   | 0,052689 | 2,4865  | 0       | 0  | 98,2567 | 95,7819 | 0     |

**Tableau IV.2.1 : Période fondamentale et taux de participation massique.**

## CHAPITRE IV VERIFICATION DES CONDITIONS RPA99 VERSION 2003

- Dans la direction (x-x), on a atteint la masse participante au mode 10 ( $95.77 \geq 90\%$ ).
- Dans la direction (y-y), on a atteint la masse participante au mode 11 ( $95.78 \geq 90\%$ ).

La condition du RPA se vérifié au **11<sup>ème</sup> Mode** → **condition vérifiée.**

Les 3 premier modes sont vérifiés :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Mode 1 : translation suivant x-x'.} \\ \text{Mode 2 : translation suivant y-y'.} \\ \text{Mode 3 : rotation suivant z-z'.} \end{array} \right.$$

### IV.2.5.1. Vérification des déplacements relatifs :

D'après le (RPA 99/vs 2003) (art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau (**K**) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{eK} \quad \text{(formule 4-19 de RPA).}$$

Avec :

**h<sub>K</sub>** : Hauteur d'étage k.

**δ<sub>eK</sub>** : déplacement dû aux forces sismiques F<sub>i</sub> (y compris l'effet de torsion).

**R** : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{(formule 4-20 de RPA 99).}$$

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel **ETABS**.

**Display** → **Show Tables** → **Select Cases/ Combos** → **Ex spectra +OK**

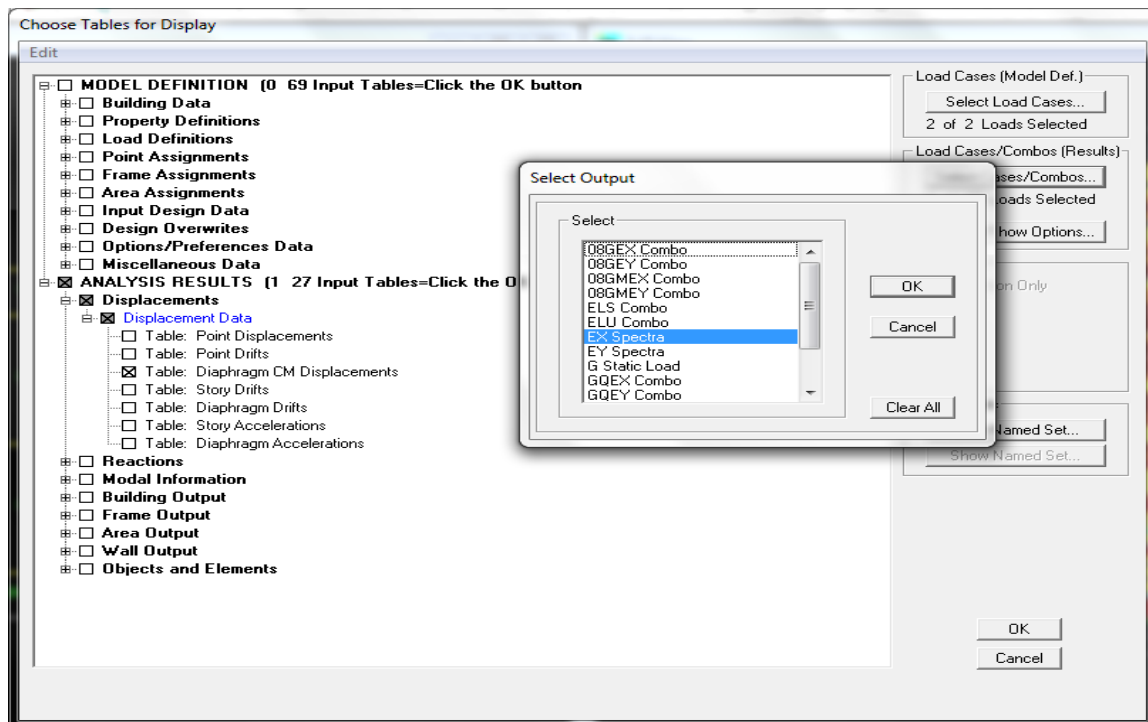


Figure IV.2.9 : Détermination des déplacements avec le logiciel ETABS.

| Story    | Diaphragm | Load | UX     | $\Delta\kappa=\delta\kappa-\delta\kappa-1$ | Load | UY     | $\Delta\kappa=\delta\kappa-\delta\kappa-1$ | 1% h(m) | condition |
|----------|-----------|------|--------|--------------------------------------------|------|--------|--------------------------------------------|---------|-----------|
| TERRASSE | D10       | EX   | 0,0276 | 0,0019                                     | EY   | 0,0131 | 0,0015                                     | 0.0255  | c.v       |
| ET8      | D9        | EX   | 0,0257 | 0,0033                                     | EY   | 0,0116 | 0,0015                                     | 0.0306  | c.v       |
| ET7      | D8        | EX   | 0,0224 | 0,0035                                     | EY   | 0,0101 | 0,0016                                     | 0.0306  | c.v       |
| ET6      | D7        | EX   | 0,0189 | 0,0034                                     | EY   | 0,0085 | 0,0016                                     | 0.0306  | c.v       |
| ET5      | D6        | EX   | 0,0155 | 0,0033                                     | EY   | 0,0069 | 0,0015                                     | 0.0306  | c.v       |
| ET4      | D5        | EX   | 0,0122 | 0,0032                                     | EY   | 0,0054 | 0,0014                                     | 0.0306  | c.v       |
| ET3      | D4        | EX   | 0,009  | 0,003                                      | EY   | 0,004  | 0,0014                                     | 0.0306  | c.v       |
| ET2      | D3        | EX   | 0,006  | 0,0025                                     | EY   | 0,0026 | 0,0011                                     | 0.0306  | c.v       |
| ET1      | D2        | EX   | 0,0035 | 0,002                                      | EY   | 0,0015 | 0,0009                                     | 0.0306  | c.v       |
| RDC      | D1        | EX   | 0,0015 | 0,0015                                     | EY   | 0,0006 | 0,0006                                     | 0.0450  | c.v       |

**Tableau IV.2.2 : Déplacements relatifs d'étage sous l'action Ex et Ey.**

**- Déplacement maximal :**

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante:

$$\delta_{Max} \leq f = \frac{h_t}{500}$$

Avec : f : la flèche admissible.

$h_t$  : la hauteur totale du bâtiment.

**- Suivant EX :**

$$\delta_{Max} = 0.0276 \text{ m.} \leq f = \frac{h_t}{500} = \frac{31.53 \text{ m}}{500} = 0.06306 \text{ m.} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**- Suivant EY :**

$$\delta_{Max} = 0.0131 \text{ m.} \leq f = \frac{h_t}{500} = \frac{31.53 \text{ m}}{500} = 0.06306 \text{ m.} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**IV.2.5.2. Vérification de l'excentricité :**

D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7).

On doit vérifier que :  $|C_M - C_R| \leq 5\% L$

| Story    | Diaphragm | XCM    | XCCM   | XCR   | YCM   | YCCM  | YCR   |
|----------|-----------|--------|--------|-------|-------|-------|-------|
| RDC      | D1        | 10,06  | 10,06  | 10,05 | 4,577 | 4,577 | 3,833 |
| ET1      | D2        | 10,05  | 10,05  | 10,05 | 4,516 | 4,516 | 3,816 |
| ET2      | D3        | 10,05  | 10,05  | 10,05 | 4,515 | 4,515 | 3,783 |
| ET3      | D4        | 10,05  | 10,05  | 10,05 | 4,514 | 4,514 | 3,76  |
| ET4      | D5        | 10,05  | 10,05  | 10,05 | 4,513 | 4,513 | 3,739 |
| ET5      | D6        | 10,05  | 10,05  | 10,05 | 4,512 | 4,512 | 3,723 |
| ET6      | D7        | 10,05  | 10,05  | 10,05 | 4,511 | 4,511 | 3,71  |
| ET7      | D8        | 10,039 | 10,039 | 10,05 | 4,566 | 4,566 | 3,704 |
| ET8      | D9        | 10,05  | 10,05  | 10,05 | 4,427 | 4,427 | 3,707 |
| TERRASSE | D10       | 10,05  | 10,05  | 10,05 | 2,325 | 2,325 | 2,34  |

**Tableau IV.2. 3 : Excentricité sous l'action EX et EY.**

## CHAPITRE IV VERIFICATION DES CONDITIONS RPA99 VERSION 2003

Sens x-x' :  $L_x = 20.54 \text{ m.}$

| Story    | Diaphragm | XCCM   | XCR   | XCCM-XCR | 5% Lx | condition |
|----------|-----------|--------|-------|----------|-------|-----------|
| RDC      | D1        | 10,06  | 10,05 | 0,01     | 1.027 | c.v       |
| ET1      | D2        | 10,05  | 10,05 | 0        | 1.027 | c.v       |
| ET2      | D3        | 10,05  | 10,05 | 0        | 1.027 | c.v       |
| ET3      | D4        | 10,05  | 10,05 | 0        | 1.027 | c.v       |
| ET4      | D5        | 10,05  | 10,05 | 0        | 1.027 | c.v       |
| ET5      | D6        | 10,05  | 10,05 | 0        | 1.027 | c.v       |
| ET6      | D7        | 10,05  | 10,05 | 0        | 1.027 | c.v       |
| ET7      | D8        | 10,039 | 10,05 | 0.011    | 1.027 | c.v       |
| ET8      | D9        | 10,05  | 10,05 | 0        | 1.027 | c.v       |
| TERRASSE | D10       | 10,05  | 10,05 | 0        | 1.027 | c.v       |

Tableau IV.2.4 : Vérification de l'excentricité suivant x-x'.

Sens y-y' :  $L_y = 12.60 \text{ m.}$

| Story    | Diaphragm | YCM   | YCCM  | YCR   | YCCM-YCR | 5% Ly | condition |
|----------|-----------|-------|-------|-------|----------|-------|-----------|
| RDC      | D1        | 4,577 | 4,577 | 3,833 | 0        | 0.63  | cv        |
| ET1      | D2        | 4,516 | 4,516 | 3,816 | 0.59     | 0.63  | cv        |
| ET2      | D3        | 4,515 | 4,515 | 3,783 | 0.558    | 0.63  | cv        |
| ET3      | D4        | 4,514 | 4,514 | 3,76  | 0        | 0.63  | cv        |
| ET4      | D5        | 4,513 | 4,513 | 3,739 | 0        | 0.63  | cv        |
| ET5      | D6        | 4,512 | 4,512 | 3,723 | 0.41     | 0.63  | cv        |
| ET6      | D7        | 4,511 | 4,511 | 3,71  | 0        | 0.63  | cv        |
| ET7      | D8        | 4,566 | 4,566 | 3,704 | 0        | 0.63  | cv        |
| ET8      | D9        | 4,427 | 4,427 | 3,707 | 0.27     | 0.63  | cv        |
| TERRASSE | D10       | 2,325 | 2,325 | 2,34  | 0.015    | 0.63  | cv        |

Tableau IV.2.5 : Vérification de l'excentricité suivant y-y'.

### IV.2.6. Vérification L'effort tranchant à La base :

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 (Art 4.3.6 RPA99).

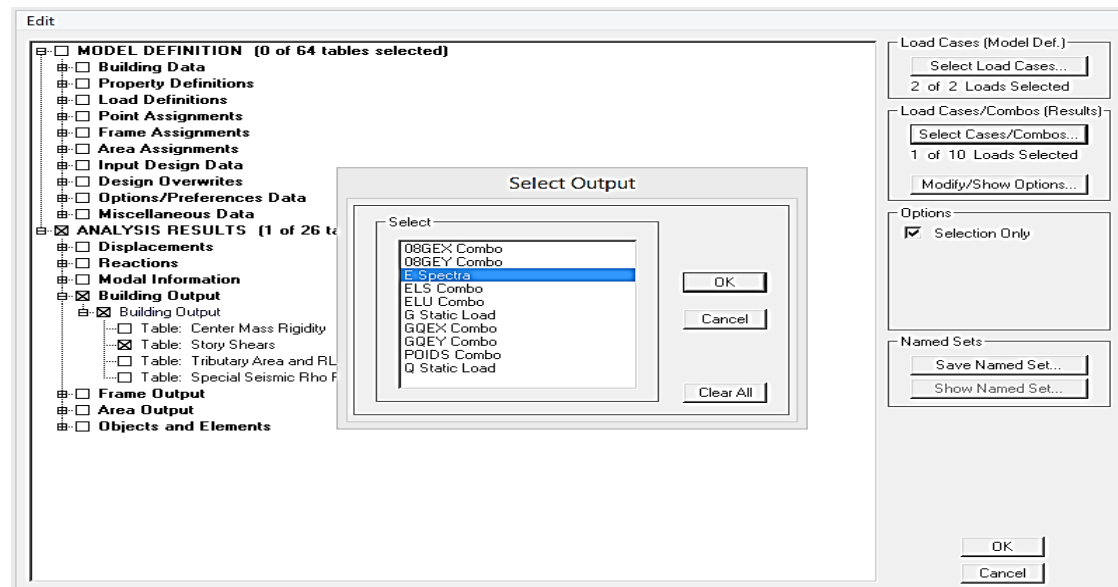
$$V_{\text{base .MSM}} \geq 0.8 \times V_{\text{base .MSE}}$$

La fore sismique totale  $V$  appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales.

a)  $V_{\text{base .MSM}}$  :

Effort tranchant sous EX et EY :

**Display → Show Tables → Select Cases/ Combos → Ex spectra +OK**



| Story    | Load | Load | Loc    | VX      | VY      |
|----------|------|------|--------|---------|---------|
| TERRASSE | EX   | EY   | Top    | 68,59   | 38,04   |
| TERRASSE | EX   | EY   | Bottom | 68,59   | 38,04   |
| ET8      | EX   | EY   | Top    | 484,05  | 361,54  |
| ET8      | EX   | EY   | Bottom | 484,05  | 361,54  |
| ET7      | EX   | EY   | Top    | 815,79  | 620,17  |
| ET7      | EX   | EY   | Bottom | 815,79  | 620,17  |
| ET6      | EX   | EY   | Top    | 1074,82 | 817,97  |
| ET6      | EX   | EY   | Bottom | 1074,82 | 817,97  |
| ET5      | EX   | EY   | Top    | 1289,86 | 986,26  |
| ET5      | EX   | EY   | Bottom | 1289,86 | 986,26  |
| ET4      | EX   | EY   | Top    | 1470,68 | 1128,48 |
| ET4      | EX   | EY   | Bottom | 1470,68 | 1128,48 |
| ET3      | EX   | EY   | Top    | 1624,03 | 1238,22 |
| ET3      | EX   | EY   | Bottom | 1624,03 | 1238,22 |
| ET2      | EX   | EY   | Top    | 1749,02 | 1325,22 |
| ET2      | EX   | EY   | Bottom | 1749,02 | 1325,22 |
| ET1      | EX   | EY   | Top    | 1846,27 | 1397,57 |
| ET1      | EX   | EY   | Bottom | 1846,27 | 1397,57 |
| RDC      | EX   | EY   | Top    | 1915,13 | 1447,48 |
| RDC      | EX   | EY   | Bottom | 1915,13 | 1447,48 |

**Tableau IV.2.6 : Valeur de l'effort tranchant à la base du RDC.**

Donc la valeur de l'effort tranchant est obtenue au niveau du RDC :

$$V_{x.MSM} = 1915.13 \text{ KN.} \quad \text{et} \quad V_{y.MSM} = 1447.48 \text{ KN.}$$

b)  $V_{base, MSE}$  :

D'après RPA99 la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V_{base.MSE} = \frac{A D Q}{R} W_t$$

- A: coefficient d'accélération de zone (Tableau 4.1 RPA99 /vs 2003).

$$\left. \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage : 2} \\ \text{Zone sismique : IIa} \end{array} \right\} A = 0.15$$

## **CHAPITRE IV VERIFICATION DES CONDITIONS RPA99 VERSION 2003**

### **- D : facteur d'amplification dynamique moyen.**

Il dépend de la période T du bâtiment, de l'amortissement  $\xi$  et de la période  $T_2$  associée au site sa valeur est calculer par l'une des trois(03) équations

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

Avec  $\eta$  : facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad [\text{formule 4. 3}]$$

$\xi$  (%) : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages (**Tab 4.2. RPA99/ vs 2003**).

Avec :  $\xi = 10\%$  [Tableau 4.2]

Donc :  $\eta = 0.764$

- $T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site et donné par le tableau : (4.7.RPA99/modifié 2003)

Site 3  $\rightarrow T_2 = 0.50$  ( Site meuble).

### **- Estimation de la période fondamentale T :**

le RPA 2003 donne une formule empirique suivent :  $T = C_T \cdot h_N^{3/4}$  (4-6 RPA99 /vs2003)

Avec :

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

$C_T$  : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage est donné par le tableau (4.6.RPA99)  $C_T = 0.05$

$$\text{Donc : } T = 0.05 (31.53)^{0.75} = 0.665 \text{ s}$$

$$T = 1.3 \times 0.555 = 0.865 \text{ s}$$

La valeur de D :

$$T_2 = 0.50 \leq T = 0.865 \text{ s} \leq 3 \text{ s} \rightarrow D = 2.5 \times \eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.764 \left( \frac{0.50}{0.865} \right)^{2/3} = 1.3$$

Donc : **D = 1.3**

- Calcul du facteur de qualité Q :

Est donné par la formule suivante :  $Q = \sum_6^1 P_q + 1$

## CHAPITRE IV VERIFICATION DES CONDITIONS RPA99 VERSION 2003

| Critère q                                              | observé | p <sub>q</sub> |
|--------------------------------------------------------|---------|----------------|
| 1. condition minimal sur les files de contreventement. | non     | 0.05           |
| 2. redondance en plan.                                 | non     | 0.05           |
| 3. régularité en plan.                                 | non     | 0.05           |
| 4. régularité en élévation.                            | non     | 0.05           |
| 5-contrôle de la qualité des matériaux                 | oui     | 0              |
| 6- contrôle de la qualité de l'exécution               | oui     | 0              |
| Q = 1.20                                               |         |                |

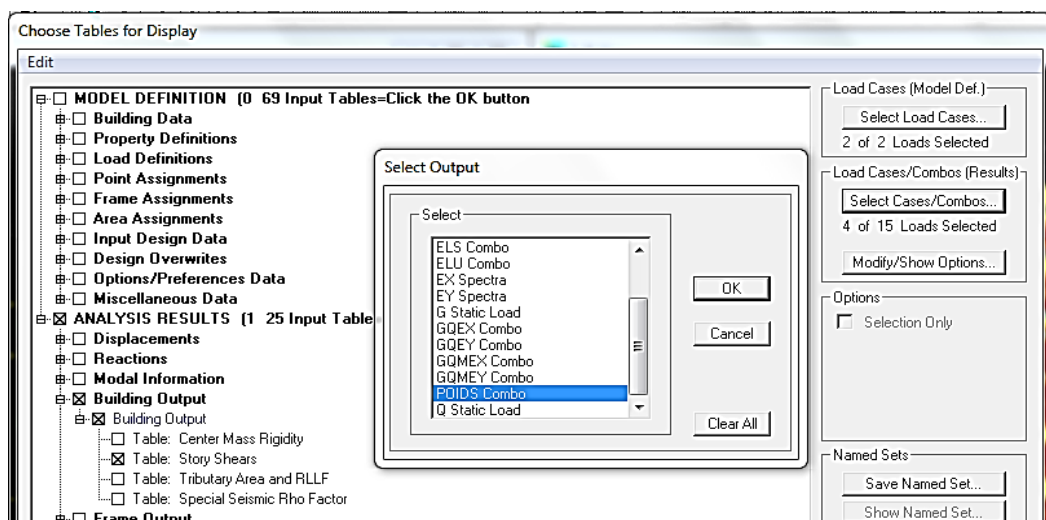
Tableau IV.2.7: Facteur de qualité de la structure.

- R : coefficient de comportement de la structure (**Tableau 4-3**). Il est selon le système de contreventement pour **R=3.5 (voiles porteurs)**.

$$V_{\text{base.MSE}} = \frac{0.15 \times 1.3 \times 1.20}{3.5} W_t = 0.0669 W_t$$

### c) Détermination du poids de la structure:

Display → Show Tables → Select Cases/ Combos → poids comb +OK



| Story    | Load  | Loc    | P        | VX | VY | T | MX         | MY          |
|----------|-------|--------|----------|----|----|---|------------|-------------|
| TERRASSE | POIDS | Top    | 189,94   | 0  | 0  | 0 | 441,606    | -1908,879   |
| TERRASSE | POIDS | Bottom | 205,88   | 0  | 0  | 0 | 478,661    | -2069,051   |
| ET8      | POIDS | Top    | 2523,51  | 0  | 0  | 0 | 10883,902  | -25361,292  |
| ET8      | POIDS | Bottom | 2994,98  | 0  | 0  | 0 | 12741,402  | -30099,561  |
| ET7      | POIDS | Top    | 5138,59  | 0  | 0  | 0 | 23050,956  | -51610,403  |
| ET7      | POIDS | Bottom | 5745,48  | 0  | 0  | 0 | 25084,54   | -57709,605  |
| ET6      | POIDS | Top    | 7867,46  | 0  | 0  | 0 | 35367,496  | -79035,567  |
| ET6      | POIDS | Bottom | 8474,35  | 0  | 0  | 0 | 37401,08   | -85134,769  |
| ET5      | POIDS | Top    | 10596,33 | 0  | 0  | 0 | 47684,037  | -106460,731 |
| ET5      | POIDS | Bottom | 11247,97 | 0  | 0  | 0 | 49925,72   | -113009,696 |
| ET4      | POIDS | Top    | 13369,96 | 0  | 0  | 0 | 60208,676  | -134335,658 |
| ET4      | POIDS | Bottom | 14021,6  | 0  | 0  | 0 | 62450,36   | -140884,622 |
| ET3      | POIDS | Top    | 16143,58 | 0  | 0  | 0 | 72733,316  | -162210,585 |
| ET3      | POIDS | Bottom | 16846,86 | 0  | 0  | 0 | 75215,114  | -169278,506 |
| ET2      | POIDS | Top    | 18968,85 | 0  | 0  | 0 | 85498,07   | -190604,468 |
| ET2      | POIDS | Bottom | 19672,12 | 0  | 0  | 0 | 87979,868  | -197672,389 |
| ET1      | POIDS | Top    | 21794,11 | 0  | 0  | 0 | 98262,824  | -218998,352 |
| ET1      | POIDS | Bottom | 22555,91 | 0  | 0  | 0 | 101016,751 | -226654,424 |
| RDC      | POIDS | Top    | 24876,92 | 0  | 0  | 0 | 112222,936 | -250016,891 |
| RDC      | POIDS | Bottom | 25853,75 | 0  | 0  | 0 | 116272,829 | -259834,108 |

Tableau IV.2.8 : Poids de la structure tiré de l'ETABS.

D'où:  **$W_T = 25853.75 \text{ KN}$ .**

Donc: 
$$\begin{cases} V_{\text{base.MSE}} = 0.0669 \times 25853.75 = 1729.62 \text{ KN.} \\ \mathbf{0.8 \times V_{\text{base.MSE}} = 1383.696 \text{ KN.}} \end{cases}$$

**Vérification :**

$$\begin{cases} V_{x(MSM)} = 1915.13 > 80\% V_{\text{base.MSE}} = 1383.696 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.} \\ V_{y(MSM)} = 1447.48 > 80\% V_{\text{base.MSE}} = 1383.696 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.} \end{cases}$$

#### **IV.2.7. Vérification De L'effet P- Δ :**

Les effets du 2° ordre(ou effet p- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la Condition suivante est satisfaite pour tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k}$$

Avec :  $\begin{cases} P_k : \text{Poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au-dessus du niveau k} \\ \Delta_k : \text{Le déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1} \\ V_k : \text{Effort tranchant d'étage considéré au niveau k} \\ h_k : \text{Hauteur de l'étage k.} \end{cases}$

D'où:  $\begin{cases} \theta_k \leq 0.1 \rightarrow \text{l'effet p-Delta peut être négligé.} \\ 0.1 < \theta_k \leq 0.2 \rightarrow \text{Amplifiant les effets de l'action sismique par } ^1_{(1-)} \\ \theta_k > 0.2 \rightarrow \text{Structure instable et doit être redimensionnée.} \end{cases}$

**Tableau récapitulatif de l'effet de second ordre(ou effet p- Δ) :**

**Sens x-x' :**

| Story    | Load  | Loc    | Poids    | poids d'etage | $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ | Vx      | h(m) | $\theta_k$ |
|----------|-------|--------|----------|---------------|--------------------------------------|---------|------|------------|
| TERRASSE | POIDS | Bottom | 205,88   | 205,88        | 0,0019                               | 68,59   | 2.55 | 0.002236   |
| ET8      | POIDS | Bottom | 2994,98  | 2789,1        | 0,0033                               | 484,05  | 3.06 | 0.006207   |
| ET7      | POIDS | Bottom | 5745,48  | 2956,38       | 0,0035                               | 815,79  | 3.06 | 0.004145   |
| ET6      | POIDS | Bottom | 8474,35  | 5517,97       | 0,0034                               | 1074,82 | 3.06 | 0.005704   |
| ET5      | POIDS | Bottom | 11247,97 | 5730          | 0,0033                               | 1289,86 | 3.06 | 0.004790   |
| ET4      | POIDS | Bottom | 14021,6  | 8291,6        | 0,0032                               | 1470,68 | 3.06 | 0.005895   |
| ET3      | POIDS | Bottom | 16846,86 | 8555,26       | 0,003                                | 1624,03 | 3.06 | 0.005165   |
| ET2      | POIDS | Bottom | 19672,12 | 11116,86      | 0,0025                               | 1749,02 | 3.06 | 0.005193   |
| ET1      | POIDS | Bottom | 22555,91 | 11439,05      | 0,002                                | 1846,27 | 3.06 | 0.004049   |
| RDC      | POIDS | Bottom | 25853,75 | 14414,7       | 0,0015                               | 1915,13 | 4.5  | 0.002509   |

**Tableau IV.2. 9 : Effet p- Δ dans le sens x-x'.**

Sens y-y' :

| Story    | Load  | Loc    | Poids    | poids d'etage | $\Delta\kappa=\delta\kappa-\delta\kappa-1$ | Vy      | h(m) | $\theta_k$ |
|----------|-------|--------|----------|---------------|--------------------------------------------|---------|------|------------|
| TERRASSE | POIDS | Bottom | 205,88   | 205,88        | 0,0015                                     | 38.04   | 2.55 | 0.003184   |
| ET8      | POIDS | Bottom | 2994,98  | 2789,1        | 0,0015                                     | 361.54  | 3.06 | 0.003782   |
| ET7      | POIDS | Bottom | 5745,48  | 2956,38       | 0,0016                                     | 620.17  | 3.06 | 0.002493   |
| ET6      | POIDS | Bottom | 8474,35  | 5517,97       | 0,0016                                     | 817,97  | 3.06 | 0.003562   |
| ET5      | POIDS | Bottom | 11247,97 | 5730          | 0,0015                                     | 986,26  | 3.06 | 0.002848   |
| ET4      | POIDS | Bottom | 14021,6  | 8291,6        | 0,0014                                     | 1128,48 | 3.06 | 0.003362   |
| ET3      | POIDS | Bottom | 16846,86 | 8555,26       | 0,0014                                     | 1238,22 | 3.06 | 0.003161   |
| ET2      | POIDS | Bottom | 19672,12 | 11116,86      | 0,0011                                     | 1325,22 | 3.06 | 0.003016   |
| ET1      | POIDS | Bottom | 22555,91 | 11439,05      | 0,0009                                     | 1397,57 | 3.06 | 0.002407   |
| RDC      | POIDS | Bottom | 25853,75 | 14414,7       | 0,0006                                     | 1447,48 | 4.5  | 0.001328   |

Tableau IV.2.10 : Effet p-  $\Delta$  dans le sens y-y'.

**Conclusion** : On a pour chaque niveau « k ».

$\theta_{k(x-x)} \leq 0.1$   
 $\theta_{k(y-y)} \leq 0.1$

On constate que l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

## IV.2.8. Effort normal réduit :

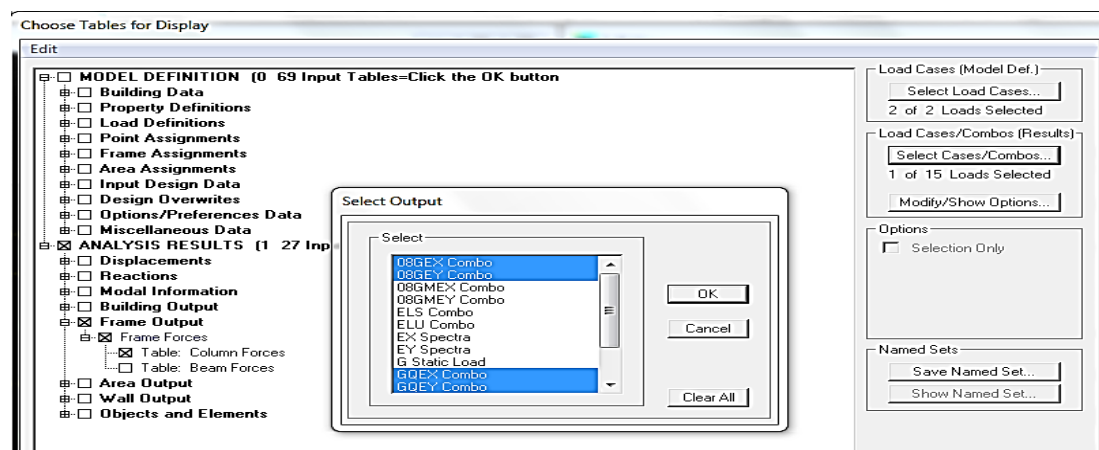
On entend effort normale réduit, le rapport

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad (\text{Art 7.1.3.RPA99 / vs 2003}).$$

Avec :

- $B_c$  : section du poteau.
- $N_d$  : effort normal max dans les poteaux sous : **(0.8G ± E et G + Q ± E).**
- $f_{c28}$  : La résistance caractéristique du béton.

**Display** → **Show Tables** → **Select Cases/ Combos** → **(0.8G ± E et G + Q ± E) + Ok**



## CHAPITRE IV VERIFICATION DES CONDITIONS RPA99 VERSION 2003

| Story | Column | Load      | Loc  | P        | V2     | V3    | T      | M2      | M3      |
|-------|--------|-----------|------|----------|--------|-------|--------|---------|---------|
| RDC   | C5     | GQEY MIN  | 0    | -784,81  | -3,51  | -3,27 | -0,144 | -11,79  | -5,257  |
| RDC   | C5     | GQEY MIN  | 2,05 | -774,43  | -3,51  | -3,27 | -0,144 | -5,098  | 1,909   |
| RDC   | C5     | GQEY MIN  | 4,1  | -764,06  | -3,51  | -3,27 | -0,144 | -1,564  | 8,846   |
| RDC   | C5     | 08GEX MAX | 0    | 645,45   | 11,58  | 0,45  | 0,28   | 1,859   | 32,893  |
| RDC   | C5     | 08GEX MAX | 2,05 | 653,75   | 11,58  | 0,45  | 0,28   | 0,943   | 9,221   |
| RDC   | C5     | 08GEX MAX | 4,1  | 662,05   | 11,58  | 0,45  | 0,28   | 0,352   | 24,714  |
| RDC   | C5     | 08GEX MIN | 0    | -1434,99 | -15,42 | -0,44 | -0,28  | -1,585  | -38,575 |
| RDC   | C5     | 08GEX MIN | 2,05 | -1426,69 | -15,42 | -0,44 | -0,28  | -0,693  | -7,021  |
| RDC   | C5     | 08GEX MIN | 4,1  | -1418,39 | -15,42 | -0,44 | -0,28  | -0,126  | -14,632 |
| RDC   | C5     | 08GEY MAX | 0    | -487,85  | -1,84  | 3,33  | 0,144  | 12,196  | -2,641  |
| RDC   | C5     | 08GEY MAX | 2,05 | -479,55  | -1,84  | 3,33  | 0,144  | 5,392   | 1,153   |
| RDC   | C5     | 08GEY MAX | 4,1  | -471,24  | -1,84  | 3,33  | 0,144  | 1,746   | 5,177   |
| RDC   | C5     | 08GEY MIN | 0    | -501,7   | -2     | -3,31 | -0,144 | -11,922 | -3,041  |
| RDC   | C5     | 08GEY MIN | 2,05 | -493,4   | -2     | -3,31 | -0,144 | -5,142  | 1,047   |
| RDC   | C5     | 08GEY MIN | 4,1  | -485,09  | -2     | -3,31 | -0,144 | -1,52   | 4,905   |

**Tableau IV.2.11 : Efforts normaux au niveaux des poteaux.**

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{1434.99 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0.283 \leq 0.3 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

### **Conclusions :**

Par suite des résultats obtenus dans cette étude, toutes les exigences du **RPA99/vs 2003** sont vérifiées.

On Peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différente sollicitations, tel que le séisme après un ferrailage correct.

On peut donc passer à l'étape du ferrailage.

### **V.3 : Ferrailage des voiles :**

#### **V.3.1 : Introduction :**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- **Armatures verticales.**
- **Armatures horizontales.**
- **Armatures transversales.**

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une **bande de largeur** déterminée.

#### **V.3.2 : Exposé de la méthode :**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables.

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats.

##### **V.3.2.1 : Découpage du diagramme en bandes (d), des contraintes en bandes de largeur (d) :**

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de longueur (d) est donné par la formule suivante, qui reste applicable pour les sections entièrement et partiellement comprimées :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec :

$h_e$  : hauteur entre nus des planchers du voile considéré.

$L_c$  : la longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

Avec  $L_t$  : longueur tendue égale à  $L_t = L - L_c$

## a) Section entièrement comprimée (S.E.C) :

Exemple avec 3 bandes :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

Avec  $e$  : épaisseur du voile.

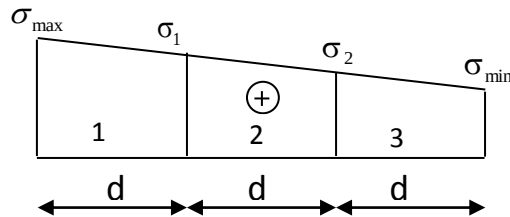


Figure V.3.1 : Diagramme des contraintes d'une section entièrement comprimée.

## b) Section partiellement comprimée (S.P.C) :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d_1 \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_2 \times e$$

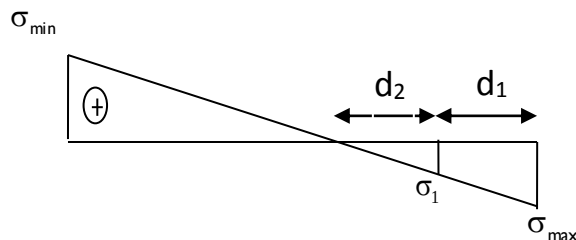


Figure V.3.2 : Diagramme des contraintes d'une section partiellement comprimée.

## c) Section entièrement tendue (S.E.T) :

$$N = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2} \times L \times e$$

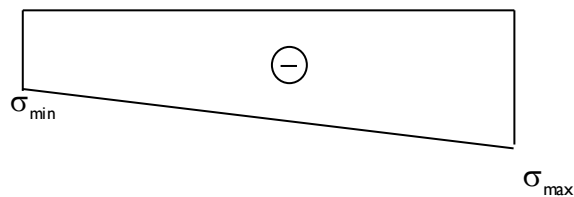


Figure V.3.3 : Diagramme des contraintes d'une section entièrement tendue.

### **V.3.3 Ferrailage du voile :**

#### **V.3.3.1 Armatures verticales :**

##### **a) Section entièrement comprimée pour une bande i :**

$$A_{V_i} = \frac{N_i - B_i \times f_{c28}}{\sigma_s}$$

- B : section du voile.
- Situation accidentelle :  $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$  ;  $f_{bc} = 18.48 \text{ Mpa}$ .
- Situation courante :  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$  ;  $f_{bc} = 14.20 \text{ Mpa}$ .

##### **b) Section partiellement comprimée ou entièrement tendue pour une bande i :**

$$A_{V_i} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

- Situation accidentelle :  $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$ .
- Situation courante :  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ .

#### **V.3.3.2 Armatures minimales :**

##### **a) Section entièrement comprimée (S.E.C) :**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml.} \quad (\text{Art A.8.1, 21/BAEL91 modifiées 99}).$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5\% \quad (\text{Art A.8.1, 21/BAEL91 modifiées 99}).$$

##### **b) Section partiellement comprimée (S.P.C) :**

$$A_{\min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e} \quad \text{Condition non fragilité (Art. A.4.2, 1/ BAEL 91 modifiées 99).}$$

$$A_{\min} \geq 0.002 B \quad (\text{Art 7.7.4.1 RPA 99 version2003}).$$

Avec B : section du tronçon considéré.

##### **c) Section entièrement tendue (S.E.T) :**

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \quad \text{Condition non fragilité (Art. A.4.2, 1/ BAEL 91 modifiées 99).}$$

$$A_{\min} \geq 0.002 B \text{ Section minimale.} \quad (\text{Art 7.7.4.1 RPA 99 version2003}).$$

### **V.3.3.3 Armatures horizontales :**

#### **a) Exigence du RPA : (Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003).**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\phi$ .

- $A_h > 0.15\% B$ .
- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser  $1/10$  de l'épaisseur du voile.

#### **b) Exigence du BAEL : (Art A.8.2,4/BAEL 91 modifiées 99).**

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

#### **b.1) Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux (Art 7.7.4.3) :**

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile  $A_V$  et  $A_h \geq 0.15\% B$ .
- Zone courante :  $A_V$  et  $A_h \geq 0.10\% B$ .

### **V.3.3.4 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**.

### **V.3.3.5 Armature pour les potelets :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$  ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

#### **a) Espacement : (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003).**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq 1.5 e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right\} \quad S_t \leq \min \left\{ 1.5 \times 22 ; 30 \text{ cm} \right\} = 30 \text{ cm}.$$

Avec :  $e$  = épaisseur du voile ( 22 cm).

## **CHAPITRE V FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX**

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.

### **b) Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

- **40 $\phi$**  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- **20 $\phi$**  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

### **V.3.3.6 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 :  $T = 1.4 \times V_u$

$V_u$  : 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.

### **V.3.4 Vérification :**

#### **V.3.4.1 Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, on considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$N_{ser}$  : Effort normal appliqué.

$B$  : Section du béton.

$A$  : Section d'armatures adoptée.

### **a) Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_b \frac{V}{b_0 \times d} ; V_u = T \quad \text{et} \quad V = 1.4V_u$$

Avec :

$b_0$  : Epaisseur du voile.

$d$  : Hauteur utile ( $d = 0.9 h$ ).

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

D'après le **BAEL (Art 5.1, 1 /BAEL91 modifiées 99)**. Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\tau_b \frac{V}{b_0 \times d}$$

Avec :

$\overline{\tau_u}$  = contrainte de cisaillement (**Art 5.1.2.11/BAEL91 modifiée 99**).

$\overline{\tau_u} = \min (0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa})$  Pour la fissuration préjudiciable.

### **V.3.4 Exemple de ferrailage d'un voile : (zone I voile V<sub>T1</sub>).**

Soit à calculer le ferrailage du voile V<sub>L1</sub> de longueur  $L = 3 \text{ m}$  et d'épaisseur  $e = 0.22 \text{ m}$ .

$L_{\text{nue du voile}} = 2.775 \text{ m}$ .

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0.22 \times 2.775^3}{12} = 0.93 \text{ m}^4$$

Avec :  $B = L \times e = 2.775 \times 0.22 = 0.61 \text{ m}^2$ .

$$V = V' = \frac{L}{2} = \frac{2.775 \text{ m}}{2} = 1.39 \text{ m}.$$

Les contraintes sont calculées par le logiciel **ETABS** sont :

- $\sigma_{\max} = 7354 \text{ KN/m}^2$ .
- $\sigma_{\min} = - 4045 \text{ KN/m}^2$ .

Pour ce calcul il faut qu'on détermine la contrainte max et min dans le voile V<sub>T</sub> qui sont comme suites :

#### **V.3.4.1 Détermination de la longueur L<sub>c</sub> et L<sub>T</sub> :**

$$L_C = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{7354}{7354 + 4045} \times 2.775 = 1.79 \text{ m}.$$

Avec :

$L_c$  : longueur comprimée.

$L$  : longueur du voile.

## **CHAPITRE V FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX**

Donc :  $L_T = L - L_c = 2.775 - 1.79 = 0.985 \text{ m}$ .

### **V.3.4.2 Détermination de la longueur de la bande « d » :**

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right) \rightarrow d \leq \min \left( \frac{4.50 \text{ m}}{2} ; \frac{2}{3} \times 1.79 \text{ m} \right) = 1.19 \text{ m}$$

On opte pour  $d = 1.19 \text{ m}$  donné par le maillage en 4 parties

Nos voiles présentent une symétrie parfaite donc pour cela on étudie deux bandes :

- Bande 1 de longueur  $d_1$  (bande extrême).
- Bande 2 de longueur  $d_2$  (bande centrale).

### **V.3.4.3 Ferrailage du voile :**

Pour le calcul du ferrailage on s'intéressera aux parties tendues du voile, on déterminant à chaque fois la longueur  $L_T$ .

#### **a) Calcul des armatures verticales ( $A_{vi}$ ) :**

##### **a.1) Bande 1 :**

$$d_1 = \min \left( \frac{L_t}{2} ; d \right) = 0.49 \text{ m}$$

A partir du Triangle Semblable en a :

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{min} \times d_1}{L_t} = \frac{4045 \times 0.49}{0.98} = 2022.560 \text{ KN/m}^2$$

Avec :  $e = 0.22 \text{ m}$ .

L'effort normal dans la bande 1 est égale à :

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d_1 \times e = \frac{4045 + 2022.560}{2} \times 0.98 \times 0.22 = 328.63 \text{ KN}.$$

La section d'armature nécessaire pour équilibrer cet effort est égale :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{328.63}{34.8} = 9.44 \text{ KN}.$$

Donc :  $A_{v1} = 8.22 \text{ cm}^2$ .

##### **a.2) Bande 2 :**

$$d_2 = L_t - d_1 = 0.98 - 0.49 = 0.49 \text{ m}.$$

Avec :  $d_1 = d_2 = 0.98 \text{ m}$ .

## **CHAPITRE V FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX**

L'effort normal dans la bande 2 est égale à :

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_2 \times e = \frac{2022.56}{2} \times 0.49 \times 0.22 = 109.54 \text{ KN.}$$

La section d'armature nécessaire pour équilibrer cet effort est égale :

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{109.54}{34.8} = 3.15 \text{ cm}^2.$$

Donc :  **$A_{v2} = 2.74 \text{ cm}^2$ .**

### **b) Pourcentage minimal des armatures par bande tendue :**

Chaque maille ( $d = 0.98 \text{ m}$ ) devrait être ferrillée avec une section d'armature supérieur à :

$$A_{\min} = \max \left( 0.002 \times d \times e ; d \times e \times \frac{2.1}{400} \right) = \mathbf{13.10 \text{ cm}^2}.$$

### **c) Armature de couture :**

Avec :  $V_u = 368.77 \text{ KN}$ .

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad \text{et} \quad \bar{V} = 1.4 V_u$$

$$A_{vj} = \frac{1.1 \times 10 \times 1.4 V_u}{400} = \frac{1.1 \times 10 \times 1.4 \times 368.77}{400} = \mathbf{14.20 \text{ cm}^2}.$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus calculée.

### **d) Armature total :**

- **Bande 1 :**  $A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 11.17 \text{ cm}^2$ . On adopte :  **$A_1 = 12.31 \text{ cm}^2 = 2 \times 4 \text{ HA14}$ .**
- **Bande 2 :**  $A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 6.29 \text{ cm}^2$ . On adopte :  **$A_2 = 6.78 \text{ cm}^2 = 2 \times 3 \text{ HA12}$ .**

### **e) Armatures horizontales ( $A_h$ ) :**

$$A_h \geq \max \left( \frac{A_v}{4} ; 0.15\%B \right).$$

$$A_h \geq \max \left( \frac{8.22 \text{ cm}^2}{4} ; \frac{0.15 \times 277.5 \times 22}{100} \right).$$

$$A_h \geq 9.16 \text{ cm}^2.$$

On adopte :  **$2 \times 3 \text{ HA } 14 = 9.23 \text{ cm}^2$** . Disposées en 2 nappes.

### **f) Armature transversales ( $A_t$ ) :**

Les deux nappes d'armatures sont reliées par **(04) épingles en HA8** pour un mètre carré de surface verticale.

Donc :  $A_t = 4 \text{ HA8/m}^2$ .

### **V.3.4.4 Vérification des contraintes :**

L'effort tranchant  $V_u$  est obtenu en multipliant la contrainte de cisaillement  $S_{12}$  par la surface de cisaillement :  $V_u = S_{12} \times d \times e$ .

#### **a) Vérifications des conditions du BAEL 91 modifié 99 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{368.770 \times 10^3}{220 \times 0.9 \times 2775} = 0.671 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3.26 \text{ MPa.}$$

Donc :  $\tau_u = 0.671 \text{ MPa.} < \overline{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa.} \rightarrow$  **condition vérifiée.**

#### **b) Vérification des conditions du RPA 2003 :**

$$\tau_b = \frac{1.4 V_u}{b.d} = \frac{1.4 \times 368.770 \times 10^3}{220 \times 0.9 \times 2775} = 0.94 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa.}$$

Donc :  $\tau_b = 0.94 \text{ MPa.} < \overline{\tau}_b = 5 \text{ MPa.} \rightarrow$  **condition vérifiée.**

### **V.3.4.5 Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 A} = \frac{1354.42 \times 10^3}{220 \times 2775 + 15 \times 19.09 \times 10^2} = 2.15 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Donc :  $\sigma_b = 2.15 \text{ MPa.} < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa.} \rightarrow$  **condition vérifiée.**

| Caractéristiques géométriques | Zone                                          |         | I        | II       | III      | IV      | V       |
|-------------------------------|-----------------------------------------------|---------|----------|----------|----------|---------|---------|
|                               | hpoutre [m]                                   |         | 0,35     | 0,35     | 0,35     | 0,35    | 0,35    |
|                               | hauteur etage [m]                             |         | 4,5      | 3,06     | 3,06     | 3,06    | 3,06    |
|                               | L' [m]                                        |         | 2,78     | 2,78     | 2,80     | 2,83    | 2,85    |
|                               | e [m]                                         |         | 0,22     | 0,22     | 0,22     | 0,22    | 0,22    |
|                               | B [m²]                                        |         | 0,611    | 0,611    | 0,616    | 0,622   | 0,627   |
|                               | H [m]                                         |         | 4,50     | 3,06     | 3,06     | 3,06    | 3,06    |
|                               | he [m]                                        |         | 4,15     | 2,71     | 2,71     | 2,71    | 2,71    |
| Solicitation de calcul        | T [KN]                                        |         | 767,410  | 645,080  | 628,510  | 538,910 | 426,960 |
|                               | N <sub>ser</sub> [KN]                         |         | 1324,13  | 1169,73  | 1057,16  | 781,64  | 474,88  |
|                               | Vu [KN]                                       |         | 1074,374 | 903,112  | 879,914  | 754,474 | 597,744 |
|                               | $\sigma_{\max}$ [KN/m²]                       |         | 10718    | 7268     | 5682     | 3403    | 1733    |
|                               | $\sigma_{\min}$ [KN/m²]                       |         | -7333    | -4220    | -2987    | -1430   | -559    |
|                               | $\sigma_s$ (kN/m²)                            |         | 400      | 400      | 400      | 400     | 400     |
|                               | Lc [m]                                        |         | 1,65     | 1,76     | 1,84     | 1,99    | 2,16    |
|                               | Lt [m]                                        |         | 1,13     | 1,02     | 0,96     | 0,84    | 0,69    |
|                               | $d \leq \min(he/2; 2Lc/3)$ [m]                |         | 1,10     | 1,17     | 1,22     | 1,33    | 1,33    |
|                               | d1 = d <sub>adopté</sub> [m]                  |         | 0,56     | 0,51     | 0,48     | 0,42    | 0,35    |
|                               | d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub> [m] |         | 0,56     | 0,51     | 0,48     | 0,42    | 0,35    |
|                               | $\sigma_1$ [KN/m²]                            |         | 3666,685 | 2110,015 | 1493,525 | 715,180 | 279,325 |
|                               | N1 [KN]                                       |         | 682,06   | 354,89   | 237,74   | 98,66   | 32,01   |
|                               | N2 [KN]                                       |         | 227,35   | 118,30   | 79,25    | 32,89   | 10,67   |
| armatures verticales          | AV calculer (cm²)                             | Bande 1 | 17,05    | 8,87     | 5,94     | 2,47    | 0,80    |
|                               |                                               | Bande 2 | 5,68     | 2,96     | 1,98     | 0,82    | 0,27    |
|                               | A <sub>vj</sub> (cm²)                         |         | 29,55    | 24,84    | 24,20    | 20,75   | 16,44   |
|                               | AV+(Avj/4) (cm²)                              | Bande 1 | 24,44    | 15,08    | 11,99    | 7,65    | 4,91    |

|                                                 |                                         |               |                                |                  |                  |                  |                  |
|-------------------------------------------------|-----------------------------------------|---------------|--------------------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|
|                                                 |                                         | Bande 2       | 13,07                          | 9,17             | 8,03             | 6,01             | 4,38             |
| armatures minimales                             | $A_{min}/\text{bande (cm}^2\text{)}$    |               | 12,1                           | 12,9             | 13,5             | 14,6             | 4,16             |
| Ferrailage adopté pour les armatures verticales | Choix de $A_v$ (cm <sup>2</sup> )       | Bande 1       | 8 HA 20<br>25,13               | 8 HA 16<br>16,08 | 8 HA 14<br>12,31 | 8 HA 12<br>9,05  | 8 HA 12<br>9,05  |
|                                                 |                                         | Bande 2       | 6 HA 20<br>18,84               | 6 HA 14<br>9,23  | 6 HA 14<br>9,23  | 6 HA 12<br>6,78  | 6 HA 12<br>6,78  |
|                                                 | ST ≤ min(1,5e; 30cm)                    |               | 30                             | 30               | 30               | 30               | 30               |
|                                                 | Espacement (cm)                         | Bande 1       | 17                             | 17               | 17               | 17               | 17               |
|                                                 |                                         | Bande 2       | 19                             | 19               | 19               | 19               | 19               |
| Armatures horizontales                          | AH (cm <sup>2</sup> )                   |               | 9,16                           | 9,16             | 9,24             | 9,32             | 9,41             |
|                                                 | choix de la section/ml                  |               | 6 HA 14<br>9,23                | 6 HA 14<br>9,23  | 7 HA 14<br>10,77 | 7 HA 14<br>10,77 | 7 HA 14<br>10,77 |
|                                                 | Espacement st(cm)                       |               | 17                             | 18               | 15               | 15               | 14               |
| Armatures transversales                         | At adoptées                             |               | 4 épingles HA8 /m <sup>2</sup> |                  |                  |                  |                  |
| Véfication                                      | $\overline{\tau}_b = 5 \text{ MPA}$     | $\tau_b$      | 1,955                          | 1,644            | 1,587            | 1,349            | 1,059            |
|                                                 | $\overline{\tau}_u = 3.26 \text{ MPA}$  | $\tau_u$      | 1,397                          | 1,174            | 1,134            | 0,963            | 0,757            |
|                                                 | $\overline{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPA}$ | $\sigma_{bc}$ | 2,10                           | 1,86             | 1,68             | 1,23             | 0,74             |

| Caractéristiques géométriques | Zone                                         |         | I        | II       | III      | IV       | V       |
|-------------------------------|----------------------------------------------|---------|----------|----------|----------|----------|---------|
|                               | hpoutre [m]                                  |         | 0,35     | 0,35     | 0,35     | 0,35     | 0,35    |
|                               | hauteur etage [m]                            |         | 4,5      | 3,06     | 3,06     | 3,06     | 3,06    |
|                               | L' [m]                                       |         | 1,50     | 1,50     | 1,50     | 1,50     | 1,50    |
|                               | e [m]                                        |         | 0,22     | 0,22     | 0,22     | 0,22     | 0,22    |
|                               | B [m²]                                       |         | 0,330    | 0,330    | 0,330    | 0,330    | 0,330   |
|                               | H [m]                                        |         | 4,50     | 3,06     | 3,06     | 3,06     | 3,06    |
|                               | he [m]                                       |         | 4,15     | 2,71     | 2,71     | 2,71     | 2,71    |
| Solicitation de calcul        | T [KN]                                       |         | 286,530  | 231,490  | 225,320  | 220,610  | 169,05  |
|                               | N <sub>ser</sub> [KN]                        |         | 1025,81  | 975,65   | 876,47   | 670,32   | 426,90  |
|                               | Vu [KN]                                      |         | 401,142  | 324,086  | 315,448  | 308,854  | 236,670 |
|                               | σ <sub>max</sub> [KN/m²]                     |         | 6045     | 4517     | 3908     | 2634     | 1557    |
|                               | σ <sub>min</sub> [KN/m²]                     |         | -3870    | -3580    | -3191    | -2377    | -1428   |
|                               | σ <sub>s</sub> (kN/m²)                       |         | 400      | 400      | 400      | 400      | 400     |
|                               | L <sub>c</sub> [m]                           |         | 0,91     | 0,84     | 0,83     | 0,79     | 0,78    |
|                               | L <sub>t</sub> [m]                           |         | 0,59     | 0,66     | 0,67     | 0,71     | 0,72    |
|                               | d<=min(he/2;2L <sub>c</sub> /3) [m]          |         | 0,61     | 0,56     | 0,55     | 0,53     | 0,52    |
|                               | d1 = d <sub>adopté</sub> [m]                 |         | 0,29     | 0,33     | 0,34     | 0,36     | 0,36    |
|                               | d2 = L <sub>t</sub> -d <sub>adopté</sub> [m] |         | 0,29     | 0,33     | 0,34     | 0,36     | 0,36    |
|                               | σ <sub>1</sub> [KN/m²]                       |         | 1934,820 | 1789,970 | 1595,745 | 1188,475 | 713,895 |
|                               | N <sub>1</sub> [KN]                          |         | 186,91   | 195,87   | 177,54   | 139,53   | 84,51   |
|                               | N <sub>2</sub> [KN]                          |         | 62,30    | 65,29    | 59,18    | 46,51    | 28,17   |
| armatures verticales          | AV calculer (cm2)                            | Bande 1 | 4,67     | 4,90     | 4,44     | 3,49     | 2,11    |
|                               |                                              | Bande 2 | 1,56     | 1,63     | 1,48     | 1,16     | 0,70    |
|                               | A <sub>vj</sub> (cm²)                        |         | 11,03    | 8,91     | 8,67     | 8,49     | 6,51    |
|                               | AV+(A <sub>vj</sub> /4) (cm2)                | Bande 1 | 7,43     | 7,12     | 6,61     | 5,61     | 3,74    |

|                                                 |                                         |               |                                |                 |                 |                 |                 |
|-------------------------------------------------|-----------------------------------------|---------------|--------------------------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
|                                                 |                                         | Bande 2       | 4,32                           | 3,86            | 3,65            | 3,29            | 2,33            |
| armatures minimales                             | $A_{min}/\text{bande (cm}^2\text{)}$    |               | 6,7                            | 6,1             | 6,1             | 5,8             | 5,7             |
| Ferrillage adopté pour les armatures verticales | Choix de $A_v$ (cm <sup>2</sup> )       | Bande 1       | 6 HA 14<br>9,23                | 6 HA 14<br>9,23 | 6 HA 12<br>6,78 | 6 HA 12<br>6,78 | 6 HA 12<br>6.78 |
|                                                 |                                         | Bande 2       | 4 HA 12<br>4,52                | 4 HA 12<br>4,52 | 4 HA 12<br>4,52 | 4 HA 12<br>4,52 | 4 HA 12<br>4.52 |
|                                                 | ST<=min(1,5e;30cm)                      |               | 30                             | 30              | 30              | 30              | 30              |
|                                                 | Espacement (cm)                         | Bande 1       | 13                             | 13              | 13              | 13              | 13              |
|                                                 |                                         | Bande 2       | 16                             | 16              | 16              | 16              | 16              |
|                                                 |                                         |               |                                |                 |                 |                 |                 |
| Armatures horizontales                          | AH (cm <sup>2</sup> )                   |               | 4,95                           | 4,95            | 4,95            | 4,95            | 4,95            |
|                                                 | choix de la section/ml                  |               | 5 HA 12<br>5,65                | 5 HA 12<br>5,65 | 5 HA 12<br>5,65 | 5 HA 12<br>5,65 | 5 HA 12<br>5,65 |
|                                                 | Espacement st(cm)                       |               | 22                             | 22              | 22              | 22              | 22              |
| Armatures transversales                         | At adoptées                             |               | 4 épingles HA8 /m <sup>2</sup> |                 |                 |                 |                 |
| Véfication                                      | $\overline{\tau}_b = 5 \text{ MPA}$     | $T_b$         | 1,351                          | 1,091           | 1,062           | 1,040           | 0,797           |
|                                                 | $\overline{\tau}_u = 3.26 \text{ MPA}$  | $T_u$         | 0,965                          | 0,779           | 0,759           | 0,743           | 0,569           |
|                                                 | $\overline{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPA}$ | $\sigma_{bc}$ | 2,90                           | 2,80            | 2,55            | 1,95            | 1,21            |

| Caractéristiques géométriques | Zone                                          |         | I        | II       | III      | IV       | V       |
|-------------------------------|-----------------------------------------------|---------|----------|----------|----------|----------|---------|
|                               | hpoutre [m]                                   |         | 0,40     | 0,40     | 0,40     | 0,40     | 0,40    |
|                               | hauteur etage [m]                             |         | 4,5      | 3,06     | 3,06     | 3,06     | 3,06    |
|                               | L' [m]                                        |         | 1,70     | 1,70     | 1,70     | 1,70     | 1,70    |
|                               | e [m]                                         |         | 0,22     | 0,22     | 0,22     | 0,22     | 0,22    |
|                               | B [m²]                                        |         | 0,374    | 0,374    | 0,374    | 0,374    | 0,374   |
|                               | H [m]                                         |         | 4,50     | 3,06     | 3,06     | 3,06     | 3,06    |
|                               | he [m]                                        |         | 4,10     | 2,66     | 2,66     | 2,66     | 2,66    |
| Solicitation de calcul        | T [KN]                                        |         | 100,630  | 86,810   | 65,920   | 57,980   | 39,960  |
|                               | N <sub>ser</sub> [KN]                         |         | 1185,91  | 1092,35  | 989,60   | 747,93   | 387,53  |
|                               | Vu [KN]                                       |         | 140,882  | 121,534  | 92,288   | 81,172   | 55,944  |
|                               | $\sigma_{\max}$ [KN/m²]                       |         | 6685     | 5491     | 4484     | 3242     | 2049    |
|                               | $\sigma_{\min}$ [KN/m²]                       |         | -4162    | -3797    | -3381    | -2537    | -1876   |
|                               | $\sigma_s$ (kN/m²)                            |         | 400      | 400      | 400      | 400      | 400     |
|                               | Lc [m]                                        |         | 1,05     | 1,01     | 0,97     | 0,95     | 0,89    |
|                               | Lt [m]                                        |         | 0,65     | 0,69     | 0,73     | 0,75     | 0,81    |
|                               | $d \leq \min(he/2; 2Lc/3)$ [m]                |         | 0,70     | 0,67     | 0,65     | 0,64     | 0,59    |
|                               | d1 = d <sub>adopté</sub> [m]                  |         | 0,33     | 0,35     | 0,37     | 0,37     | 0,41    |
|                               | d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub> [m] |         | 0,33     | 0,35     | 0,37     | 0,37     | 0,41    |
|                               | $\sigma_1$ [KN/m²]                            |         | 2081,120 | 1898,355 | 1690,640 | 1268,435 | 937,770 |
|                               | N1 [KN]                                       |         | 223,99   | 217,68   | 203,87   | 156,19   | 125,70  |
|                               | N2 [KN]                                       |         | 74,66    | 72,56    | 67,96    | 52,06    | 41,90   |
| armatures verticales          | AV calculer (cm²)                             | Bande 1 | 5,60     | 5,44     | 5,10     | 3,90     | 3,14    |
|                               |                                               | Bande 2 | 1,87     | 1,81     | 1,70     | 1,30     | 1,05    |
|                               | A <sub>vj</sub> (cm²)                         |         | 3,87     | 3,34     | 2,54     | 2,23     | 1,54    |
|                               | AV+(A <sub>vj</sub> /4) (cm²)                 |         | 6,57     | 6,28     | 5,73     | 4,46     | 3,53    |

|                                                 |                                                                                   |               |                                |                 |                 |                 |                 |
|-------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------|---------------|--------------------------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
|                                                 |                                                                                   | Bande 2       | 2,84                           | 2,65            | 2,33            | 1,86            | 1,43            |
| armatures minimales                             | $A_{min}/\text{bande (cm}^2\text{)}$                                              |               | 7,7                            | 7,4             | 7,1             | 7,0             | 6,5             |
| Ferrailage adopté pour les armatures verticales | Choix de $A_v$ (cm <sup>2</sup> )                                                 | Bande 1       | 6 HA 12<br>6,78                | 6 HA 12<br>6,78 | 6 HA 12<br>6,78 | 6 HA 12<br>6,78 | 6 HA 12<br>6,78 |
|                                                 |                                                                                   | Bande 2       | 4 HA 12<br>4.52                | 4 HA 12<br>4.52 | 4 HA 12<br>4.52 | 4 HA 12<br>4.52 | 4 HA 12<br>4.52 |
|                                                 | ST<=min(1,5e;30cm)                                                                |               | 30                             | 30              | 30              | 30              | 30              |
|                                                 | Espacement (cm)                                                                   | Bande 1       | 15                             | 15              | 15              | 15              | 15              |
|                                                 |                                                                                   | Bande 2       | 18                             | 18              | 18              | 18              | 18              |
|                                                 |                                                                                   |               |                                |                 |                 |                 |                 |
| Armatures horizontales                          | AH (cm <sup>2</sup> )                                                             |               | 5,61                           | 5,61            | 5,61            | 5,61            | 5,61            |
|                                                 | choix de la section/ml                                                            |               | 5 HA 12<br>5,65                | 5 HA 12<br>5,65 | 5 HA 12<br>5,65 | 5 HA 12<br>5,65 | 5 HA 12<br>5,65 |
|                                                 | Espacement st(cm)                                                                 |               | 22                             | 22              | 22              | 22              | 22              |
| Armatures transversales                         | At adoptées                                                                       |               | 4 épingles HA8 /m <sup>2</sup> |                 |                 |                 |                 |
| Vérfication                                     | $\overline{\tau}_b = 5 \text{ MPA}$                                               | $T_b$         | 0,419                          | 0,361           | 0,274           | 0,241           | 0,166           |
|                                                 | $\overline{\tau}_u = 3.26 \text{ MPA}$<br>$\overline{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPA}$ | $T_u$         | 0,299                          | 0,258           | 0,196           | 0,172           | 0,119           |
|                                                 |                                                                                   | $\sigma_{bc}$ | 2,98                           | 2,78            | 2,55            | 1,93            | 0,97            |

| Caractéristiques géométriques | Zone                                          |         | I        | II       | III      | IV      | V       |
|-------------------------------|-----------------------------------------------|---------|----------|----------|----------|---------|---------|
|                               | hpoutre [m]                                   |         | 0,40     | 0,40     | 0,40     | 0,40    | 0,40    |
|                               | hauteur etage [m]                             |         | 4,5      | 3,06     | 3,06     | 3,06    | 3,06    |
|                               | L' [m]                                        |         | 2,78     | 2,78     | 2,80     | 2,83    | 2,85    |
|                               | e [m]                                         |         | 0,22     | 0,22     | 0,22     | 0,22    | 0,22    |
|                               | B [m²]                                        |         | 0,611    | 0,611    | 0,616    | 0,622   | 0,627   |
|                               | H [m]                                         |         | 4,50     | 3,06     | 3,06     | 3,06    | 3,06    |
|                               | he [m]                                        |         | 4,10     | 2,66     | 2,66     | 2,66    | 2,66    |
| Solicitation de calcul        | T [KN]                                        |         | 368,770  | 365,990  | 335,140  | 283,610 | 208,770 |
|                               | N <sub>ser</sub> [KN]                         |         | 1354,42  | 1185,27  | 1068,81  | 797,45  | 488,78  |
|                               | Vu [KN]                                       |         | 516,278  | 512,386  | 469,196  | 397,054 | 292,278 |
|                               | $\sigma_{max}$ [KN/m²]                        |         | 7354     | 5550     | 4417     | 2685    | 1735    |
|                               | $\sigma_{min}$ [KN/m²]                        |         | -4045    | -2625    | -2094    | -1640   | -1284   |
|                               | $\sigma_s$ (kN/m²)                            |         | 400      | 400      | 400      | 400     | 400     |
|                               | Lc [m]                                        |         | 1,79     | 1,88     | 1,90     | 1,75    | 1,64    |
|                               | Lt [m]                                        |         | 0,98     | 0,89     | 0,90     | 1,07    | 1,21    |
|                               | $d \leq \min(he/2; 2Lc/3)$ [m]                |         | 1,19     | 1,26     | 1,27     | 1,17    | 1,09    |
|                               | d1 = d <sub>adopté</sub> [m]                  |         | 0,49     | 0,45     | 0,45     | 0,54    | 0,61    |
|                               | d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub> [m] |         | 0,49     | 0,45     | 0,45     | 0,54    | 0,61    |
|                               | $\sigma_1$ [KN/m²]                            |         | 2022,560 | 1312,470 | 1047,220 | 820,085 | 641,800 |
|                               | N1 [KN]                                       |         | 328,63   | 192,96   | 155,62   | 144,96  | 128,33  |
|                               | N2 [KN]                                       |         | 109,54   | 64,32    | 51,87    | 48,32   | 42,78   |
| armatures verticales          | AV calculer (cm2)                             | Bande 1 | 8,22     | 4,82     | 3,89     | 3,62    | 3,21    |
|                               |                                               | Bande 2 | 2,74     | 1,61     | 1,30     | 1,21    | 1,07    |
|                               | A <sub>vj</sub> (cm²)                         |         | 14,20    | 14,09    | 12,90    | 10,92   | 8,04    |
|                               | AV+(A <sub>vj</sub> /4) (cm2)                 | Bande 1 | 11,77    | 8,35     | 7,12     | 6,35    | 5,22    |

|                                                 |                                         |               |                                |                 |                  |                  |                  |
|-------------------------------------------------|-----------------------------------------|---------------|--------------------------------|-----------------|------------------|------------------|------------------|
|                                                 |                                         | Bande 2       | 6,29                           | 5,13            | 4,52             | 3,94             | 3,08             |
| armatures minimales                             | $A_{min}/\text{bande (cm}^2\text{)}$    |               | 13,1                           | 13,8            | 13,9             | 12,9             | 12               |
| Ferrailage adopté pour les armatures verticales | Choix de $A_v$ (cm <sup>2</sup> )       | Bande 1       | 8 HA 14<br>12,31               | 8 HA 12<br>9,05 | 8 HA 12<br>9,05  | 8 HA 12<br>9,05  | 8 HA 12<br>9,05  |
|                                                 |                                         | Bande 2       | 6 HA 12<br>6,78                | 6 HA 12<br>6,78 | 6 HA 12<br>6,78  | 6 HA 12<br>6,78  | 6 HA 12<br>6,78  |
|                                                 | $ST \leq \min(1,5e; 30\text{cm})$       |               | 30                             | 30              | 30               | 30               | 30               |
|                                                 | Espacement (cm)                         | Bande 1       | 15                             | 15              | 15               | 15               | 15               |
|                                                 |                                         | Bande 2       | 17                             | 17              | 17               | 17               | 17               |
| Armatures horizontales                          | AH (cm <sup>2</sup> )                   |               | 9,16                           | 9,16            | 9,24             | 9,32             | 9,41             |
|                                                 | choix de la section/ml                  |               | 6 HA 14<br>9,23                | 6 HA 14<br>9,23 | 7 HA 14<br>10,77 | 7 HA 14<br>10,77 | 7 HA 14<br>10,77 |
|                                                 | Espacement st(cm)                       |               | 17                             | 18              | 15               | 15               | 14               |
| Armatures transversales                         | $A_t$ adoptées                          |               | 4 épingles HA8 /m <sup>2</sup> |                 |                  |                  |                  |
| Véfication                                      | $\overline{\tau}_b = 5 \text{ MPA}$     | $T_b$         | 0,940                          | 0,933           | 0,846            | 0,710            | 0,518            |
|                                                 | $\overline{\tau}_u = 3.26 \text{ MPA}$  | $T_u$         | 0,671                          | 0,666           | 0,605            | 0,507            | 0,370            |
|                                                 | $\overline{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPA}$ | $\sigma_{bc}$ | 2,13                           | 1,88            | 1,70             | 1,26             | 0,760            |

**VI.1. Introduction :**

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

- **Un effort normal** : charge et surcharge verticale centrée.
- **Une force horizontale** : résultante de l'action sismique.
- **Un moment** qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieure en :

- **Fondations superficielles** : Utilisées pour des sols de bonne capacité portante.

Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

- **Fondations profondes** : Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

**VI.2. Etude géotechnique du sol :**

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est  $\sigma_{sol} = 2.5$  bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

**VI.3. Choix du type de fondation :**

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage.
- La facilité de l'exécution.
- La capacité portante du sol.
- L'importance de la superstructure ; L'économie.

**VII.3.1. Semelles isolées sous poteaux :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_{s \max}$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous sol.

$$A. B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}},$$

**a) Homothétie des dimensions :**

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \rightarrow \frac{45}{45} = 1.$$

$$D'ou B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

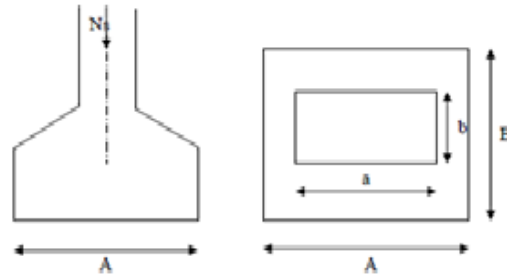


Figure VI.1 : schéma de semelle isolée sous poteau.

**b) Exemple de calcul :**

$$N_{ser} = 931.97 \text{ KN.}$$

$$\sigma_{sol} = 0.25 \text{ MPa.}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{931.97}{250}} = 1.93 \text{ m. Donc } A = B = 2.00 \text{ m.}$$

**Conclusion :**

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

**VI.3.2. Semelles filantes :**

**VI.3.2.1. Semelles filantes sous voiles :**

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \rightarrow \frac{G+Q}{B.L} \leq \sigma_{sol} \rightarrow \frac{G+Q}{\sigma_{sol}.L} \leq B$$

Avec : B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

$\sigma_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

Choissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 7 poteaux.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

| Voiles    | G+Q     | L(m) | B(m) | S= B.L(m <sup>2</sup> ) |
|-----------|---------|------|------|-------------------------|
| VL1/01    | 1025.81 | 1.5  | 2.73 | 4.09                    |
| VL2/01    | 1324.13 | 3    | 1.76 | 5.28                    |
| VL2/02    | 1322.97 | 3    | 1.76 | 5.28                    |
| <b>ΣS</b> |         |      |      | <b>14.65</b>            |

Tableau VI.1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).

| Voiles             | G+Q     | L(m) | B(m) | S=B.L(m <sup>2</sup> ) |
|--------------------|---------|------|------|------------------------|
| VT <sub>1/01</sub> | 1253.69 | 3    | 1.67 | 5.01                   |
| VT <sub>1/02</sub> | 1353.86 | 3    | 1.80 | 5.4                    |
| VT <sub>1/03</sub> | 1253.37 | 3    | 1.67 | 5.01                   |
| VT <sub>1/04</sub> | 1354.24 | 3    | 1.80 | 5.4                    |
| VT <sub>2/01</sub> | 1185.91 | 1.7  | 2.79 | 4.74                   |
| VT <sub>2/02</sub> | 1191.55 | 1.7  | 2.80 | 4.76                   |
| <b>ΣS</b>          |         |      |      | <b>30.32</b>           |

Tableau VI.2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal).

$$S_v = \sum S_i = 44.97 \text{ m}^2.$$

Avec : SV : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

### VII.3.2.2. Semelles filantes sous poteaux :

#### a) Hypothèses de calcul :

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane tel que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

#### b) Etape du calcul :

- Détermination de la résultante des charges :  $R = \sum N_i$ .

- Détermination des coordonnées de la structure R :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

#### b.1) Détermination de la distribution par (ml) de semelle :

$e \leq \frac{L}{6}$  → Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6}$  → Répartition triangulaire.

Avec L : longueur du bâtiment.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right), \quad q_{\min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right), \quad \text{et} \quad q \left( \frac{L}{4} \right) = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3e}{L} \right).$$

· Détermination de largeur B de la semelle :  $B \geq \frac{q \left( \frac{L}{4} \right)}{\sigma_{sol}}$ .

**b.2) Exemple de calcul :**

Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux : fil de poteaux le plus sollicité.

Donc on fera le calcul sur le portique longitudinal. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

| Poteaux      | Ns(t)          | Ms(t/m)      | ei ( m)  | Ns. ei (t.m)  |
|--------------|----------------|--------------|----------|---------------|
| 1            | 550.87         | 6.117        | -4.65    | -2561.54      |
| 2            | 835.78         | -2.620       | 0        | 0             |
| 3            | 585.38         | 2.990        | 4.65     | 2722.01       |
| <b>Total</b> | <b>1972.03</b> | <b>6.487</b> | <b>0</b> | <b>160.47</b> |

**Tableau VI.3 : Surface de semelles filantes sous poteaux.**

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$\text{Avec : } e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

$$e = \frac{160.47 + 6.487}{1972.03} = 0.085 \text{ m.}$$

**b.3) Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :**

$$e = 0.085 \text{ m} \leq \frac{L}{6} = \frac{9.3}{6} = 1.55 \text{ m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \left( 1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{1972.03}{9.3} \left( 1 - \frac{6 \times (0.085)}{9.3} \right) = 200.42 \text{ KN/m.}$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \left( 1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{1972.03}{9.3} \left( 1 + \frac{6 \times (0.085)}{9.3} \right) = 223.67 \text{ KN/m.}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \left( 1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) = \frac{1972.03}{9.3} \left( 1 + \frac{3 \times (0.085)}{9.3} \right) = 217.86 \text{ KN/m.}$$

**b.4) Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{217.86}{250} = 0.87 \text{ m.}$$

On prend  $B = 0.90 \text{ m}$ .

$$\text{On aura donc, } S_p = 0.9 \times 9.3 = 8.37 \text{ m}^2$$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante :  $S_T = S_p \times n + S_v$

Avec:  $n$  : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_T = 8.37 \times 6 + 44.97 = 95.19 \text{ m}^2.$$

**Remarque :**

- La surface totale du bâtiment :  $S_{BAT} = 186.93 \text{ m}^2$ .

Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{95.19}{186.93} = 0.51 \rightarrow 51\% \text{ de la surface de l'assise}$$

La surface totale des semelles représente 51% de la surface du bâtiment

**Conclusion :**

La surface totale de ces dernières dépasse 50% de la surface de la structure (l'assise)

Donc on opte pour un radier général qui offrira :

- Une facilité de coffrage.
- Une rapidité d'exécution.
- Prestera une grande rigidité.

**VI.4. Etude du radier général :**

Un 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 diminuée du poids propre du radier.

**VI.4.1. Pré dimensionnement du radier :****a) Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$ ).

**b) Selon la condition forfaitaire :****b.1) Sous voiles :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} ; h : \text{épaisseur du radier.}$$

$L_{\max}$  : distance entre deux voiles successifs.

$L_{\max} = 465 \text{ cm} \rightarrow 58 \text{ cm} \leq h \leq 93 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } \mathbf{h = 90 \text{ cm.}}$

**b.2) Sous poteaux :****- La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d > \frac{L_{\max}}{20}, \text{ avec un minimum de 25 cm.}$$

$$h_d > \frac{465}{20} = 23.25 \text{ cm. Soit } h_d = 30 \text{ cm.}$$

**- Nervure (poutre) :**

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_n > \frac{L_{\max}}{10} = \frac{465}{10} = 46.50 \text{ cm. Soit } h_n = 60 \text{ cm.}$$

**- Dalle flottante :**

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{40}$$

$$\frac{465}{50} \leq h_t \leq \frac{465}{40} \rightarrow 9.3 \text{ cm.} \leq h_t \leq 11.62 \text{ cm. Soit } h_t = 10 \text{ cm.}$$

**c) 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 :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

$L_e$  : Largeur du radier présentant une bande de 1 m.

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K = 40 \text{ MPa}$  pour un sol moyen.

$I$  : L'inertie de la section du radier (bande de 1m).

$E$  : Module de déformation longitudinale déferée  $E = 10818.86 \text{ MPa}$ .

$L_{\max}$  : Distance maximale entre deux voiles successifs, ou poteaux.

$$\text{D'ou: } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot 4.65\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0.947 \text{ m.}$$

D'après ces conditions de la vérification de la longueur élastique ; On opte pour **h = 100 cm**.

La nervure du radier doit avoir une largeur :

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n \rightarrow 40 \text{ cm} \leq b_n \leq 70 \text{ cm} \text{ Soit } \mathbf{b_n = 50 \text{ cm.}}$$

**Remarque :**

On adoptera pour une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

- La dalle : **h<sub>d</sub> = 30 cm.**
- La nervure :  $\begin{cases} \mathbf{h_n = 100 \text{ cm.}} \\ \mathbf{b_n = 50 \text{ cm.}} \end{cases}$
- La dalle flottante : **h<sub>t</sub> = 10 cm.**

**VI.4.2. Détermination des sollicitations :**

Déterminer à partir du logiciel ETABS :

Charge du bâtiment  $G_{\text{bat}} = 24853.22 \text{ KN}$ .

Charge d'exploitation  $Q = 5002.66 \text{ KN}$ .

**a) Combinaison d'actions :**

- À l'ELU :  $N_u = 1.35G + 1.5Q = 41055.837 \text{ KN}$ .
- À l'ELS :  $N_s = G + Q = 29855.88 \text{ KN}$ .

**VI.4.3. Détermination de la surface du radier :**

- À l'ELU :  $S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \cdot \sigma_{\text{sol}}} = \frac{41055.837}{1,33 \times 250} = 123.47 \text{ m}^2$ .
- À l'ELS :  $S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{29855.88}{250} = 119.42 \text{ m}^2$ .

D'où:  $S_{\text{bat}} > \max(S_1, S_2)$ .

$$S_{\text{bat}} = 186.93 \text{ m}^2 > S_{\text{radier}} = 123.47 \text{ m}^2.$$

**Remarque :**

Etant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord. Les règles du BAEL, nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm}.$$

On prend:  $L_{\text{déb}} = 50 \text{ cm}$ .

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}}$$

$$S_{\text{radier}} = 186.93 + (20.1 \times 0.5) \times 2 + (9.3 \times 0.5) \times 2 + (0.5 \times 0.5) \times 4 = 217.33 \text{ m}^2.$$

Donc on aura une surface totale du radier :  $S_{\text{radier}} = 217.33 \text{ m}^2$ .

**VI.4.4. Détermination des efforts à la base du radier :****a) Poids du radier :**

$G_{\text{rad}} = \text{Poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids de (t.v.o)} + \text{poids de la dalle flottante}$

$$\text{-Poids de la dalle} = h_d \times \rho_b \times S_{\text{radier}}$$

$$P_d = 0.3 \times 25 \times 217.33 = 1629.975 \text{ KN}.$$

$$\text{-Poids des nervures} = [b_n (h_n - h_d) (L_x \cdot n + L_y \cdot m)] \rho_b$$

$$P_n = [0.50 (1 - 0.3) (21.1 \times 6 + 1.3 \times 3)] 25 = 1378.125 \text{ KN}.$$

$$\text{-Poids du remblai} = [(S_{\text{radier}} - S_n) \times (h_n - h_d)] \rho_r$$

$$\text{Avec : } S_n = (L_x \cdot n + L_y \cdot m) h_n = (21.1 \times 6 + 10.3 \times 3) \times 1 \text{ m} = 157.5 \text{ m}^2.$$

$$P_r = [(217.33 - 157.5) \times (1 - 0.3)] \times 17 = 711.977 \text{ KN}.$$

$$\text{-Poids de la dalle flottante} = (S_{\text{radier}} - S_n) \times e_p \times \rho_b$$

$$P_f = (217.33 - 157.5) \times 0.1 \times 25 = 149.075 \text{ KN}.$$

Donc:  $G_{\text{rad}} = 3869.152 \text{ KN}.$

**b) Poids total de l'ouvrage :**

Poids du bâtiment :  $G_{bat} = 24853.22$  KN.

**- Charge permanente apportée sur le radier  $G_{tot}$ .**

$G_{tot} = G$  (superstructure) +  $G$  (infrastructure) = 28722.372 KN.

**- Charges d'exploitation totale  $Q_{tot}$ .**

$Q_{tot} = Q$  (Superstructure) +  $Q$  (infrastructure) = 5002.66 + (3.5 × 217.33) = 5763.315 KN.

**c) Combinaison d'actions :**

- A l'état limite ultime :  $N_u = 1.35G + 1.5Q = 47420.17$  KN.

- A l'état ultime de service :  $N_s = G + Q = 34485.687$  KN.

- A l'état sismique :  $N_a = G + 0.2Q = 29875.035$  KN.

**VI.4.5. Vérification :****VI.4.5.1. Vérification à la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa\right) = 2.5 \text{ MPa.}$$

$b = 100$  cm ;  $d = 0.9h_d = 0.9 \times 30 = 27$  cm.

$$T_u^{max} = q_u \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2}$$

$$T_u^{max} = \frac{47420.17 \times 1}{217.33} \times \frac{4.65}{2} = 507.3 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{507.3 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1.878 \text{ MPa.} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa. .... Condition vérifiée.}$$

**VI.4.5.2. Vérification de la stabilité du radier :****a) Calcul du centre de gravité du radier :**

$X_G = 10.55$  m ;  $Y_G = 5.15$  m.

Avec : Si : Aire du panneau considéré ;

$X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

**b) Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{h \times b^3}{12} = 1921.378 \text{ m}^4.$$

$$I_{yy} = \frac{b \times h^3}{12} = 8063.124 \text{ m}^4.$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)}h.$$

Avec :  $M_{j(K=0)}$  : Moment sismique à la base du bâtiment.

$T_{j(K=0)}$  : Effort tranchant à la base du bâtiment.

$I_{xi}, I_{yi}$  : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

$h$  : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :  $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$

Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{À l'ELU : } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33\sigma_{sol}$$

$$\text{À l'ELS : } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

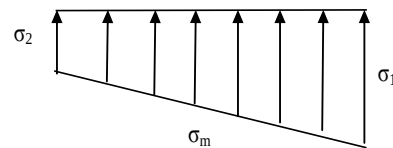


**Figure VI.2 : Diagramme des contraintes.**

**VI.4.5.3. Vérification des contraintes :****a) Vérification à l'ELU:****- Sens longitudinal x-x' :**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 47420.17 \text{ KN.}$$

$$M_{ox} = 29494.41 \text{ KN.m} ; T_{ox} = 1915.13 \text{ KN.}$$

$$M_x = M_{ox} + T_{ox} \cdot h = 29494.41 + 1915.13 \times 1 = 17346.8 \text{ KNm.}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_g = \frac{47420.17}{217.33} + \frac{31409.945}{8063.124} \times 10.55 = 259.29 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot Xg = \frac{47420.17}{217.33} - \frac{31409.904}{8063.124} \times 10.55 = 177.1 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{D'où: } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 238.74 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad \sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m \leq 1.33\sigma_{sol} = 332.5 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Sens transversal y-y' :

$$M_{oy} = 38640.663 \text{ KN.m} \quad ; \quad T_{oy} = 1447.48 \text{ KN.}$$

$$M_y = M_{oy} + T_{oy} \cdot h = 38640.663 + 1447.48 \times 1 = 40088.143 \text{ KNm.}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Yg = \frac{47420.17}{217.33} + \frac{4008.143}{1921.378} \times 5.15 = 325.64 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Yg = \frac{47420.17}{217.33} - \frac{40088.143}{1921.378} \times 5.15 = 110.74 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{D'où: } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 253.165 \text{ KN/m}^2. \quad ; \quad \sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m \leq 1.33\sigma_{sol} = 33.5 \text{ KN/m}^2. \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**b) Vérification à l'ELS :**

- Sens longitudinal x-x' :

$$M_x = M_{ox} + T_{ox} \cdot h = 29494.41 + 1915.13 \times 1 = 31409.54 \text{ KNm.}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot Xg = \frac{34485.687}{217.33} + \frac{3140.54}{8063.124} \times 10.55 = 199.775 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot Xg = \frac{34485.687}{217.33} - \frac{31409.54}{8063.124} \times 10.55 = 117.581 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{D'où: } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 179.226 \text{ KN/m}^2. \quad ; \quad \sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m \leq \sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2. \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Sens transversal y-y' :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_g = \frac{34485.687}{217.33} + \frac{40088.143}{1921.378} \times 5.15 = 266.129 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_g = \frac{34485.687}{217.33} - \frac{40088.143}{1921.378} \times 5.15 = 51.22 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{D'où: } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 212.40 \text{ KN/m}^2. \quad ; \quad \sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m \leq \sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2. \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### VI.4.5.4. Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non- soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$P \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S$$

Avec :

- P : Poids total à la base du radier, P = 24853.22 KN.
- F<sub>s</sub> : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement, F<sub>s</sub> = 1.5
- γ : poids volumique de l'eau (γ = 10 KN/m<sup>3</sup>).
- Z : profondeur de l'infrastructure (h = 1m).
- S : surface du radier, (S = 217.33 m<sup>2</sup>).

$$F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S = 1.5 \times 10 \times 1 \times 217.33 = 3259.95 \text{ KN.}$$

$$\text{Donc : } P = 24853.22 \text{ KN} > 3259.95 \text{ KN.} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

→ Pas de risque de soulèvement.

**VI.4.5.5. Vérification au poinçonnement (Art. A.5.2.42/BAEL91):**

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.07 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec:

- $N_u$  : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau.
- $\mu_c$  : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.
- $a$  : Epaisseur du voile ou du poteau.
- $b$  : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1 m).

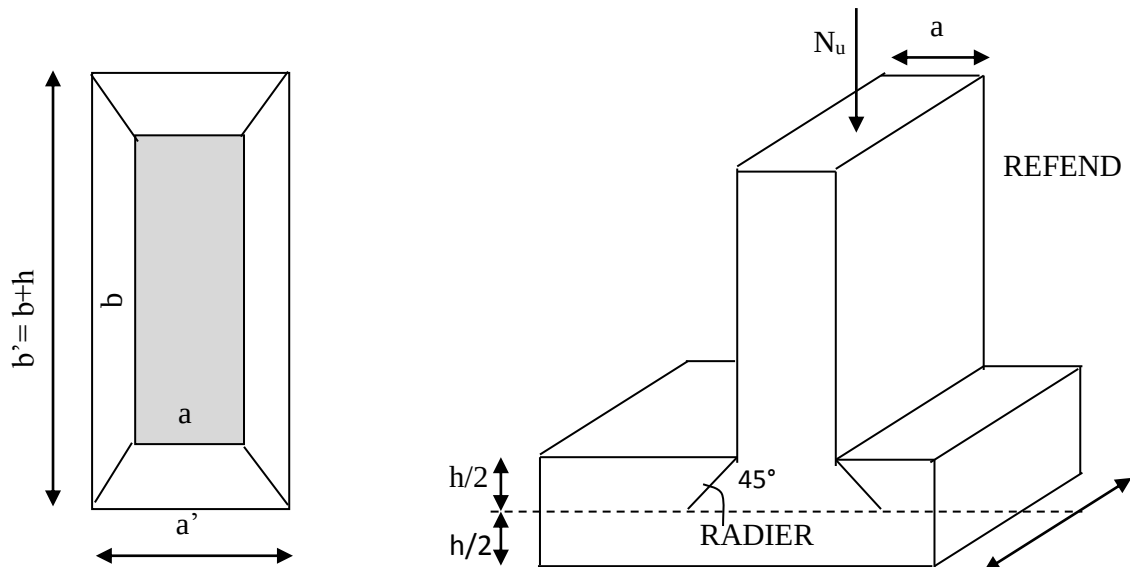


Figure VI.3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

**a) Calcul du périmètre utile  $\mu_c$  :****a.1) Poteaux :**

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2h) = 2 \times (0.45 + 0.45 + 2 \times 1) = 5.8 \text{ m.}$$

$$N_u = 1493.32 \text{ KN.}$$

$$N_u < \frac{0.07 \times 5.8 \times 1 \times 25000}{1.5} = 6766.67 \text{ KN.}$$

**a.2) Voile (pour une bonde de 1m) :**

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2h) = 2 \times (0.22 + 1 + 2 \times 1) = 6.44 \text{ m.}$$

$$N_u = 766.32 \text{ KN.}$$

$$N_u < \frac{0.07 \times 6.44 \times 1 \times 25000}{1.5} = 7513.33 \text{ KN.}$$

**a.3) Voile de la cage d'ascenseur :**

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2h) = 2 \times (0.22 + 1.70 + 2 \times 1) = 7.84 \text{ m.}$$

$$N_u = 717.48 \text{ KN.}$$

$$N_u < \frac{0.07 \times 7.84 \times 1 \times 25000}{1.5} = 9146.66 \text{ KN.}$$

**VI.4.5.6. Ferrailage du radier :**

Pour le calcul du ferrailage du radier qui est constitué de panneaux de dalles continues, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL91. Pour les dalles continues constituées de panneaux rectangulaires considérées comme encastres sur leurs bords, le calcul s'effectue par la méthode suivante :

**a) Panneaux encastres sur 4 appuis :**

On distingue deux cas :

**1<sup>er</sup> Cas : Si  $\alpha < 0.4$**  la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{0x} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{0y} = 0.$$

**2<sup>ème</sup> Cas : Si  $0.4 \leq \alpha \leq 1$**  les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée  $L_x$  :  $M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$ .
- Dans le sens de la grande portée  $L_y$  :  $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$ .

Les coefficients  $\mu_x, \mu_y$  sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y}; \quad L_x \leq L_y$$

**Remarque :**

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en œuvre, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en faisant les calculs sur le panneau le plus sollicité.

**b) Identification du panneau le plus sollicité :**

Dans notre cas c'est un panneau continu.

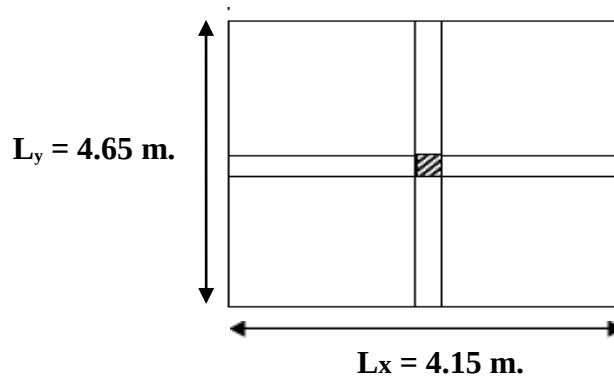


**Figure VI.4 : Identification du panneau le plus sollicité.**

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.

**- À l'ELU :**

$$q_u = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 253.165 - 1.35 \left( \frac{3869.152}{217.33} \right) = 229.13 \text{ KN/m}^2.$$

**- À l'ELS :**

$$q_s = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 179.226 - \frac{3869.152}{217.33} = 161.42 \text{ KN/m}^2.$$

**VI.4.5.7. Calcul à l'ELU :****a) Evaluation des moments  $M_x$ ,  $M_y$  :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.15}{4.65} = 0.89 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0468 \\ \mu_y = 0.759 \end{cases}$$

$0.4 \leq \rho \leq 1$  donc la dalle travaille dans les deux sens.

On obtient:  $M_x = 0.0468 \times 229.13 \times (4.15)^2 = 184.68 \text{ KN. m.}$

$$M_y = 0.479 \times 184.68 = 88.46 \text{ KN. m.}$$

**Remarque :**

- Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :
  - Moment en travée :  $0.75M_{ox}$  ou  $0.75M_{oy}$ .
  - Moment sur appuis :  $0.5M_{ox}$  ou  $0.5M_{oy}$ .
- Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assuré un encastrement partiel :
  - Moment en travée :  $0.85M_{ox}$  ou  $0.85M_{oy}$ .
  - Moment sur appui de rive :  $0.3M_{ox}$  ou  $0.3M_{oy}$ .
  - appui intermédiaire :  $0.5M_{ox}$  ou  $0.5M_{oy}$ .

**- Aux appuis intermédiaires :**

$$M_a^x = M_a^y = 0.5 M_x = 92.34 \text{ KNm.}$$

**- En travées :**

$$M_t^x = 0.75 M_x = 138.51 \text{ KNm.}$$

$$M_t^y = 0.75 M_y = 66.35 \text{ KNm.}$$

**b) Ferrailage dans le sens x-x' :****- Aux appuis intermédiaires :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}^x}{b.d^2f_{bc}} = \frac{92.34 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.089 < 0.392$$

Section simplement armée → Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.089 \rightarrow \beta_u = 0.954$$

$$A_{ua}^x = A_{ua}^y = \frac{M_{ua}^x}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{92.34 \times 10^3}{0.954 \times 27 \times 348} = 10.30 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Soit : **6HA16/ml = 12.06 cm<sup>2</sup>/ml.** Avec un espacement de **S<sub>T</sub> = 17 cm.**

**- En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}^x}{b.d^2f_{bc}} = \frac{138.51 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.134 < 0.392$$

Section simplement armée → Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.134 \rightarrow \beta_u = 0.928$$

$$A_{ut}^x = \frac{M_{ut}^x}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{138.51 \times 10^3}{0.928 \times 27 \times 348} = 15.89 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Soit : **6HA20/ml = 18.84 cm<sup>2</sup>/ml.** Avec un espacement de **S<sub>T</sub> = 17 cm.**

## c) Ferrailage dans le sens y-y' :

## - Aux appuis intermédiaires :

$$A_{ua}^y = 10.30 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Soit : **6HA16/ml = 12.06 cm<sup>2</sup>/ml**. Avec un espacement de **S<sub>T</sub> = 17 cm**.

## - En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}^y}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{66.35 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.0641 < 0.392$$

Section simplement armée. → Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.0641 \rightarrow \beta_u = 0.967$$

$$A_{ut}^y = \frac{M_{ut}^y}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{66.35 \times 10^3}{0.967 \times 27 \times 348} = 7.30 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Soit : **6HA14/ml = 9.23 cm<sup>2</sup>/ml**. Avec un espacement de **S<sub>T</sub> = 17 cm**.

## d) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3-\rho}{2} \quad \text{Avec : } \rho_0 = 0.0008 \text{ pour HA FeE400.}$$

$$A_{\min} = 0.0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3 - 0.89}{2} = 2.53 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\text{- Aux appuis : } \begin{cases} A_{ua}^x = 12.06 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.72 \text{ cm}^2 \\ A_{ua}^y = 12.06 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.72 \text{ cm}^2 \end{cases} \text{ .....Condition vérifiée.}$$

$$\text{- En travée : } \begin{cases} A_{ut}^x = 18.84 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.72 \text{ cm}^2 \\ A_{ut}^y = 9.23 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.72 \text{ cm}^2 \end{cases} \text{ .....Condition vérifiée.}$$

**e) Espacement (Art A8.2 242 BAEL91) :**

- Direction la plus sollicitée (sens x-x') :  $St = 17\text{cm} < \min(3h ; 33\text{ cm}) = 33\text{ cm}$ .

- Direction la moins sollicitée (sens y-y') :  $St = 17\text{ cm} < \min(4h ; 45\text{ cm}) = 45\text{ cm}$ .

**VI.4.5.8. Calcul à l'ELS :****a) Evaluation des moments  $M_x$ ,  $M_y$  :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.15}{4.65} = 0.89 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0539 \\ \mu_y = 0.832 \end{cases}$$

$0.4 \leq \rho \leq 1$ , donc la dalle travaille dans les deux sens.

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 \quad \text{et} \quad M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}.$$

$$\text{On obtient: } \begin{cases} M_x = 149.85 \text{ KN.m.} \\ M_y = 124.68 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

- Aux appuis intermédiaire :  $M_{as}^x = M_{as}^y = 0.5 M_x = 74.93 \text{ KNm}$ .

- En travée :  $\begin{cases} M_{ts}^x = 0.75 M_x = 112.39 \text{ KNm.} \\ M_{ts}^y = 0.75 M_y = 93.51 \text{ KNm.} \end{cases}$

**b) Vérification des contraintes dans le béton :**

- Sens longitudinal x-x' :

$$\sigma_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} ; \quad \sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

-Aux appuis :

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 12.06}{100 \times 27} = 0.447 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.898 \\ \frac{1}{k_1} = \frac{1}{34.02} = 0.029 \end{cases}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{M_{as}^x}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{74.93 \times 10^3}{0.898 \times 27 \times 12.06} = 256.25 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{bc} = 0.029 \times 256.25 = 7.43 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

-En travées :

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 18.84}{100 \times 27} = 0.690 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.879 \\ \frac{1}{k_1} = \frac{1}{26.32} = 0.0379 \end{cases}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{M_{ts}^x}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{112.39 \times 10^3}{0.879 \times 27 \times 18.84} = 251.36 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{bc} = 0.0379 \times 251.36 = 9.52 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Sens transversal y-y' :

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} ; \quad \sigma_{\text{bc}} = K \cdot \sigma_{\text{st}} \leq \overline{\sigma_{\text{bc}}} = 0.6 f_{\text{c28}} = 15 \text{ MPa.}$$

-Aux appuis :

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 12,06}{100 \cdot 27} = 0.447 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.898 \\ \frac{1}{k_1} = \frac{1}{34.02} = 0.029 \end{cases}$$

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{as}}^y}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{74.93 \cdot 10^3}{0.898 \times 27 \times 12.06} = 256.25 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{bc}} = 0.029 \times 256.25 = 7.43 \text{ MPa.} \leq \overline{\sigma_{\text{bc}}} = 15 \text{ MPa. ....Condition vérifiée.}$$

-En travées :

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 9.23}{100 \times 27} = 0.342 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.909 \\ \frac{1}{k_1} = \frac{1}{39.95} = 0.025 \end{cases}$$

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{ts}}^y}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{93.51 \times 10^3}{0.909 \times 27 \times 9.23} = 412.79 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{\text{bc}} = 0.025 \times 412.79 = 10.32 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{\text{bc}}} = 15 \text{ MPa..... Condition vérifiée.}$$

#### VI.5. Ferrailage des débords :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie Figure VII.3.

Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.

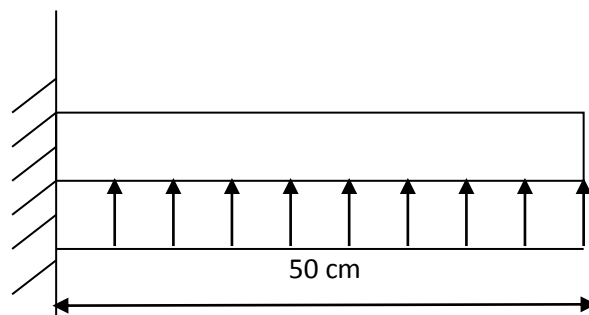


Figure VI.5 : Schéma statique du débord.

**VI.5.1. Sollicitation de calcul :**

- À l'ELU:  $q_u = 229.13 \text{ KN/ml}$ .

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{2} = \frac{229.13 \times (0.50)^2}{2} = 28.64 \text{ KNm}.$$

- À l'ELS:  $q_s = 161.42 \text{ KN/ml}$ .

$$M_s = \frac{q_s \cdot l^2}{2} = \frac{161.42 \times (0.50)^2}{2} = 20.18 \text{ KNm}.$$

**2) Calcul des armatures :**

$$b = 1 \text{ m} ; d = 27 \text{ cm} ; f_{bc} = 14.2 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}.$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{28.64 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.028$$

$$\text{Si } \mu < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{Section simplement armée (As' = 0)}.$$

$$\mu = 0.028 \rightarrow \beta = 0.986$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{28.64 \times 10^3}{0.986 \times 27 \times 348} = 3.09 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Soit : **5HA12/ml = 5.65 cm<sup>2</sup>/ml**. Avec un espacement de **S<sub>T</sub> = 22 cm**.

**VI.5.2. Vérification à l'ELU:**

$$A_{\min} = 0.23 b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 30 \times \frac{2.1}{400} = 3.62 \text{ cm}^2.$$

$$A_u = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} 3.62 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**a) Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2. \text{ On prend } \mathbf{3HA10 = 2.53 \text{ cm}^2}. \text{ Avec un espacement de } \mathbf{20 \text{ cm}}.$$

**VI.5.3. Vérification à l'ELS :****a) La contrainte dans l'acier :**

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 27} = 0.211 \rightarrow \beta_1 = 0.926$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{20.18 \times 10^3}{0.926 \times 27 \times 5.65} = 142.86 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_s = 142.86 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**b) La contrainte dans le béton :**

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 27} = 0.211 \rightarrow \alpha_1 = 0.222$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{15} \times \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = 0.019 \sigma_s$$

$$\sigma_b = 2.71 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa. ....Condition vérifiée.}$$

**Conclusion :**

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord.

Le ferrailage du débord sera en continuité avec de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

**VI.5.4. Ferrailage de la nervure :**

- La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.
- Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens.

**$h_n = 100 \text{ cm.}$**  ..... hauteur de la Nervure.

**$h_d = 30 \text{ cm.}$**  ..... hauteur de la dalle.

**$b_n = 45 \text{ cm.}$** .....largeur de la nervure.

.Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

**VI.5.4.1. Détermination des sollicitations :**

- Sens longitudinal x-x' :

À -ELU :  **$q_u = 229.13 \text{ KN/ml.}$**

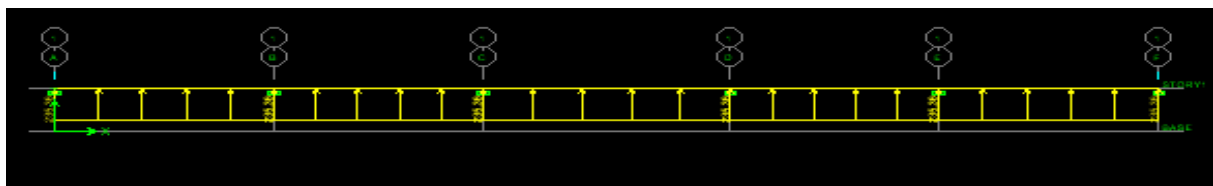


**Figure VI.6 : Le chargement de la nervure suivant x-x' à l'ELU (KN/m).**



**Figure VI.7 : Diagramme des moments fléchissant suivant x-x' à l'ELU (KN.m).**

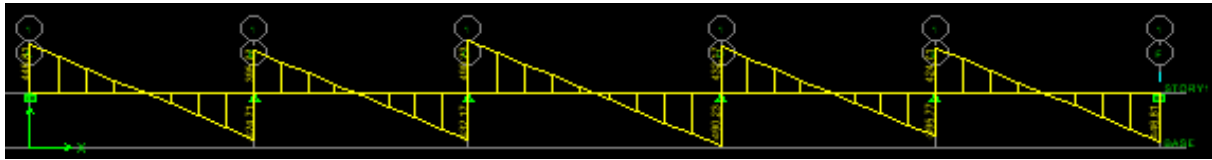


Figure VI.8 : Diagramme des efforts tranchants suivant x-x' à l'ELU (KN).

le ferrailage se fera avec le moment max aux appuis et en travées dans le sens longitudinal et transversal.

**a) Calcul des armatures :**

$$M_t^{\max} = -251.82 \text{ KNm.}$$

$$M_a^{\max} = 382.88 \text{ KNm.}$$

$$b = 45 \text{ cm ; } h = 100 \text{ cm ; } d = 97.5 \text{ cm ; } f_{bc} = 14.2 \text{ MPa et } \sigma_{st} = 348 \text{ MPa.}$$

**- Aux appuis :**

$$M_a^{\max} = 328.88 \text{ KNm.}$$

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{382.88 \times 10^3}{45 \times (97.5)^2 \times 14.2} = 0.0630$$

$$\mu = 0.0630 \rightarrow \beta = 0.967$$

$$A_{ua} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{382.88 \cdot 10^3}{0.967 \times 97.5 \times 348} = 11.67 \text{ cm}^2.$$

Soit : **4HA20 = 12.56 cm<sup>2</sup>**. Avec un espacement de **S<sub>T</sub> = 10 cm**.

**- En travée :**

$$M_t^{\max} = 251.82 \text{ KNm.}$$

$$\mu_u = \frac{M_t^{\max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{251.82 \times 10^3}{45(97.5)^2 \times 14.2} = 0.0410$$

$$\mu = 0.0410 \rightarrow \beta = 0.979$$

$$A_{ua} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{251.82 \times 10^3}{0.979 \times 97.5 \times 348} = 7.95 \text{ cm}^2.$$

Soit : **4HA16 = 8.04 cm<sup>2</sup>**. Avec un espacement de **S<sub>T</sub> = 10 cm**.

À-ELS :  $q_s = 161.42 \text{ KN/ml}$ .

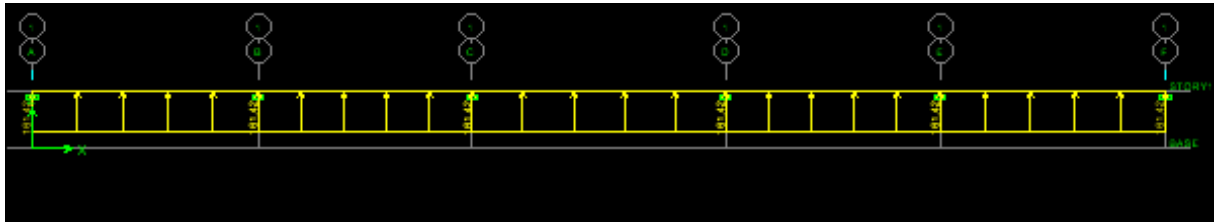


Figure VI.9 : Le chargement de la nervure suivant x-x' à l'ELS (KN/m).



Figure VI.10 : Diagramme des moments fléchissant suivant x-x' à l'ELS (KN /m).

#### b) Vérification à l'ELS :

##### - Aux appuis :

$$M_a^{\max} = 226.67 \text{ KNm.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 12.56}{45 \times 97.5} = 0.286 \rightarrow \beta_1 = 0.915 ; K_1 = 43.82$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{226.67 \times 10^3}{0.915 \times 97.5 \times 12.56} = 202.29 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{202.92}{43.82} = 4.62 \text{ MPa} \geq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa. ....Condition vérifiée.}$$

##### - En travée :

$$M_t^{\max} = -148.75 \text{ KNm.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 8.04}{45 \times 97.5} = 0.183 \rightarrow \beta_1 = 0.931 ; K_1 = 57.46$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{148.75 \times 10^3}{0.931 \times 97.5 \times 8.04} = 203.82 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{203.82}{57.46} = 3.55 \text{ MPa} \geq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa. ....Condition vérifiée.}$$

| $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$ avec : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 . d . A_{st}}$ ; $\rho_1 = \frac{100 . A_s}{b . d}$ ; $\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$ |        |                           |        |          |           |                |               |                     |            |                  |     |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------|---------------------------|--------|----------|-----------|----------------|---------------|---------------------|------------|------------------|-----|
| Sens                                                                                                                                                                                                   | zone   | Aad<br>(cm <sup>2</sup> ) | Ms     | $\rho_1$ | $\beta_1$ | K <sub>1</sub> | $\sigma_{st}$ | $\bar{\sigma}_{st}$ | $\sigma_b$ | $\bar{\sigma}_b$ | Obs |
| x-x'                                                                                                                                                                                                   | Travée | 8.04                      | 148.75 | 0.183    | 0.931     | 57.46          | 203.82        | 348                 | 3.55       | 15               | CV  |
|                                                                                                                                                                                                        | Appuis | 12.56                     | 226.67 | 0.286    | 0.915     | 43.82          | 202.29        | 348                 | 4.62       | 15               | CV  |

Tableau VI.4 : Vérification des contraintes suivant x-x' à l'ELS.

- Sens transversal y-y' :

À-ELU :  $q_u = 229.13 \text{ KN/ml}$ .

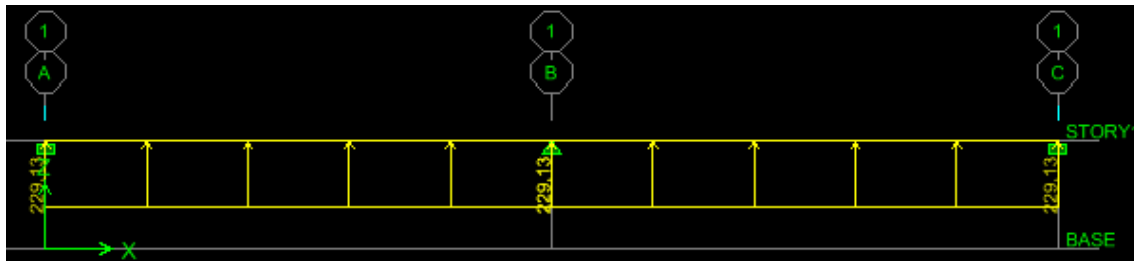


Figure VI.11 : Le chargement de la nervure suivant y-y' à ELU (KN/m).

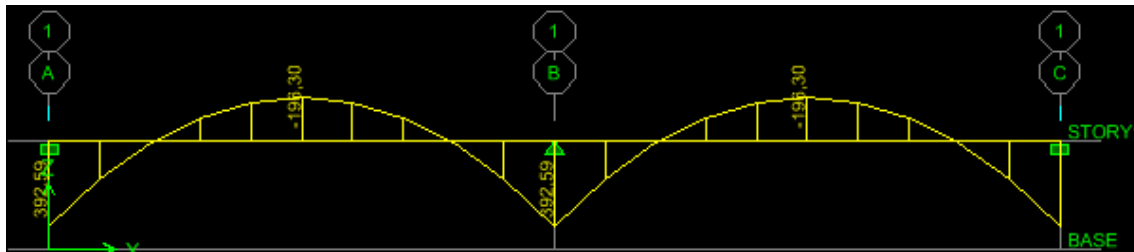


Figure VI.12 : Diagramme des moments fléchissant suivant y-y' à l'ELU (KN.m).

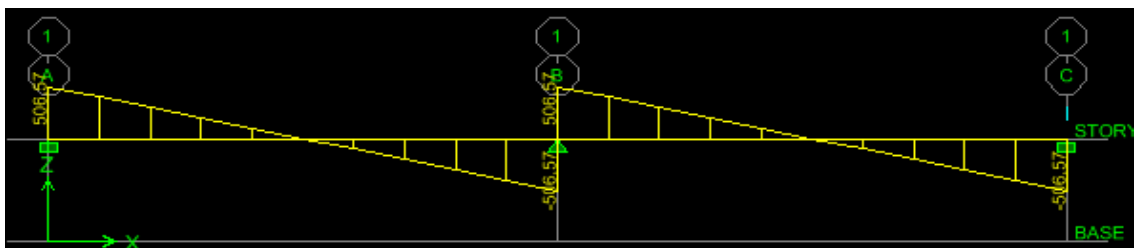


Figure VI.13 : Diagramme des efforts tranchants suivant y-y' à l'ELU (KN).

**a) Calcul des armatures :**

$$M_t^{\max} = -296.30 \text{ KNm}$$

$$M_a^{\max} = 392.59 \text{ KNm}$$

$$b = 45 \text{ cm}; \quad h = 100 \text{ cm}; \quad d = 97.5 \text{ cm}; \quad f_{bc} = 14.2 \text{ MPa. et } \sigma_s = 348 \text{ MPa.}$$

**- Aux appuis :**

$$M_a^{\max} = 392.59 \text{ KNm.}$$

$$\mu_u = \frac{M_a^{\max}}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{392.59 \times 10^3}{45 \times (97.5)^2 \cdot 14.2} = 0.0646$$

$$\mu = 0.0646 \rightarrow \beta = 0.966$$

$$A_{ua} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{392.59 \times 10^3}{0.966 \times 97.5 \times 348} = 11.98 \text{ cm}^2.$$

Soit : **4HA20 = 12.56 cm<sup>2</sup>**. Avec un espacement de **S<sub>T</sub> = 10 cm**.

**- En travée :**

$$M_t^{\max} = -196.30 \text{ KNm.}$$

$$\mu_u = \frac{M_t^{\max}}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{196.30 \times 10^3}{45 \times (97.5)^2 \cdot 14.2} = 0.0323$$

$$\mu = 0.0323 \rightarrow \beta = 0.984$$

$$A_{ua} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{196.30 \times 10^3}{0.984 \times 97.5 \times 348} = 6.88 \text{ cm}^2.$$

Soit : **4HA16 = 8.04 cm<sup>2</sup>**. Avec un espacement de **S<sub>T</sub> = 10 cm**.

À-ELS :  $q_s = 161.42 \text{ KN/ml}$ .

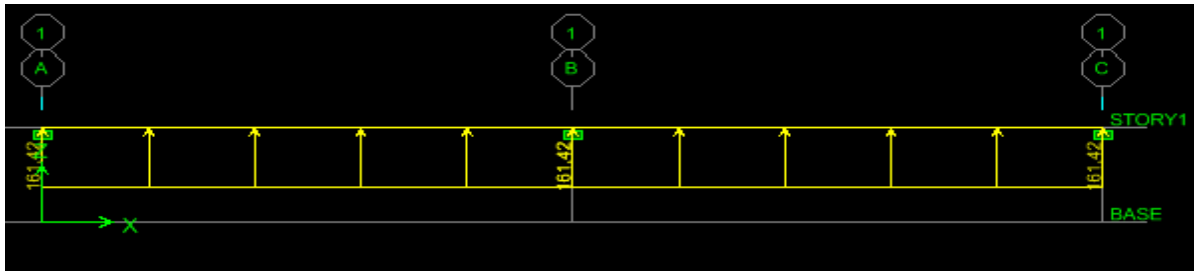


Figure VI.14 : Le chargement de la nervure suivant y-y' à ELS (KN/m).

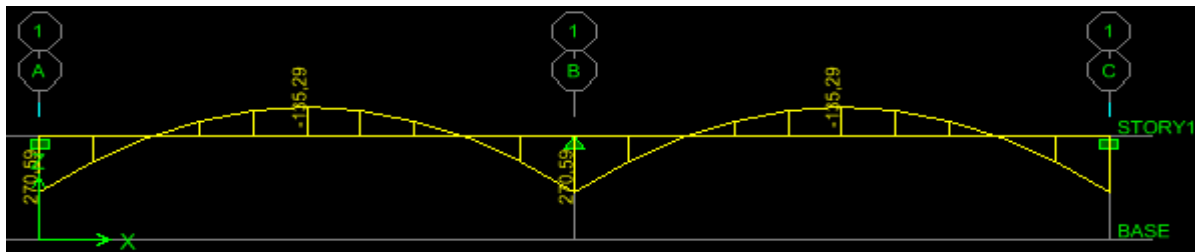


Figure VI.15 : Diagramme des moments fléchissant suivant y-y' à l'ELS (KN.m).

#### a) Vérification à l'ELS :

##### - Aux appuis :

$$M_a^{\max} = 270.59 \text{ KNm.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 12.56}{45 \times 97.5} = 0.286 \rightarrow \beta_1 = 0.915 ; K_1 = 43.82$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{270.59 \times 10^3}{0.915 \times 97.5 \times 12.56} = 241.49 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{241.49}{43.82} = 5.51 \text{ MPa} \geq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa. ....Condition vérifiée.}$$

##### - En travée :

$$M_t^{\max} = -185.29 \text{ KNm.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 8.04}{45 \times 97.5} = 0.183 \rightarrow \beta_1 = 0.931; K_1 = 57.46$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{185.29 \times 10^3}{0.931 \times 97.5 \times 8.04} = 236.37 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{236.37}{57.46} = 4.11 \text{ MPa} \geq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa. ....Condition vérifiée.}$$

| $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$ avec : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$ ; $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$ ; $\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$ |        |                       |        |          |           |                |               |                     |            |                  |     |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------|-----------------------|--------|----------|-----------|----------------|---------------|---------------------|------------|------------------|-----|
| Sens                                                                                                                                                                                                                   | zone   | As (cm <sup>2</sup> ) | Ms     | $\rho_1$ | $\beta_1$ | K <sub>1</sub> | $\sigma_{st}$ | $\bar{\sigma}_{st}$ | $\sigma_b$ | $\bar{\sigma}_b$ | Obs |
| x-x'                                                                                                                                                                                                                   | Travée | 8.04                  | 185.29 | 0.183    | 0.931     | 57.46          | 236.37        | 348                 | 4.11       | 15               | CV  |
|                                                                                                                                                                                                                        | Appuis | 12.56                 | 270.59 | 0.286    | 0.915     | 43.82          | 241.49        | 348                 | 5.51       | 15               | CV  |

Tableau VI.5: Vérification des contraintes suivant y-y' à l'ELS.

**c) Armature de peau : (BAEL 91/ Art A.5.1,22 modifié 99).**

Des armatures dénommées ' Armature de peau 'sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre de grande hauteur, leurs sections est d'au moins 3 cm<sup>2</sup> par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement a leurs directions

D'où :  $A_{\text{peau}} = 2HA14 = 3.08 \text{ cm}^2$ .

**VI.5.4.2. Vérification à l'ELU :**

**a) Diamètre minimal des armatures transversales :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 45 = 2.7 \text{ cm}^2.$$

$$\varnothing_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; 12 \text{ mm} \right\} = \min \left\{ \frac{1000}{35} ; \frac{450}{10} ; 12 \text{ mm} \right\} \rightarrow \varnothing_t \leq 12 \text{ mm}.$$

**Soit :  $\varnothing_t = 10 \text{ mm}$ .**

Alors :  $A_t = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$  (2 cadres).

**c) Espacement des armatures :**

**- en zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\varnothing \right\} = \min \{ 25 \text{ cm} ; 19.2 \text{ cm} \} \rightarrow \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}.$$

**- en zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 50 \text{ cm}. \rightarrow \text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}.$$

**d) Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 45 \times 97.5 \times 2.1}{400} = 5.30 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

**f) Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b.d} \leq \overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right\} = 2.5 \text{ MPA.}$$

Avec :

$$T_{u\max} = 490.23 \text{ KN. Dans le sens x-x'.$$

$$T_{u\max} = 506.57 \text{ KN. Dans le sens y-y'.$$

**- Sens longitudinal x-x' :**

$$\tau_u = \frac{490.23 \times 10^3}{450 \times 975} = 1.12 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa.} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**- Sens transversal y-y' :**

$$\tau_u = \frac{506.57 \times 10^3}{450 \times 975} = 1.15 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa.} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

## VII. Mur plaque :

### VII.1 Introduction :

Le mur plaque est prévu sur le coté amant de la structure pour reprendre les poussées des terres ainsi que les charges d'exploitation. Sa hauteur est de **4.30 m** et une épaisseur minimale exigée par le RPA 99 qui doit  $\geq 15$  cm (**Art 10.1.2**). On optera pour notre cas à une épaisseur de 22 cm. Son calcul est indépendant des autres éléments de la construction.

Le voile plaque est réalisé en béton armé, celui-ci est revêtu d'une couche de bitume et aussi un joint de 1 cm d'épaisseur de polystyrène le séparant des poteaux.

### VII.2 Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol :

- Surcharge éventuelle:  $q = 10 \text{ kN/m}^2$ .
- Poids volumique des terres :  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ .
- Angle de frottement :  $\phi = 30^\circ$ .
- Cohésion :  $c = 0$ .
- La contrainte de Sol :  $\sigma_{\text{sol}} = 2.5 \text{ bar}$ .

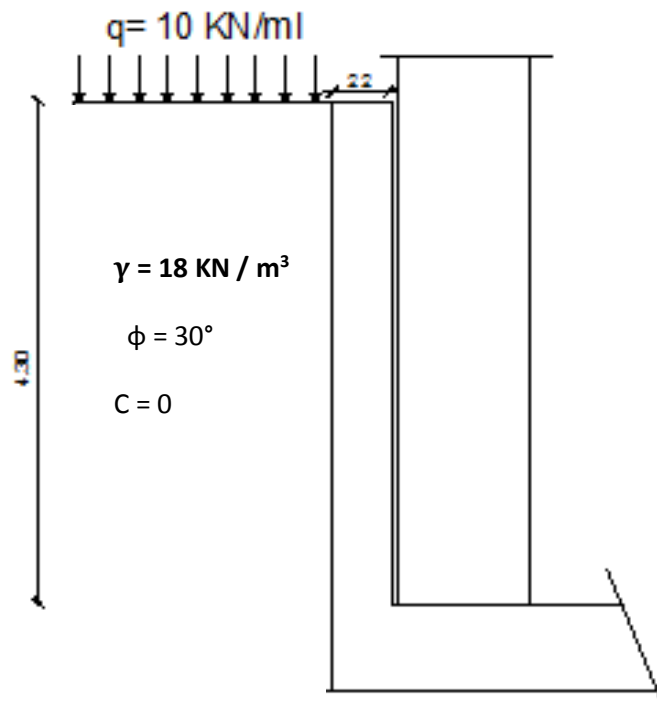


Figure VII.1 : Schéma statique du Mur plaque

**VII.3 Contrainte de sollicitations :**

En utilisant la méthode de RANKINE, on détermine les contraintes qui s'exercent sur la face du mur plaque. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur à l'état de repos qui est le cas le plus défavorable.

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont :  $\sigma_h$  et  $\sigma_v$

$\sigma_h$  : Contrainte horizontale.

$\sigma_v$  : Contrainte verticale.

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v$$

Avec :  $K_0$  : coefficient de poussée des terres.

$\varphi$  : Angle de frottement interne.

Donc :

$$K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 30^\circ = 0.5$$

**VII.4 Calcul des sollicitations :**

$$0 < h < H \rightarrow 0 \text{ m} < h < 4.30 \text{ m.}$$

**a) à ELU :**

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0 (1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q).$$

$$\text{Pour : } \begin{cases} h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{h1} = 0.5 (1.5 \times 10) = 7.5 \text{ KN/m}^2. \\ h = 4.3 \text{ m} \rightarrow \sigma_{h2} = 0.5 (1.35 \times 18 \times 4.3 + 1.5 \times 10) = 59.74 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

**b) à ELS :**

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0 (q + \gamma \times h).$$

$$\text{Pour : } \begin{cases} h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{h1} = 0.5 \times 10 = 5 \text{ KN/m}^2. \\ h = 4.3 \text{ m} \rightarrow \sigma_{h2} = 0.5 (10 + 18 \times 4.3) = 43.7 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

### VII.5 Diagramme des contraintes exercées sur le mur plaque en KN/m<sup>2</sup> :

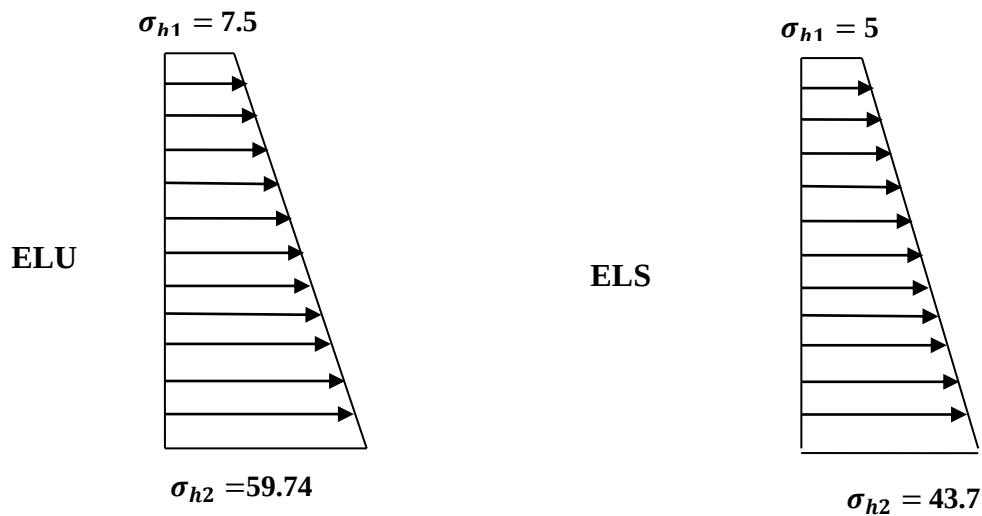


Figure VII.2 : Contraintes exercées sur le mur plaque en (KN/m<sup>2</sup>).

### VII.6 Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 ml :

$$\text{à ELU : } q_u = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{(3 \times 59.74) + 7.5}{4} = 46.68 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{à ELS : } q_s = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{(3 \times 43.7) + 5}{4} = 34.02 \text{ kN/ml.}$$

### VII.7 Ferrailage du mur plaque :

#### a) Méthode de calcul :

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées au niveau des fondations et simplement appuyées au niveau des poteaux et des poutres.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement.

Partiel, et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants :

- **Moment en travée : 0.75**
- **Appuis intermédiaire : 0.5**

**b) Identification de panneau :**

$$L_y = 4.5 \text{ m} \text{ et } L_x = 4.3 \text{ m.}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.3 \text{ m}}{4.5 \text{ m}} = 0.95 \quad \text{donc :} \quad 0.4 \leq \rho = 0.9 \leq 1.$$

Donc le panneau travaille dans les deux sens.

Avec :  $\nu = 0$ .

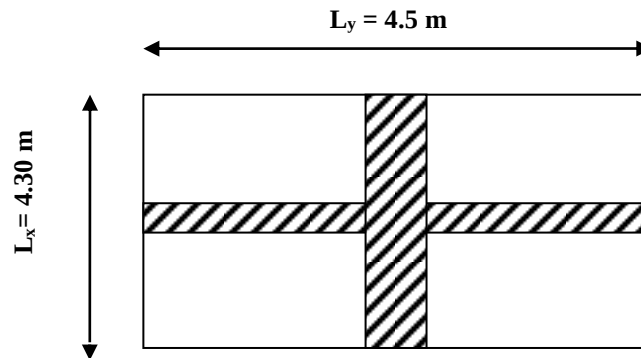


**Figure VII.3 : Identification du panneau le plus sollicité.**

**c) Calcul à l'ELU :**

$$\rho = 0.9 \rightarrow \mu_x = 0.0410 \text{ et } \mu_y = 0.888$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0.0410 \times 43.7 \times 4.3^2 = 33.13 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.888 \times 33.13 = 29.41 \text{ KN.m}$$

**d) Correction des moments :**

- **Sens x-x' :**

$$M_a = -0.5 \times 33.13 = -16.56 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 0.75 \times 33.13 = 24.84 \text{ KN.m.}$$

- **Sens y-y' :**

$$M_a = -0.5 \times 29.41 = -14.705 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 0.75 \times 29.41 = 22.057 \text{ KN.m.}$$

e) Ferrailage du mur plaque :

| Sens  | Zone   | $M_u$<br>(KN.m) | $\mu_u$ | $\beta$ | section | A<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{min}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> ) | $S_t$<br>(cm) | e<br>(cm) |
|-------|--------|-----------------|---------|---------|---------|-------------------------|---------------------------------|----------------------------------|---------------|-----------|
| x -x' | appuis | 16.56           | 0.030   | 0.985   | SSA     | 2.57                    | 2.2                             | 5HA12 = 5.65                     | 20            | 22        |
|       | travée | 24.84           | 0.047   | 0.975   | SSA     | 3.89                    | 2.2                             | 5HA14 = 7.70                     | 20            | 22        |
| y-y'  | appuis | 14.705          | 0.026   | 0.987   | SSA     | 2.01                    | 2.2                             | 5HA12 = 5.61                     | 20            | 22        |
|       | travée | 22.057          | 0.037   | 0.980   | SSA     | 3.01                    | 2.2                             | 5HA14 = 7.70                     | 20            | 22        |

Tableau VII.1: Ferrailage du mur plaque.

f) Recommandations du RPA :

Le mur plaque doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical).
- $A \geq 0.001 b h = 0.001 \times 100 \times 22 = 2.2 \text{ cm}^2$
- Les deux nappes sont reliées par des épingles/m<sup>2</sup> en HA8.

VII.8 Vérification à l'ELS :

a) Calcul à l'ELS :

$$\rho = 0.95 \rightarrow \mu_x = 0.0483 \text{ et } \mu_y = 0.923$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0.0483 \times 34.02 \times 4.3^2 = 30.38 \text{ KN.m.}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.923 \times 30.38 = 28.04 \text{ KN.m.}$$

b) Correction des moments :

- Sens x-x' :

$$M_a = -0.5 \times 30.38 = -15.19 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 0.75 \times 30.38 = 22.8 \text{ KN.m.}$$

- Sens y-y' :

$$M_a = - 0.5 \times 28.04 = - 14.02 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 0.75 \times 28.04 = 21.03 \text{ KN.m.}$$

**c) Vérification des contraintes :**

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

**c.1) Dans les aciers :**

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = 201.63 \text{ Mpa.}$$

**c.2) Dans le béton :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ .

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 . d . A_{st}} \quad \rho_1 = \frac{100 . A_s}{b . d} \quad \text{et} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

| Sens | Zone   | As<br>(cm <sup>2</sup> ) | Ms<br>(KN.m) | $\rho_1$ | $\beta$ | K <sub>1</sub> | $\sigma_{st}$<br>(MPa) | $\bar{\sigma}_{st}$<br>(MPa) | $\sigma_b$<br>(MPa) | $\bar{\sigma}_b$<br>(MP) | Obs |
|------|--------|--------------------------|--------------|----------|---------|----------------|------------------------|------------------------------|---------------------|--------------------------|-----|
| x-x' | Appuis | 5.65                     | 15.19        | 0.290    | 0.915   | 43.82          | 150.67                 | 201.63                       | 3.44                | 15                       | CV  |
|      | Travée | 7.7                      | 22.8         | 0.394    | 0.903   | 36.55          | 168.16                 | 201.63                       | 4.60                | 15                       | CV  |
| y-y' | Appuis | 5.65                     | 14.02        | 0.290    | 0.915   | 43.82          | 139.07                 | 201.63                       | 3.17                | 15                       | CV  |
|      | Travée | 7.7                      | 21.03        | 0.394    | 0.903   | 36.55          | 155.11                 | 201.63                       | 4.24                | 15                       | CV  |

**Tableau VII.2: vérification des contraintes a ELS.**

**Résultats:**

L'épaisseur du Mur plaque est de **22cm**.

**d) Le ferrailage du Mur plaque est comme suit :****Sens x-x' :**

- **En travée : 5HA14/ml.** Avec un espacement de  $S_T = 20 \text{ cm}$ .
- **Aux appuis : 5HA12/ml.** Avec un espacement de  $S_T = 20 \text{ cm}$ .

**Sens y-y' :**

- **En travée : 5HA14/ml.** Avec un espacement de  $S_T = 20 \text{ cm}$ .
- **Aux appuis : 5HA12/ml.** Avec un espacement de  $S_T = 20 \text{ cm}$ .

## **CHAPITRE V FERRAILLAGES DES ELEMENTS DE LA SUPERSTRUCTURE**

### **V. Introduction :**

Ce chapitre est l'objectif principal de toute notre étude et dans lequel nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaires dans chaque élément sous la sollicitation la plus défavorable.

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont, les poteaux soumis à la flexion composée dans les deux plans, les poutres soumises à la flexion simple dans un plan, et les voiles soumis à la flexion composée dans un seul plan.

### **V.1 Les poteaux :**

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens, en tenant compte des combinaisons suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{ll} 1.35 G + 1.5 Q & \text{ELU.} \\ G + Q & \text{ELS.} \\ G + Q \pm E_{x/y} & 5.1 \text{ RPA 2003.} \\ 0.8 G \pm E_{x/y} & 5.2 \text{ RPA 2003.} \end{array} \right.$$

Le calcul du ferrailage se fera en flexion composée à l'ELU en tenant compte des sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal et moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort correspondant.

### **Recommandation du RPA 99/Version 2003 :**

#### **V.1.1. Armatures longitudinales :**

D'après le RPA99/version 2003 (Art 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité à :

- Le pourcentage minimal est de 0.8% de la section du poteau.
- Le pourcentage maximal est de 4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement.

| Section des poteaux (cm <sup>2</sup> ) | %Minimal d'armatures<br>$A_{\min} = 0.8\% \cdot bh$<br>(cm <sup>2</sup> ) | % maximal d'armatures                                            |                                                                         |
|----------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------|
|                                        |                                                                           | Zone courante<br>$A_{\max} = 4\% \cdot bh$<br>(cm <sup>2</sup> ) | Zone de recouvrement<br>$A_{\max} = 6\% \cdot bh$<br>(cm <sup>2</sup> ) |
| 45×45                                  | 16.2                                                                      | 81                                                               | 121.5                                                                   |
| 40×40                                  | 12.8                                                                      | 64                                                               | 96                                                                      |
| 35×35                                  | 9.8                                                                       | 49                                                               | 73.5                                                                    |
| 30×30                                  | 7.2                                                                       | 36                                                               | 54                                                                      |

**Tableau V.1.1 : Sections d'acier minimales et maximales recommandées par le RPA.**

## **CHAPITRE V FERRAILLAGES DES ELEMENTS DE LA SUPERSTRUCTURE**

### **V.1.2. Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule (art 7.4.2.2) :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

- $V_u$  : Effort tranchant de calcul.
- $h_1$  : Hauteur totale de la section brute.
- $f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- $\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

Il est pris égal à :

$$\begin{cases} \rho_a = 2.5 & \text{si l'élanement géométrique dans la direction considérée est } \lambda_g \geq 5. \\ \rho_a = 3.75 & \text{si l'élanement géométrique dans la direction considérée est } \lambda_g \leq 5. \end{cases}$$

$$\lambda_g : \text{Élanement géométrique de poteau } \lambda_g = \left( \frac{l_f}{i} \right) \Rightarrow i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{\frac{bh^3}{12}}{bh}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

Avec :

$l_f$  : Longueur de flambement du poteau  $l_f = 0.7L_0$

$S_t$  : Espacement des armatures transversales, la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit:

- Dans la zone nodale :  $S_t \leq \min(10\phi; 15 \text{ cm})$  en zone IIa.
- Dans la zone courante :  $S_t \leq \min(15\phi)$  en zone IIa.
- $\phi$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10 \phi$  minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ( $\phi_{\text{cheminées}} > 12\text{cm}$ ) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

### **V.1.3. La quantité d'armatures transversales minimale :**

$\frac{A_t}{S_t \times b_1}$  en % est donnée comme suite :

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.3 \% \\ \lambda_g \leq 3 \rightarrow 0.8 \% \\ 3 < \lambda_g < 5 \rightarrow \text{interpolation entre les valeurs limites précédentes.} \end{cases}$$

## CHAPITRE V FERRAILLAGES DES ELEMENTS DE LA SUPERSTRUCTURE

### V.1.4. Calcul de la section d'armature donné à l'ELU dans la situation durable et accidentelle :

Chaque poteau est soumis à un effort normal  $N$  (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant  $M$ , ce qui nous conduit à étudier les cas suivants :

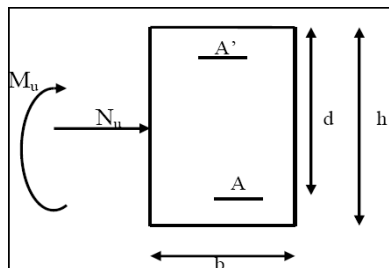
- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).
- Section partiellement tendue (SPT).

### V.1.5. Exposé de la méthode de calcul à l'ELU :

Chaque poteau est soumis à un effort normal  $N$  (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant  $M$ , ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

Calcul du centre de pression :  $e = \frac{M_u}{N_u}$



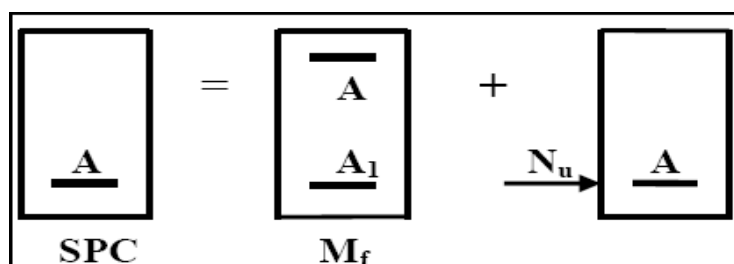
#### a) Section partiellement comprimée (SPC) :

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

- $e_u > (\frac{h}{2} - c)$ .
- $N_u (d - c) M_f \leq (0.337h - 0.81) b h^2 f_{bu}$ .

Avec :

$M_f$  : Moment fictif.                      et                       $M_f = M_u + N_u (\frac{h}{2} - c)$ .



## CHAPITRE V FERRAILLAGES DES ELEMENTS DE LA SUPERSTRUCTURE

### a.1) Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}}$$

- si  $\mu \leq \mu_l = 0.392$ ..... la section est simplement armée (SSA).

$$\mu \xrightarrow{\text{tableau}} \beta$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

La section réelle d'armature est  $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

Si  $\mu > \mu_l = 0.392$ ..... La section est doublement armée (SDA).

Et on calcul :

$$M_l = \mu \times b \times d^2 \times f_{bu}.$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

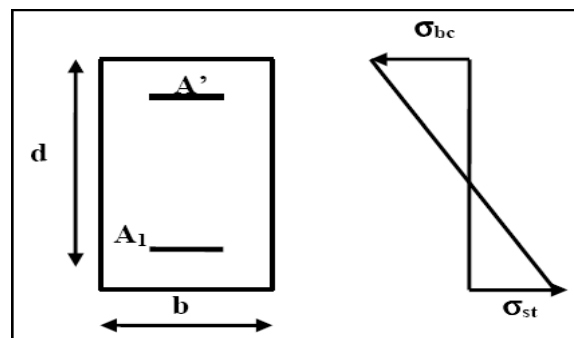
$$A_1 = \frac{M_f}{\beta_r \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c) \times \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

**M<sub>r</sub>** : Moment ultime pour une section simplement armée.

La section réelle d'armature ;  $A_s = A' ; A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$



## **CHAPITRE V FERRAILLAGES DES ELEMENTS DE LA SUPERSTRUCTURE**

### **b) Section entièrement comprimée (SEC) :**

- $e_u \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$ .
- $N_u(d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c') bh f_{bu}$ .

Deux cas peuvent se présenter :

Si :  $N_u(d - c') - M_f < (0.5 - c') bh f_{bu}$ .

Les sections d'armatures sont :

$$A' = \frac{N - \psi bh f_{bu}}{\sigma_s} \quad \text{et} \quad A = 0.$$

Avec :

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{bh^2 f_{bu}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

Si :  $N_u(d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bu}$ .

Les sections d'armatures sont :

$$A' = \frac{M_f - bh f_{bc} (d - 0.5h)}{\sigma_s (d - c')}$$

$$A = \frac{M_f - bh f_{bc}}{\sigma_s} - A'$$

### **Remarque :**

Si :  $e = \frac{M_u}{N_u} = 0$  (excentricité nulle  $\rightarrow$  compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera :

$$A = \frac{N_u - B f_{bu}}{\sigma_s}$$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier.

## **CHAPITRE V FERRAILLAGES DES ELEMENTS DE LA SUPERSTRUCTURE**

### **V.1.6. Calcul du ferrailage des poteaux :**

Les résultats des efforts internes des poteaux pour toutes les combinaisons sont donnés par le logiciel ETABS et leurs ferrailage se fait par un calcul manuel ou automatique à l'aide du logiciel SOCOTEC.

#### **VI.2.6.1. Exemple de calcul manuel des armatures à l'ELU :**

##### **a) les armatures longitudinales :**

- Suivant l'axe y - y' :

**Poteau (35×35) cm<sup>2</sup>.**

**N<sub>min</sub> → M<sub>corr.</sub>**

$$N_{\min} = -213.14 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{cor}} = 1.11 \text{ KNm}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.11 \times 10^2}{213.14} = 0.52 \text{ cm} < \left( \frac{h}{2} - c \right) = \frac{35}{2} - 2.5 = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{(SET)}.$$

$$g = \frac{h}{2} - c - e = 14.5 \text{ cm}.$$

##### **a.1) Calcul des armatures de tractions :**

$$A_1 = \frac{N.g}{(d-c')\sigma_{10}} = \frac{213.14 \times 10^{-3} \times 14.5 \times 10^{-3}}{0.30 \times 348} = \mathbf{2.96 \text{ cm}^2}.$$

$$A_2 = \frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_1 = \frac{213.14 \times 10^{-3}}{348} - 2.96 = \mathbf{3.17 \text{ cm}^2}.$$

##### **a.2) Calcul des armatures minimales :**

$$A_{\min} = 1.25 \frac{f_{t28} \times 0.4h \pm e}{f_e \times h + 6e} bh \times 10^{-4}$$

$$A_{\min} = 1.25 \frac{2.1 \times 0.4 \times 0.35 + 0.52 \times 10^{-2}}{400 \times 0.35 + 6 \times 0.52 \times 10^{-2}} \times 0.35^2 \times 10^{-4} = \mathbf{2.67 \text{ cm}^2}.$$

Donc :

$$A_{\min} < (A_1 \text{ et } A_2) \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

## **CHAPITRE V FERRAILLAGES DES ELEMENTS DE LA SUPERSTRUCTURE**

### **a.3) Armatures réelles :**

D'où :  $A_{st} = 6 \text{ HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2$  (inférieure).

$$A_{st'} = 4 \text{ HA } 10 = 3.14 \text{ cm}^2 \text{ (supérieure).}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant :

## CHAPITRE V FERRAILLAGES DES ELEMENTS DE LSUPERSTRUCTURE

| Zone | niveau                                           | Section de poteaux | Sollicitation                       | N(Kn)    | M <sub>x</sub> (knm) | e(cm)  | h/2-c | Type de section | A <sub>sup</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>inf</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) | ferrailage | A <sub>ado</sub> (cm <sup>2</sup> ) |
|------|--------------------------------------------------|--------------------|-------------------------------------|----------|----------------------|--------|-------|-----------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|------------|-------------------------------------|
| I    | RDC au 1 <sup>er</sup> étage                     | 45×45              | N <sup>max</sup> -M <sup>corr</sup> | -2438.48 | -0.124               | 0.0051 | 20    | S.E.C           | 0                                   | 0                                   | 16.20                               | 12HA14     | 18.48                               |
|      |                                                  |                    | N <sup>min</sup> -M <sup>corr</sup> | 662.05   | 24.714               | 3.73   |       | S.E.T           | 7.74                                | 7.29                                |                                     |            |                                     |
|      |                                                  |                    | M <sup>max</sup> -N <sup>corr</sup> | 401.88   | 105.416              | 26.23  |       | S.P.T           | 0                                   | 13.27                               |                                     |            |                                     |
| II   | 2 <sup>eme</sup> étage au 3 <sup>eme</sup> étage | 40×40              | N <sup>max</sup> -M <sup>corr</sup> | -1810.87 | 2.455                | 0.1355 | 17.5  | S.E.C           | 0                                   | 0                                   | 12.8                                | 12HA14     | 18.48                               |
|      |                                                  |                    | N <sup>min</sup> -M <sup>corr</sup> | 461.15   | 57.724               | 12.52  |       | S.E.T           | 1.89                                | 10.37                               |                                     |            |                                     |
|      |                                                  |                    | M <sup>max</sup> -N <sup>corr</sup> | -958.2   | -108.816             | 11.53  |       | S.E.C           | 0                                   | 0                                   |                                     |            |                                     |
| III  | 4 <sup>eme</sup> étage à 5 <sup>eme</sup> étage  | 35×35              | N <sup>max</sup> -M <sup>corr</sup> | -1282.48 | 3.439                | 0.268  | 15    | S.E.C           | 0                                   | 0                                   | 9.8                                 | 8HA14      | 12.31                               |
|      |                                                  |                    | N <sup>min</sup> -M <sup>corr</sup> | 213.14   | 55.121               | 25.86  |       | S.P.T           | 0                                   | 8.23                                |                                     |            |                                     |
|      |                                                  |                    | M <sup>max</sup> -N <sup>corr</sup> | -499.05  | -95.887              | 19.21  |       | S.P.C           | 4.85                                | 0                                   |                                     |            |                                     |
| IV   | 6 <sup>eme</sup> étage à l'étage terrasse        | 30×30              | N <sup>max</sup> -M <sup>corr</sup> | -760.07  | 3.497                | 0.46   | 12.5  | S.E.C           | 0                                   | 0                                   | 7.2                                 | 8HA12      | 9.05                                |
|      |                                                  |                    | N <sup>min</sup> -M <sup>corr</sup> | 47.45    | 41.198               | 86.82  |       | S.P.T           | 0                                   | 5.29                                |                                     |            |                                     |
|      |                                                  |                    | M <sup>max</sup> -N <sup>corr</sup> | -195.91  | -70.166              | 35.82  |       | S.P.C           | 6.53                                | 0                                   |                                     |            |                                     |

**Tableau V.1.2 : Ferrailage des poteaux à l'ELU suivant la direction x-x'.**

## CHAPITRE V FERRAILLAGES DES ELEMENTS DE LSUPERSTRUCTURE

| Zone | niveau                                           | Section de poteaux | Sollicitation                       | N(Kn)    | M <sub>Y</sub> (knm) | e(cm) | h/2-c | Type de section | A <sub>sup</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>inf</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) | ferraillage | A <sub>ado</sub> (cm <sup>2</sup> ) |
|------|--------------------------------------------------|--------------------|-------------------------------------|----------|----------------------|-------|-------|-----------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------|-------------------------------------|
| I    | RDC au 1 <sup>er</sup> étage                     | 45×45              | N <sup>max</sup> -M <sup>corr</sup> | -2438.48 | 2.192                | 0.089 | 20    | S.E.C           | 0                                   | 0                                   | 16.20                               | 12HA14      | 18.48                               |
|      |                                                  |                    | N <sup>min</sup> -M <sup>corr</sup> | 662.05   | 0.352                | 0.053 |       | S.E.T           | 6.20                                | 9.54                                |                                     |             |                                     |
|      |                                                  |                    | M <sup>max</sup> -N <sup>corr</sup> | 108.42   | 64.581               | 59.57 |       | S.P.T           | 0                                   | 6.08                                |                                     |             |                                     |
| II   | 2 <sup>eme</sup> étage au 3 <sup>eme</sup> étage | 40×40              | N <sup>max</sup> -M <sup>corr</sup> | -1810.87 | -9.331               | 0.515 | 17.5  | S.E.C           | 0                                   | 0                                   | 12.8                                | 12HA14      | 18.48                               |
|      |                                                  |                    | N <sup>min</sup> -M <sup>corr</sup> | 461.15   | 1.111                | 0.241 |       | S.E.T           | 5.54                                | 6.72                                |                                     |             |                                     |
|      |                                                  |                    | M <sup>max</sup> -N <sup>corr</sup> | 58.69    | 63.826               | 10.87 |       | S.P.T           | 0                                   | 5.95                                |                                     |             |                                     |
| III  | 4 <sup>eme</sup> étage à 5 <sup>eme</sup> étage  | 35×35              | N <sup>max</sup> -M <sup>corr</sup> | -1282.48 | -7.56                | 0.59  | 15    | S.E.C           | 0                                   | 0                                   | 9.8                                 | 8HA14       | 12.31                               |
|      |                                                  |                    | N <sup>min</sup> -M <sup>corr</sup> | 213.14   | 1.11                 | 0.52  |       | S.E.T           | 2.96                                | 3.17                                |                                     |             |                                     |
|      |                                                  |                    | M <sup>max</sup> -N <sup>corr</sup> | -1.19    | 56.488               | 47.47 |       | S.P.T           | 0                                   | 5.29                                |                                     |             |                                     |
| IV   | 6 <sup>eme</sup> étage à l'étage terrasse        | 30×30              | N <sup>max</sup> -M <sup>corr</sup> | -760.07  | -6.571               | 0.86  | 12.5  | S.E.C           | 0                                   | 0                                   | 7.2                                 | 8HA12       | 9.05                                |
|      |                                                  |                    | N <sup>min</sup> -M <sup>corr</sup> | 47.45    | 0.837                | 1.76  |       | S.E.T           | 0.59                                | 0.78                                |                                     |             |                                     |
|      |                                                  |                    | M <sup>max</sup> -N <sup>corr</sup> | -28.52   | 41.648               | 14.63 |       | S.P.T           | 0                                   | 4.31                                |                                     |             |                                     |

**Tableau V.1.3 : Ferrailage des poteaux à l'ELU suivant la direction y-y'.**

## **CHAPITRE V FERRAILLAGES DES ELEMENTS DE LSUPERSTRUCTURE**

### **V.1.7. Vérification a L'ELU :**

#### **a) Les armatures longitudinales : Art (A.7.4.2.1 RPA 99/ version 2003).**

- Les armatures longitudinales sont d'haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de:  $40\phi$  en zone IIA .

**Poteaux (45 × 45) :  $l_r = 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$ .**

**Poteaux (40 × 40) :  $l_r = 40 \times 1.4 = 56\text{ cm}$ .**

**Poteaux (35 × 35) :  $l_r = 40 \times 1.4 = 56\text{ cm}$ .**

**Poteaux (30 × 30) :  $l_r = 40 \times 1.2 = 48\text{ cm}$ .**

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau  $\leq 25\text{cm}$ .

#### **b) Les Armatures transversales : (Art 7.4.2.2RPA 99/ version 2003).**

Les armatures transversales sont calculées par la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h_1 f_e} \quad (7.1.RPA 99/version 2003).$$

#### **c) Diamètre des barres : (Art A.8.1,3/BAEL91modifiée 99).**

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.

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4.67 \text{ mm. Soit : } \phi_t = 8 \text{ mm.}$$

$\phi_l$ : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

#### **d) Espacement des armatures transversales :**

- **Dans la zone nodale :  $S_t \leq \min (10\phi_l ; 15 \text{ cm})$ .**

$$S_t \leq \min (10 \times 1,2 ; 15 \text{ cm}) = \min (10; 15 \text{ cm}) \quad S_t = 10 \text{ cm.}$$

- **Dans la zone courante :  $S_t \leq \min(15\phi_l)$ .**

$$S_t \leq \min (15 \phi_l ) = \min (15 \times 1,2) \quad S_t = 15 \text{ cm.}$$

$\phi_l$  : Le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

## CHAPITRE V FERRAILLAGES DES ELEMENTS DE LSUPERSTRUCTURE

### c) Exemple de calcul :

#### Poteaux (45×45) :

Avec :  $l_f$  : longueur de flambement  $l_f = 0.7 L_0$ .

$$l_f = 0.7 \times 4.15 = 2.9 \text{ m.}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{290}{45} = 6.44 > 5.$$

D'où :  $\rho = 2.5$

$T_u$  : L'effort tranchant max  $T_u = 66.96 \text{ KN}$ .

- En zone nodale :  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

$$A_t = \frac{66.96 \times 2.5 \times 10 \times 10^3}{45 \times 400 \times 10^2} = 0.93 \text{ cm}^2.$$

- En zone courante :  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

$$A_t = \frac{66.96 \times 2.5 \times 15 \times 10^3}{45 \times 400 \times 10^2} = 1.39 \text{ cm}^2.$$

| Section des poteaux | $T_u$ (KN) | b (m) | $h_1$ (m) | $l_f$ (m) | $S_t$ zone nodale (cm) | $S_t$ zone courante (cm) | $\lambda_g$ | $\rho$ | $A_t$ zone nodale (cm <sup>2</sup> ) | $A_t$ zone courante (cm <sup>2</sup> ) | $A_{ad}$ |
|---------------------|------------|-------|-----------|-----------|------------------------|--------------------------|-------------|--------|--------------------------------------|----------------------------------------|----------|
| (45×45)             | 66.96      | 0.45  | 0.45      | 2.9       | 10                     | 15                       | 6.44        | 2.5    | 0.93                                 | 1.39                                   | 3.01     |
| (40×40)             | 42.61      | 0.40  | 0.40      | 1.9       | 10                     | 15                       | 4.75        | 2.5    | 0.76                                 | 1                                      | 3.01     |
| (35×35)             | 37.79      | 0.35  | 0.35      | 1.9       | 10                     | 15                       | 5.43        | 2.5    | 0.67                                 | 1                                      | 3.01     |
| (30×30)             | 27.74      | 0.30  | 0.30      | 1.9       | 10                     | 15                       | 6.3         | 2.5    | 0.58                                 | 0.87                                   | 3.01     |

**Tableau V.1.4 : Calcul des armatures transversales.**

### d) Longueur d'ancrage : (BAEL.91 /Article A.6.1.221).

- Pour le  $\emptyset 14 \Rightarrow L_a = 40\emptyset = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$ .
- Pour le  $\emptyset 12 \Rightarrow L_a = 40\emptyset = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$ .

## CHAPITRE V FERRAILLAGES DES ELEMENTS DE LSUPERSTRUCTURE

### e) Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

- $b_1$  et  $h_1$  : dimensions du poteau.
- $h_e$  : Hauteur entre nu des poutres.

| Poteaux | $h' = \max\left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm}\right)$ |                      |
|---------|-------------------------------------------------------------------|----------------------|
| (45×45) | $h' = \max( ; 45 ; 45 ; 60 \text{ cm})$                           | $h' = 69 \text{ cm}$ |
| (40×40) | $h' = \max(45.16 ; 40 ; 40 ; 60 \text{ cm})$                      | $h' = 60 \text{ cm}$ |
| (35×35) | $h' = \max(45.16 ; 35 ; 35 ; 60 \text{ cm})$                      | $h' = 60 \text{ cm}$ |
| (30×30) | $h' = \max(45.16 ; 30 ; 30 ; 60 \text{ cm})$                      | $h' = 60 \text{ cm}$ |

**Tableau V.1.5 : Détermination des zones nodales dans les différentes sections de poteaux.**

### f) Vérification des contraintes tangentielles :

Selon article (Art A.7.4.3.2 /RPA99 version 2003), La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

On doit vérifier :  $\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$

Avec :  $\tau_{bu} = \frac{T_u}{bd}$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

| Poteaux | $T_{\max}^u$<br>(KN) | b<br>(cm) | d<br>(cm) | $\lambda_g$ | $\rho_d$ | $\bar{\tau}_{bu}$<br>(MPa) | $\tau_{bu}$<br>(MPa) | La condition       |
|---------|----------------------|-----------|-----------|-------------|----------|----------------------------|----------------------|--------------------|
| 45×45   | 66.96                | 45        | 42.5      | 6.44        | 0.075    | 1.875                      | 0.35                 | Condition vérifiée |
| 40×40   | 42.61                | 40        | 37.5      | 4.75        | 0.075    | 1.875                      | 0.28                 | Condition vérifiée |
| 35×35   | 37.79                | 35        | 32.5      | 5.43        | 0.075    | 1.875                      | 0.33                 | Condition vérifiée |
| 30×30   | 27.74                | 30        | 27.5      | 6.3         | 0.075    | 1.875                      | 0.33                 | Condition vérifiée |

**Tableau V.1.6 : Vérification du cisaillement dans les poteaux.**

## **CHAPITRE V FERRAILLAGES DES ELEMENTS DE LSUPERSTRUCTURE**

### **g) Ancrage des armatures et longueur de scellement (Art 6.1.2.2 /BAEL 91 modifié 99) :**

Longueur de scellement :  $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$  et  $\tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$ .

- Pour les  $\phi_{14}$  :  $L_s = 49.38 \text{ cm}$ .
- Pour les  $\phi_{12}$  :  $L_s = 42.33 \text{ cm}$ .

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à : **0.4  $L_s$** , pour les aciers HA.

- Pour les  $\phi_{14}$  :  $L_a = 19.75 \text{ cm}$ .
- Pour les  $\phi_{12}$  :  $L_a = 16.93 \text{ cm}$ .

### **V.1.8. Vérifications à l'ELS :**

#### **a) Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99).**

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_{s,ad} \geq A_{min} = \frac{0.23 f_{t28}}{f_e} \frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \times b \times d$$

Les résultats de la vérification des sections minimales sont résumés dans les tableaux suivants :

## CHAPITRE V FERRAILLAGES DES ELEMENTS DE LSUPERSTRUCTURE

| Zone | niveau                                           | Section de poteaux | Sollicitation                       | N(Kn)    | M <sub>x</sub> (knm) | e(cm)  | A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>ado</sub> (cm <sup>2</sup> ) | Obs |
|------|--------------------------------------------------|--------------------|-------------------------------------|----------|----------------------|--------|-------------------------------------|-------------------------------------|-----|
| I    | RDC-1 <sup>er</sup> étage                        | 45×45              | N <sup>max</sup> -M <sup>corr</sup> | -1767.63 | -0.104               | 0.0059 | 5.68                                | 18.48                               | CV  |
|      |                                                  |                    | N <sup>min</sup> -M <sup>corr</sup> | -320.23  | -0.679               | 0.021  | 5.77                                |                                     |     |
|      |                                                  |                    | M <sup>max</sup> -N <sup>corr</sup> | -574.05  | 23.556               | 4.1    | 9.35                                |                                     |     |
| II   | 2 <sup>eme</sup> étage au 3 <sup>eme</sup> étage | 40×40              | N <sup>max</sup> -M <sup>corr</sup> | -1316.21 | 1.66                 | 0.126  | 4.51                                | 18.48                               | CV  |
|      |                                                  |                    | N <sup>min</sup> -M <sup>corr</sup> | -197.06  | -0.599               | 0.30   | 4.57                                |                                     |     |
|      |                                                  |                    | M <sup>max</sup> -N <sup>corr</sup> | -373.94  | -30.857              | 8,25   | 12.16                               |                                     |     |
| III  | 4 <sup>eme</sup> étage au 5 <sup>eme</sup> étage | 35×35              | N <sup>max</sup> -M <sup>corr</sup> | -932.45  | 2.474                | 0.265  | 3.47                                | 12.31                               | CV  |
|      |                                                  |                    | N <sup>min</sup> -M <sup>corr</sup> | -100.72  | -0.416               | 0.41   | 3.52                                |                                     |     |
|      |                                                  |                    | M <sup>max</sup> -N <sup>corr</sup> | -227.99  | -34.626              | 15.19  | 0.03                                |                                     |     |
| IV   | 6 <sup>eme</sup> étage à l'étage terrasse        | 30×30              | N <sup>max</sup> -M <sup>corr</sup> | -553.12  | 2.516                | 0.45   | 2.59                                | 9.05                                | CV  |
|      |                                                  |                    | N <sup>min</sup> -M <sup>corr</sup> | -34.08   | -0.245               | 0.72   | 2.69                                |                                     |     |
|      |                                                  |                    | M <sup>max</sup> -N <sup>corr</sup> | -114.97  | -31.077              | 0,27   | 0.66                                |                                     |     |

**Tableau V.1.7 : Vérification du ferrailage des poteaux à l'ELS suivant x-x'.**

## CHAPITRE V FERRAILLAGES DES ELEMENTS DE L'SUPERSTRUCTURE

| Zone | niveau                                           | Section de poteaux | Sollicitation                       | N(Kn)    | M <sub>y</sub> (knm) | e(cm) | A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>ado</sub> (cm <sup>2</sup> ) | Obs |
|------|--------------------------------------------------|--------------------|-------------------------------------|----------|----------------------|-------|-------------------------------------|-------------------------------------|-----|
| I    | RDC-1 <sup>er</sup> étage                        | 45×45              | N <sup>max</sup> -M <sup>corr</sup> | -1767.63 | 1.329                | 0.075 | 5.71                                | 18.48                               | CV  |
|      |                                                  |                    | N <sup>min</sup> -M <sup>corr</sup> | -320.23  | 0.006                | 0.002 | 5.68                                |                                     |     |
|      |                                                  |                    | M <sup>max</sup> -N <sup>corr</sup> | -447.13  | 24.467               | 5.47  | 13.38                               |                                     |     |
| II   | 2 <sup>eme</sup> étage au 3 <sup>eme</sup> étage | 40×40              | N <sup>max</sup> -M <sup>corr</sup> | -1316.21 | -6.636               | 0.504 | 4.68                                | 18.48                               | CV  |
|      |                                                  |                    | N <sup>min</sup> -M <sup>corr</sup> | -197.06  | 0.016                | 0.008 | 4.46                                |                                     |     |
|      |                                                  |                    | M <sup>max</sup> -N <sup>corr</sup> | -318.37  | 23.45                | 7.37  | 4.6                                 |                                     |     |
| III  | 4 <sup>eme</sup> étage au 5 <sup>eme</sup> étage | 35×35              | N <sup>max</sup> -M <sup>corr</sup> | -932.45  | -5.525               | 0.59  | 3.6                                 | 12.31                               | CV  |
|      |                                                  |                    | N <sup>min</sup> -M <sup>corr</sup> | -100.72  | 0.001                | 0.001 | 3.38                                |                                     |     |
|      |                                                  |                    | M <sup>max</sup> -N <sup>corr</sup> | -206.83  | 24.945               | 12.06 | 0.62                                |                                     |     |
| IV   | 6 <sup>eme</sup> étage à l'étage terrasse        | 30×30              | N <sup>max</sup> -M <sup>corr</sup> | -553.12  | -4.749               | 0.86  | 2.75                                | 9.05                                | CV  |
|      |                                                  |                    | N <sup>min</sup> -M <sup>corr</sup> | -34.08   | 0.004                | 0.012 | 2.45                                |                                     |     |
|      |                                                  |                    | M <sup>max</sup> -N <sup>corr</sup> | -106.14  | 22.354               | 21.06 | 0.53                                |                                     |     |

**Tableau V.1.8 : Vérification du ferrailage des poteaux à l'ELS suivant y-y'.**

### **b) Vérification des contraintes à l'ELS :**

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton  $\sigma_{bc}$  et dans les aciers  $\sigma_{st}$  sont au plus égales aux contraintes admissibles  $\bar{\sigma}_{bc}$  et  $\bar{\sigma}_{st}$ .

$$\begin{cases} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa.} \\ \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \end{cases}$$

Le calcul des contraintes du béton et d'acier se fera dans les deux directions x-x' et y-y'  
On a deux cas à vérifier en flexion composée à l'ELS :

$$\text{Si : } \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \rightarrow \text{Section entièrement comprimée (SEC).}$$

## **CHAPITRE V FERRAILLAGES DES ELEMENTS DE LSUPERSTRUCTURE**

Vérification des contraintes :

La section homogène est :

$$S = b \cdot h + \eta (A_s + A_{s'}).$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[ \frac{b \times h^2}{2} + 15(A_c \cdot c' + A'_c \cdot d) \right] \quad \text{et} \quad V_2 = h - V_1.$$

Le moment d'inertie de la section total homogène :

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15[A_s \times (V_1 - c)^2 + A_{s'}(V_2 - c')^2].$$

$$\begin{cases} \sigma_{b1} = \left[ \frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I_G} \cdot V_1 \right] \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{b2} = \left[ \frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I_G} \cdot V_2 \right] \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

Puisque  $\sigma_{b1} < \sigma_{b2}$  . Donc il suffit de vérifier que  $\sigma_{b2} < \bar{\sigma}_{bc}$ .

- $N_s$  : Effort de compression a l'ELS.
- $M_s$  : Moment fléchissant a l'ELS.
- $B_0$  : Section homogènes.

$$B_0 = h + 15A_s.$$

Si :  $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \rightarrow$  Section partiellement comprimée (SEC).

Il faut vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_b = K \cdot y_1 \end{cases}$$

$$K = \frac{M_s}{I_{x-x}} \quad \text{Avec} \quad I_{x-x} = \frac{b \times y^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A_{s'}(y - c')^2].$$

$$y_1 = y_2 + c$$

$y_2$  : est déterminé par l'équation suivante :

$$y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$$

$$\text{Avec :} \quad p = -3c^2 - \frac{90 \cdot A'_s}{b} (c - c') + \frac{90 \cdot A_s}{b} (d - c').$$

$$q = 2^2 - \frac{90 \cdot A'_s}{b} (c - c')^2 + \frac{90 \cdot A_s}{b} (d - c')^2.$$

$c = \frac{h}{2} - e$  : Est la distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

## CHAPITRE V FERRAILLAGES DES ELEMENTS DE LA SUPERSTRUCTURE

| Zone | niveau                                           | Section de poteaux | Sollicitation                       | N(Kn)    | M <sub>x</sub> (knm) | e(cm)  | h/6   | Nature | $\sigma_s$ béton | $\sigma_i$ béton | $\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa) | $\sigma_s$ acier | $\sigma_i$ acier | $\bar{\sigma}_{st}$ (Mpa) | Obs |
|------|--------------------------------------------------|--------------------|-------------------------------------|----------|----------------------|--------|-------|--------|------------------|------------------|---------------------------|------------------|------------------|---------------------------|-----|
| I    | RDC au 1 <sup>er</sup> étage                     | 45×45              | N <sup>max</sup> -M <sup>corr</sup> | -1767.63 | -0.104               | 0.0059 | 0.075 | SEC    | 6.81             | 6.82             | 15                        | 102.2            | 102.3            | 348                       | CV  |
|      |                                                  |                    | N <sup>min</sup> -M <sup>corr</sup> | -320.23  | -0.679               | 0.021  | 0.075 | SEC    | 1.21             | 1.26             | 15                        | 18.2             | 18.9             | 348                       |     |
|      |                                                  |                    | M <sup>max</sup> -N <sup>corr</sup> | -574.05  | 23.556               | 4.1    | 0.075 | SPC    | 3.15             | 1.28             | 15                        | 45.6             | 20.8             | 348                       |     |
| II   | 2 <sup>eme</sup> étage au 3 <sup>eme</sup> étage | 40×40              | N <sup>max</sup> -M <sup>corr</sup> | -1316.21 | 1.66                 | 0.126  | 0.066 | SPC    | 6.56             | 6.37             | 15                        | 98.3             | 95.8             | 348                       | CV  |
|      |                                                  |                    | N <sup>min</sup> -M <sup>corr</sup> | -197.06  | -0.599               | 0.30   | 0.066 | SPC    | 0.93             | 1                | 15                        | 14.1             | 15               | 348                       |     |
|      |                                                  |                    | M <sup>max</sup> -N <sup>corr</sup> | -373.94  | -30.857              | 8,25   | 0.066 | SPC    | 0.06             | 3.62             | 15                        | 4.19             | 50.9             | 348                       |     |
| III  | 4 <sup>eme</sup> étage Au 5 <sup>eme</sup> étage | 35×35              | N <sup>max</sup> -M <sup>corr</sup> | -932.45  | 2.474                | 0.265  | 0.058 | SPC    | 6.06             | 5.64             | 15                        | 90.4             | 85.1             | 348                       | CV  |
|      |                                                  |                    | N <sup>min</sup> -M <sup>corr</sup> | -100.72  | -0.416               | 0.41   | 0.058 | SPC    | 0.6              | 0.67             | 15                        | 9.03             | 9.93             | 348                       |     |
|      |                                                  |                    | M <sup>max</sup> -N <sup>corr</sup> | -227.99  | -34.626              | 15.19  | 0.058 | SPC    | 0                | 4.59             | 15                        | -27.6            | 61.4             | 348                       |     |
| IV   | 6 <sup>eme</sup> étage à l'étage terrasse        | 30×30              | N <sup>max</sup> -M <sup>corr</sup> | -553.12  | 2.516                | 0.45   | 0.05  | SEC    | 5.06             | 4.38             | 15                        | 75.1             | 66.5             | 348                       | CV  |
|      |                                                  |                    | N <sup>min</sup> -M <sup>corr</sup> | -34.08   | -0.245               | 0.72   | 0.05  | SEC    | 0.26             | 0.32             | 15                        | 3.95             | 4.78             | 348                       |     |
|      |                                                  |                    | M <sup>max</sup> -N <sup>corr</sup> | -114.97  | -31.077              | 0.27   | 0.05  | SPC    | 0                | 5.98             | 15                        | -86              | 73.8             | 348                       |     |

**Tableau V.1.9 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier à l'ELS selon x-x'.**

## CHAPITRE V FERRAILLAGES DES ELEMENTS DE LA SUPERSTRUCTURE

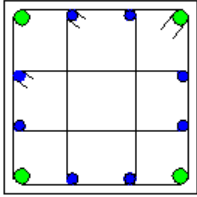
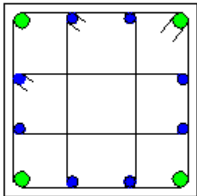
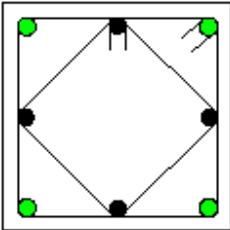
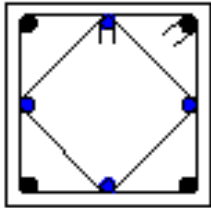
| Zone | niveau                        | Section de poteaux | Sollicitation                       | N(Kn)    | M <sub>y</sub> (knm) | e(cm)  | h/6   | Nature | $\sigma_s$ béton | $\sigma_i$ béton | $\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa) | $\sigma_s$ acier | $\sigma_i$ acier | $\bar{\sigma}_{st}$ (Mpa) | Obs |
|------|-------------------------------|--------------------|-------------------------------------|----------|----------------------|--------|-------|--------|------------------|------------------|---------------------------|------------------|------------------|---------------------------|-----|
| I    | RDC au 1 <sup>er</sup> étage  | 45×45              | N <sup>max</sup> -M <sup>corr</sup> | -1767.63 | 1.329                | 0.0075 | 0.075 | SEC    | 6.87             | 6.76             | 15                        | 102.9            | 101.5            | 348                       | CV  |
|      |                               |                    | N <sup>min</sup> -M <sup>corr</sup> | -320.23  | 0.006                | 0.002  | 0.075 | SEC    | 1.24             | 1.23             | 15                        | 18.5             | 18.5             | 348                       |     |
|      |                               |                    | M <sup>max</sup> -N <sup>corr</sup> | -447.13  | 24.467               | 5.47   | 0.075 | SPC    | 2.69             | 0.76             | 15                        | 38.8             | 13               | 348                       |     |
| II   | 2eme Etage au 3eme étage      | 40×40              | N <sup>max</sup> -M <sup>corr</sup> | -1316.21 | -6.636               | 0.504  | 0.066 | SPC    | 6.08             | 6.85             | 15                        | 92               | 102              | 348                       | CV  |
|      |                               |                    | N <sup>min</sup> -M <sup>corr</sup> | -197.06  | 0.016                | 0.008  | 0.066 | SEC    | 0.97             | 0.97             | 15                        | 14.5             | 14.5             | 348                       |     |
|      |                               |                    | M <sup>max</sup> -N <sup>corr</sup> | -318.37  | 23.45                | 7.37   | 0.066 | SPC    | 2.92             | 0.21             | 15                        | 41.2             | 5.7              | 348                       |     |
| III  | 4eme Etage Au 5eme étage      | 35×35              | N <sup>max</sup> -M <sup>corr</sup> | -932.45  | -5.525               | 0.59   | 0.058 | SPC    | 5.38             | 6.31             | 15                        | 81.8             | 93.7             | 348                       | CV  |
|      |                               |                    | N <sup>min</sup> -M <sup>corr</sup> | -100.72  | 0.001                | 0.001  | 0.058 | SEC    | 0.63             | 0.63             | 15                        | 9.48             | 9.48             | 348                       |     |
|      |                               |                    | M <sup>max</sup> -N <sup>corr</sup> | -206.83  | 24.945               | 12.06  | 0.058 | SPC    | 3.49             | 0                | 15                        | 47.5             | -11.6            | 348                       |     |
| IV   | 6eme Etage à l'étage terrasse | 30×30              | N <sup>max</sup> -M <sup>corr</sup> | -553.12  | -4.749               | 0.86   | 0.05  | SPC    | 4.07             | 5.37             | 15                        | 62.7             | 78.9             | 348                       | CV  |
|      |                               |                    | N <sup>min</sup> -M <sup>corr</sup> | -34.08   | 0.004                | 0.012  | 0.05  | SEC    | 0.29             | 0.29             | 15                        | 4.37             | 4.36             | 348                       |     |
|      |                               |                    | M <sup>max</sup> -N <sup>corr</sup> | -106.14  | 22.354               | 21.06  | 0.05  | SPC    | 4.44             | 0                | 15                        | 55.8             | -52.2            | 348                       |     |

**Tableau V.1.10 : Vérification des contraintes dans béton et l'acier a l'ELS selon y-y'.**

## CHAPITRE V FERRAILLAGES DES ELEMENTS DE LSUPERSTRUCTURE

### Conclusion :

Le ferrailage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures  $A_{smin}$  correspondantes recommandée par le règlement « RPA 99/Version 2003 » en zone IIa.

| Niveau                                      | Section des poteaux (cm <sup>2</sup> ) | Armatures longitudinaux | Armatures transversales    | Coupes schématique                                                                    |
|---------------------------------------------|----------------------------------------|-------------------------|----------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------|
| RDC au 1 <sup>er</sup> étage.               | (45×45)                                | 12HA14                  | 1cadre et 2 étriers (HA8). |    |
| 2 <sup>ème</sup> au 3 <sup>ème</sup> étage. | (40×40)                                | 12HA14                  | 1cadre et 2étriers (HA8).  |   |
| 4 <sup>ème</sup> au 5 <sup>ème</sup> étage. | (35×35)                                | 8HA14                   | 1cadre et 1 losange (HA8). |  |
| 6 <sup>ème</sup> à l'étage Terrasse.        | (30×30)                                | 8HA12                   | 1cadre et 1 losange (HA8). |  |

## CHAPITRE V FERRAILLAGES DES ELEMENTS DE LSUPERSTRUCTURE

### V.2. Les poutres :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple en tenant compte des combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{ll} 1.35 G + 1.5 Q & \text{ELU.} \\ G + Q & \text{ELS.} \\ G + Q \pm E_{x/y} & 5.1 \text{ RPA 99/2003.} \\ 0.8 G \pm E_{x/y} & 5.2 \text{ RPA 99/ 2003.} \end{array} \right.$$

#### V.2.1 Recommandation du RPA version 2003 :

a) Armature longitudinale : [Art A.7.5.2.1 RPA99/modifiée 2003].

|                                      | %Minimal d'armatures<br>$A_{\min} = 0.5\% bh$<br>(cm <sup>2</sup> ). | % maximal d'armatures.                                      |                                                                   |
|--------------------------------------|----------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|
|                                      |                                                                      | Zone courante<br>$A_{\max} = 4\% bh$<br>(cm <sup>2</sup> ). | Zone de recouvrement<br>$A_{\max} = 6\%bh$<br>(cm <sup>2</sup> ). |
| <b>Poutre principale<br/>(30×40)</b> | 6                                                                    | 48                                                          | 72                                                                |
| <b>Poutre secondaire<br/>(25×35)</b> | 4.375                                                                | 35                                                          | 52.5                                                              |

**Tableau V.2.1 : Sections minimales d'armatures préconisées par PRA.**

La longueur de recouvrement est de :  $40\phi$  (**zone IIa**).

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et l'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

b) Armatures transversales : (art 7.5.2.2 RPA version 2003).

La quantité d'armatures transversales minimales est données par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

- **En zone nodale** :  $S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l\right)$ .
- **En dehors de la zone nodale (courante)** :  $S_t \leq \frac{h}{2}$

$\phi_l$  : 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.

## CHAPITRE V FERRAILLAGES DES ELEMENTS DE LSUPERSTRUCTURE

### c) Etapes de calcul des armatures longitudinales :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

Pour les FeE400 :

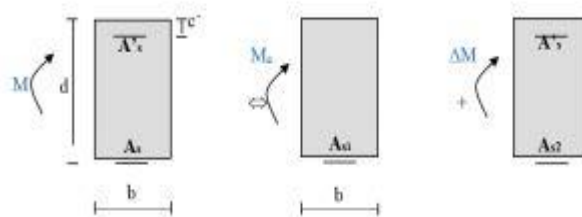
- Si  $\mu_b < \mu_l = 0.392 \rightarrow$  Section simplement armée.
- Si  $\mu_b > \mu_l = 0.392 \rightarrow$  Section doublement armée.

Section sans armatures comprimées ( $A'_s = 0$ ) :

$$\text{Si } \mu_b < \mu_l = 0.392 \rightarrow A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

Section avec armatures comprimées ( $A'_s \neq 0$ ) :  $\mu_b > \mu_l = 0.392$

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme de deux sections fictives.



$A_s$  : La section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

$A'_s$  : La section supérieur la plus comprimée.

$$M = M_e + \Delta M$$

$$M_e = \mu_e \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$$\Delta M = M - M_e$$

Finalement :

$$\begin{cases} A_s = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_e}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \\ A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \end{cases}$$

## CHAPITRE V FERRAILLAGES DES ELEMENTS DE LSUPERSTRUCTURE

### V.2.2. Calcul du ferrailage à l'ELU :

#### a) Armatures longitudinales :

##### Poutre principale (30×40) :

###### - En travée :

$M_t = 60.83 \text{ KN.m}$  ;  $h = 40 \text{ cm}$  ;  $b = 30 \text{ cm}$  ;  $c = 2.5 \text{ cm}$  et  $d = h - c = 37.5 \text{ cm}$ .

$$\mu = \frac{M_u^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{60.83 \times 10^3}{30 \times 37.5^2 \times 14.2} = 0.102 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

$$\beta = 0.976$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{60.83 \times 10^2}{0.946 \times 37.5 \times 34.8} = 4.93 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **3HA12 + 3HA12** →  **$A_{ad} = 6.78 \text{ cm}^2$** .

###### - Aux appuis :

$M_a = 100.75 \text{ KN.m}$  ;  $h = 40 \text{ cm}$  ;  $b = 30 \text{ cm}$  ;  $c = 2.5 \text{ cm}$  et  $d = h - c = 37.5 \text{ cm}$ .

$$\mu = \frac{M_u^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{100.75 \times 10^3}{30 \times 37.5^2 \times 14.2} = 0.186 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

$$\beta = 0.907$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{100.75 \times 10^2}{0.907 \times 37.5 \times 34.8} = 8.51 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **3HA14 + 3HA14** →  **$A_{ad} = 9.24 \text{ cm}^2$** .

Le calcul des sections d'armature pour les poutres du plancher et de la charpente et le choix des aciers adoptés sont résumés dans le tableau ci-dessus :

| Poutre                       | Zone   | $M_u$<br>(KN.m) | $\mu$ | OBS   | $\beta$ | $A_{min}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{max}^{ap}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{max}^{trav}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | A Cal<br>[cm <sup>2</sup> ] | A Adpt [cm <sup>2</sup> ]             |
|------------------------------|--------|-----------------|-------|-------|---------|---------------------------------|--------------------------------------|----------------------------------------|-----------------------------|---------------------------------------|
| Poutre Principale<br>(30×40) | Travée | 60.83           | 0.102 | S.S.A | 0.976   | 6                               | /                                    | 48                                     | 6.17                        | 3 HA 12 (fil)+ 3 HA 12 (Chap)<br>6.78 |
|                              | Appuis | 100.75          | 0.168 | S.S.A | 0.907   | 6                               | 72                                   | /                                      | 10.39                       | 3 HA 14 (fil)+ 3 HA 14 (Chap)<br>9.24 |
| Poutre Secondaire<br>(25×35) | Travée | 51.546          | 0.137 | S.S.A | 0.926   | 4.375                           | /                                    | 35                                     | 6.17                        | 3 HA 12 (fil)+ 3 HA 12 (Chap)<br>6.78 |
|                              | Appuis | 54.365          | 0.145 | S.S.A | 0.921   | 4.375                           | 52.5                                 | /                                      | 5.22                        | 3 HA 12 (fil)+ 3 HA 12 (Chap)<br>6.78 |

**Tableau V.2.2 : Ferrailage des poutres principales et secondaires à l'ELU.**

## CHAPITRE V FERRAILLAGES DES ELEMENTS DE L'SUPERSTRUCTURE

### b) Armature transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b.$$

| Poutre                           | S <sub>t</sub> (cm)                            |                                    |    | A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> ) | Ferrailage                     |
|----------------------------------|------------------------------------------------|------------------------------------|----|-----------------------------------|--------------------------------|
| <b>Poutre Principale (30×40)</b> | Zone nodale<br>S <sub>t</sub> ≤ min (h/4; 12φ) | S <sub>t</sub> ≤ min (10 ; 16.8)   | 10 | 0.9                               | 4 HA 8<br>2.01cm <sup>2</sup>  |
|                                  | Zone courante<br>S <sub>t</sub> ≤ (h/2)        | S <sub>t</sub> ≤ 20                | 15 | 1.35                              |                                |
| <b>Poutre Principale (30×40)</b> | Zone nodale<br>S <sub>t</sub> ≤ min (h/4; 12φ) | S <sub>t</sub> ≤ min (8.75 ; 14.4) | 8  | 0.6                               | 4 HA 8<br>2.01 cm <sup>2</sup> |
|                                  | Zone courante<br>S <sub>t</sub> ≤ (h/2)        | S <sub>t</sub> ≤ 17.5              | 15 | 1.125                             |                                |

**Tableau V.2.3 : Calcul Armature transversale à l'ELU.**

### c) Délimitation de la zone nodale et courante :

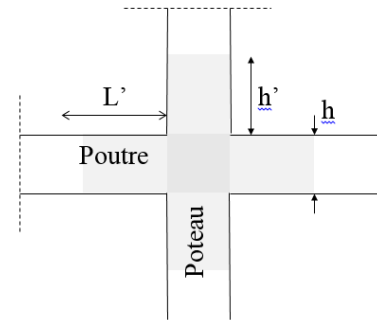
#### Zone nodale :

$$L' = 2 \times h$$

Avec : h : hauteur de la poutre.

On aura :

- L' = 2×40 = 80 cm. Poutres principales de (30×40).
- L' = 2×35 = 70 cm. Poutres secondaires de (25×35).



#### Zone courante :

$$L_{\text{Courante}} = L_{\text{nue d'appui}} - 2L'$$

### V.2.3. Vérifications à l'ELU :

#### a) Vérification de la condition de non fragilité : (Art A.4.2 .1/BAEL91).

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

##### a.1) Poutre principales :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 30 \times 37.5 \times 2.1}{400} = 1.358 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

## **CHAPITRE V FERRAILLAGES DES ELEMENTS DE LSUPERSTRUCTURE**

### **a.2) Poutre secondaires :**

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 25 \times 32.5 \times 2.1}{400} = 0.98 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

### **b) Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5/BAEL91 modifiées 99).**

La justification des poutres soumises à un effort tranchant se fait vis-à-vis de l'état Ultime. Cette justification concerne l'âme des poutres, elle est conduite à partir de la contrainte tangente  $\tau$ .

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b.d} < \overline{\tau}_u$$

$T_u^{\text{max}}$  : Effort tranchant max à l'ELU.

$$\overline{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} .5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa.}$$

#### **b.1) Poutre principale :**

$$\tau_u = \frac{139.9 \times 10^3}{300 \times 375} = 1.24 \text{ MPa.} < 3.33 \text{ MPa.} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### **b.2) Poutre secondaire :**

$$\tau_u = \frac{47.32 \times 10^3}{250 \times 325} = 0.58 \text{ MPa.} < 3.33 \text{ MPa.} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### **c) Vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (Art A.5.1.32/ BAEL91 modifié 99).**

$$T_{u,\text{max}} \leq \overline{T_{u,\text{max}}} = 0.4 \times \frac{0.9 \times b.d \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

#### **c.1) Poutres principales :**

$$\overline{T_{u,\text{max}}} = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.30 \times 0.375 \times 25.10^3}{1.5} = 675 \text{ KN.}$$

$$T_{u,\text{max}} = 139.9 \text{ KN.} \leq \overline{T_{u,\text{max}}} = 675 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### **c.2) Poutres secondaires:**

$$\overline{T_{u,\text{max}}} = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.25 \times 0.325 \times 25.10^3}{1.5} = 487.5 \text{ KN.}$$

$$T_{u,\text{max}} = 47.32 \text{ KN.} \leq \overline{T_{u,\text{max}}} = 487.5 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

## **CHAPITRE V FERRAILLAGES DES ELEMENTS DE LSUPERSTRUCTURE**

### **d) Influence sur les armatures longitudinales : (BAEL91 modifiée99 Art A5.1.32)**

$$\left(T_u - \frac{M_u}{0.9 \cdot d}\right) > 0.$$

On doit prolonger au-delà de l'appui une section d'armatures pour équilibrer un effort égal à:

$$T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} \quad \text{d'où : } A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left(T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d}\right)$$

#### **d.1) Poutres principales :**

Avec :  $M_u = 60.83 \text{ KN.m.}$

$$\text{Donc : } \left(139.9 \text{ KN} - \frac{60.83}{0.9 \times 0.375}\right) \frac{1.15}{400} = -0.12 \text{ KN} < A_s.$$

#### **d.2) Poutres secondaires :**

Avec :  $M_u = 51.365 \text{ KN.m.}$

$$\text{Donc : } \left(47.32 \text{ KN} - \frac{51.365}{0.9 \times 0.325}\right) \frac{1.15}{400} = -0.36 \text{ KN} < A_s.$$

Donc les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

### **c) Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton : (Art A.6.1,3 BAEL 91/99 ).**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.} \quad \text{Avec } \Psi_s = 1.5 \text{ pour les aciers HA}$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 d \sum U} \quad \text{Avec } \sum U : \text{le périmètre des aciers égal à } 3\pi\phi.$$

#### **c.1) Poutres principales :**

$$\sum U = 3\text{HA}12 + 3\text{HA}14 = (3 \times 3.14 \times 1.2) + (3 \times 3.14 \times 1.4) = 24.50 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{139.9 \times 10^3}{0.9 \times 375 \times 24.5} = 1.69 \text{ MPa.} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa.} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### **c.2) Poutres secondaires :**

$$\sum U = 3\text{HA}12 + 3\text{HA}12 = (3 \times 3.14 \times 1.2) + (3 \times 3.14 \times 1.2) = 22.62 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{47.32 \times 10^3}{0.9 \times 325 \times 22.62} = 0.715 \text{ MPa.} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa.} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les contraintes d'adhérence sont vérifiées, donc pas de risque d'entraînement des barres.

## **CHAPITRE V FERRAILLAGES DES ELEMENTS DE LSUPERSTRUCTURE**

### **e) Calcul de la longueur de scellement des barres : (BAEL91/99 Art A6-1.2.1).**

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.

$$l_s = \frac{\sigma_s f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{Avec :} \quad \tau_{su} = 0.6 \Psi_{s^2} f_{t28} = 0.6 (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

- Pour  $\varnothing 12$  :  $l_s = 42.33 \text{ cm.}$
- Pour  $\varnothing 14$  :  $l_s = 49.38 \text{ cm.}$

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 HA.

- Pour  $\varnothing 12$  :  $l_a = 16.93 \text{ cm.}$
- Pour  $\varnothing 14$  :  $l_a = 19.75 \text{ cm.}$

Selon le BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

#### **e.1) Poutres principales :**

$\varnothing_l$  : Soit le plus petit diamètre dans le sens longitudinal.

$$\varnothing_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \varnothing_l, \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 11.43, 12, 30 \}. \quad \text{Soit ;} \quad \varnothing_t \leq 11.43 \text{ mm.}$$

#### **e.2) Poutres secondaires :**

$$\varnothing_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \varnothing_l, \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 10; 12; 25 \}. \quad \text{Soit :} \quad \varnothing_t \leq 10 \text{ mm.}$$

On optera pour un cadre et un étrier Soit  $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$  pour toutes les poutres.

### **V.2.4. Vérifications à l'ELS :**

#### **a) Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

#### **b) Etat limite de déformation du béton en compression :**

Il faut vérifier la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.} \quad \text{Avec :} \quad \rho = \frac{100 A}{b.d}$$

Et à partir des tableaux, on extrait les valeurs de  $\beta_1$  et  $K_1$ .

La contrainte dans l'acier est  $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 . d . A}$  Avec : A : armatures adoptées.

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

## CHAPITRE V FERRAILLAGES DES ELEMENTS DE LSUPERSTRUCTURE

### b.1) Poutres principales (30×40) :

|    |         | M <sub>s</sub> (KN.m) | A <sub>s</sub> (ELU) | ρ     | β <sub>1</sub> | K <sub>1</sub> | σ <sub>s</sub> (MPa) | σ <sub>bc</sub> (MPa) | σ̄ <sub>bc</sub> (MPa) | OBS |
|----|---------|-----------------------|----------------------|-------|----------------|----------------|----------------------|-----------------------|------------------------|-----|
| PP | Appuis  | 71.234                | 9.24                 | 0.821 | 0.871          | 23.58          | 236.03               | 10                    | 15                     | CV  |
|    | Travées | 42.584                | 6.78                 | 0.602 | 0.885          | 28.74          | 189.26               | 6.58                  | 15                     | CV  |

**Tableau V.2.4 : Vérifications des contraintes dans le béton/acier aux poutres principales à l'ELS.**

### b.2) Poutres secondaires (25×35) :

|    |         | M <sub>s</sub> (KN.m) | A <sub>s</sub> (ELU) | ρ     | β <sub>1</sub> | K <sub>1</sub> | σ <sub>s</sub> (MPa) | σ <sub>bc</sub> (MPa) | σ̄ <sub>bc</sub> (MPa) | OBS |
|----|---------|-----------------------|----------------------|-------|----------------|----------------|----------------------|-----------------------|------------------------|-----|
| PS | Appuis  | 22.83                 | 6.78                 | 0.834 | 0.869          | 23.41          | 119.22               | 5.1                   | 15                     | CV  |
|    | Travées | 14.81                 | 6.78                 | 0.834 | 0.869          | 23.41          | 77.3                 | 3.3                   | 15                     | CV  |

**Tableau V.2.5 : Vérifications des contraintes dans le béton/acier aux poutres secondaires à l'ELS.**

### c) État limite de déformation (flèche) :(Art B.6.5.1 BAEL91).

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.

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS :

**Sens (x-x') :**

$$f = 0.3657 \text{ cm.}$$

$$\text{La flèche admissible : } \bar{f} = \frac{Lx}{500}$$

$$f = 0.3657 \text{ cm.} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{450}{500} = 0.90 \text{ cm.} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Sens (y-y') :**

$$f = 0.5219 \text{ cm.}$$

$$\text{La flèche admissible : } \bar{f} = \frac{Ly}{500}$$

$$f = 0.5219 \text{ cm.} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{465}{500} = 0.93 \text{ cm.} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la flèche est vérifiée.

# CONCLUSION GENERALE

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur.

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil. Ces contraintes architecturales influent directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes. Grâce à la grande rigidité des voiles vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les endommagements sismiques des éléments non structuraux.
- L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, cela est dû au surdimensionnement, et que le RPA99 valorise la sécurité avant l'économie.

Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux qui à son tour garantira, avec la mise en place de procédures de contrôle adéquates, car il est clair que sans une mise en œuvre de qualité de la part de l'entrepreneur, la construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre et/ou de qualité d'exécution dérisoire.

Raison pour laquelle une démarche de conception parasismique dans la construction doit être mise en place, elle doit se baser sur trois points :

- respect de réglementation parasismique.
- conception architecturale parasismique.
- mise en œuvre soignée de la construction.

Tout compte fait, nous avons constaté que l'élaboration et la conception d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur sa concordance avec le côté pratique ; enfin ce modeste travail n'est qu'une infime partie dans le domaine du génie civil, qui, nous espérons nous suivra dans le futur proche de notre vie professionnelle.

# BIBLIOGRAPHIE



BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limitent.



Règle parasismiques Algérienne (RPA 99 Version 2003).



DTR B-C 2-2 charges permanentes et charges d'exploitation.



Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).



Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.



Les cours et TD du cursus de l'Université M.M.T.O. (Département G.C)



Tables de Pigeaud et tableaux de calcul à l'ELU et l'ELS.



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI  
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de la construction  
Département de génie civil

Etudié par:  
Mr RENIFFI AHMED  
Mr Ouldiamara YANIS

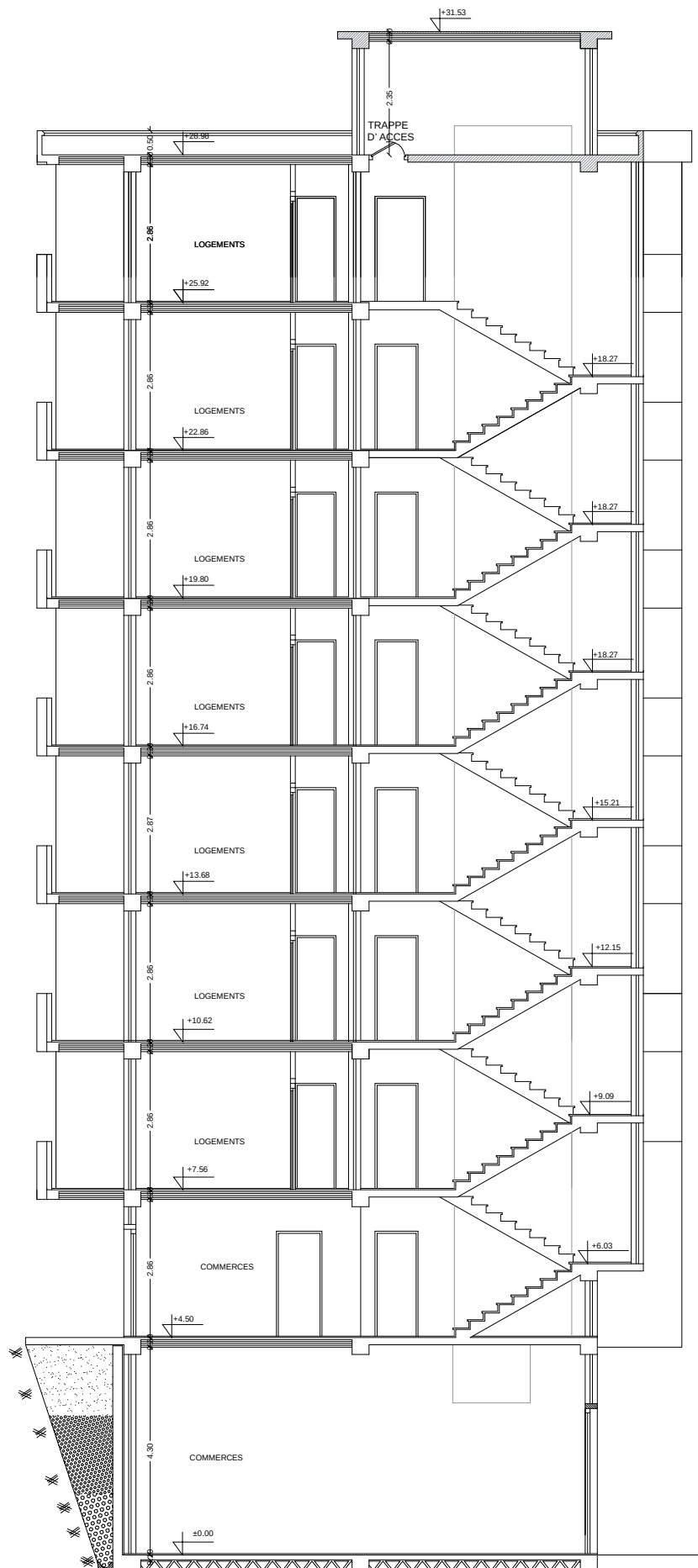
Dirigé par:  
Mr KHELIL

## FACADE PRINCIPALE

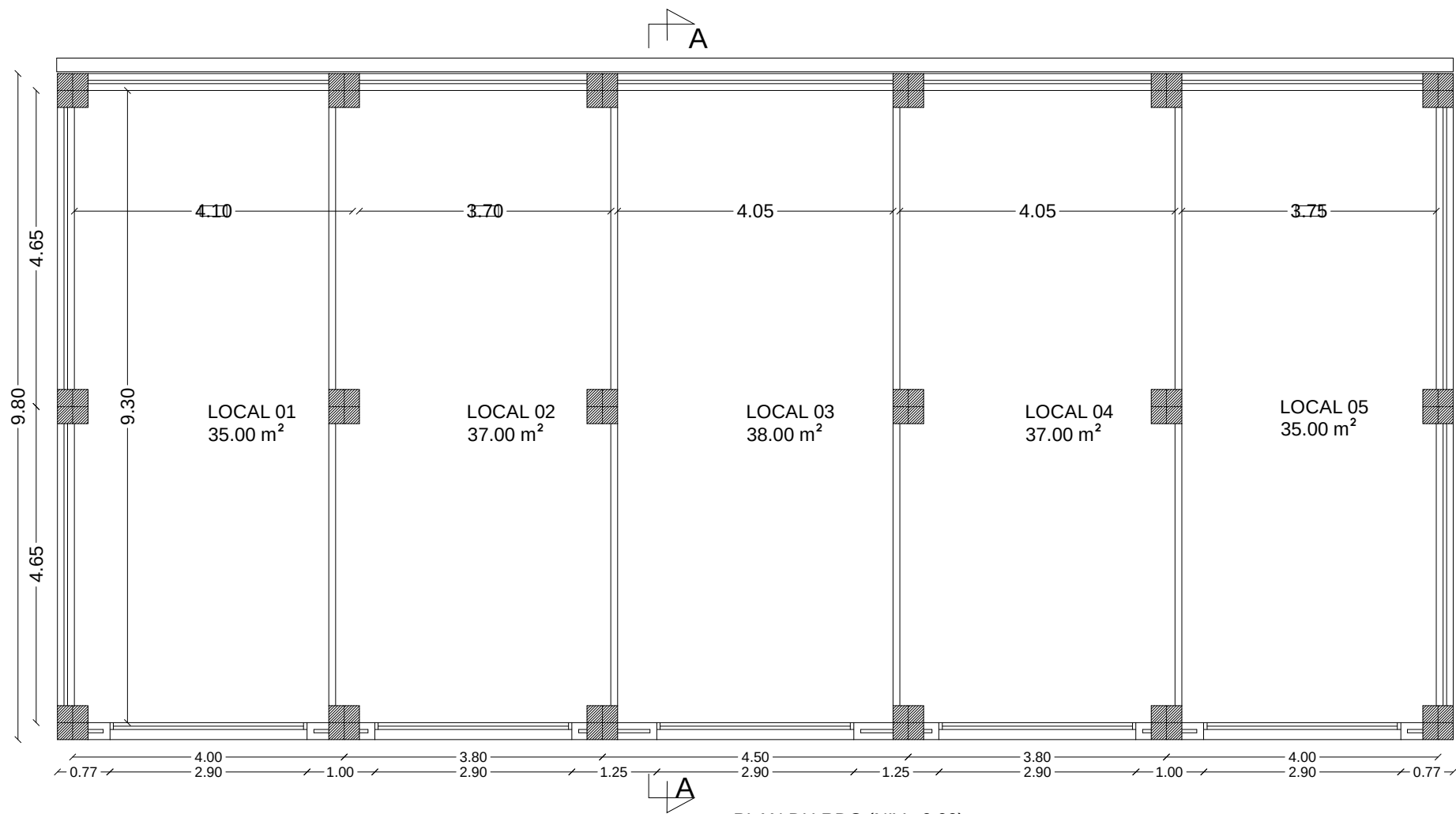
plan:

Ech: 1/100

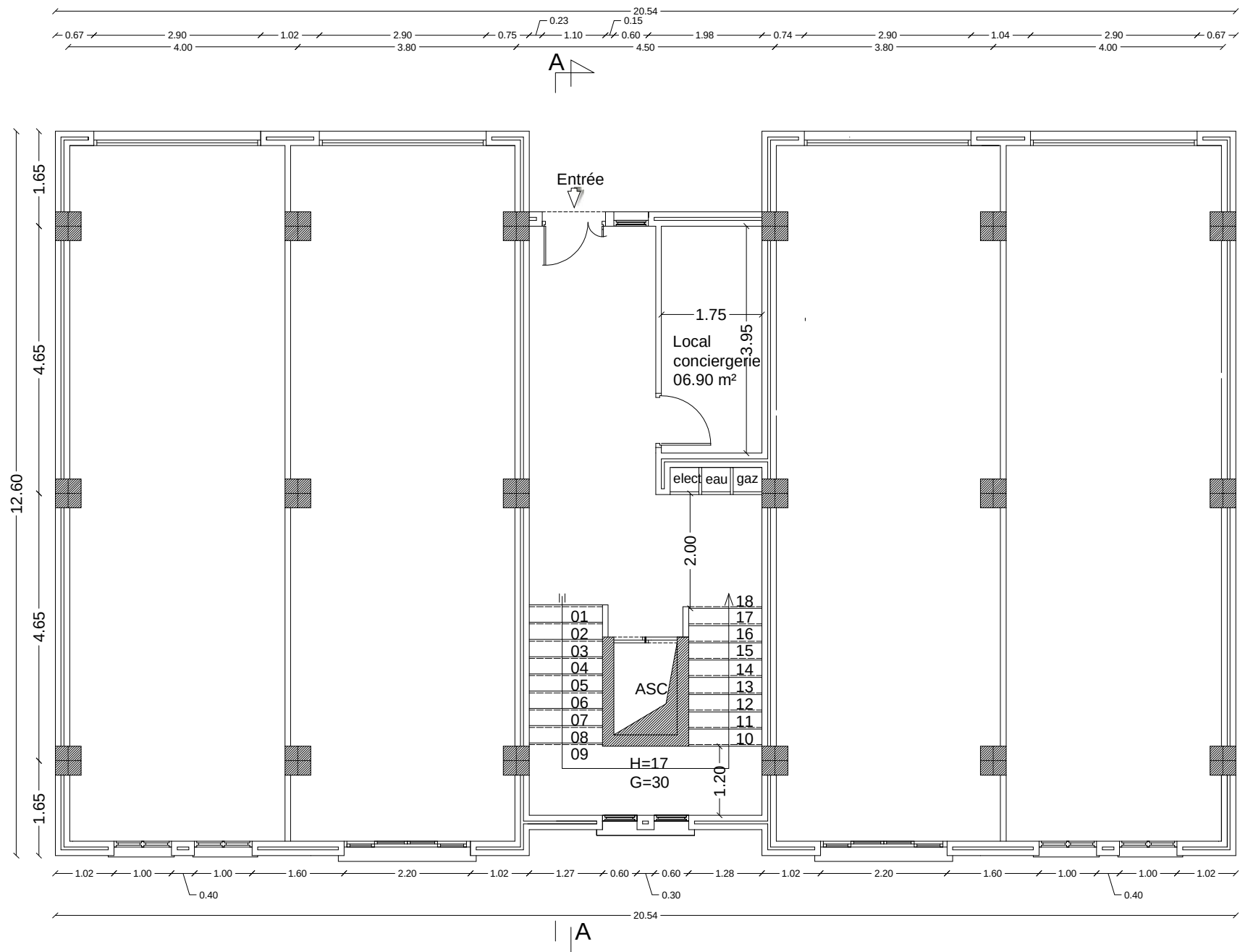
2019



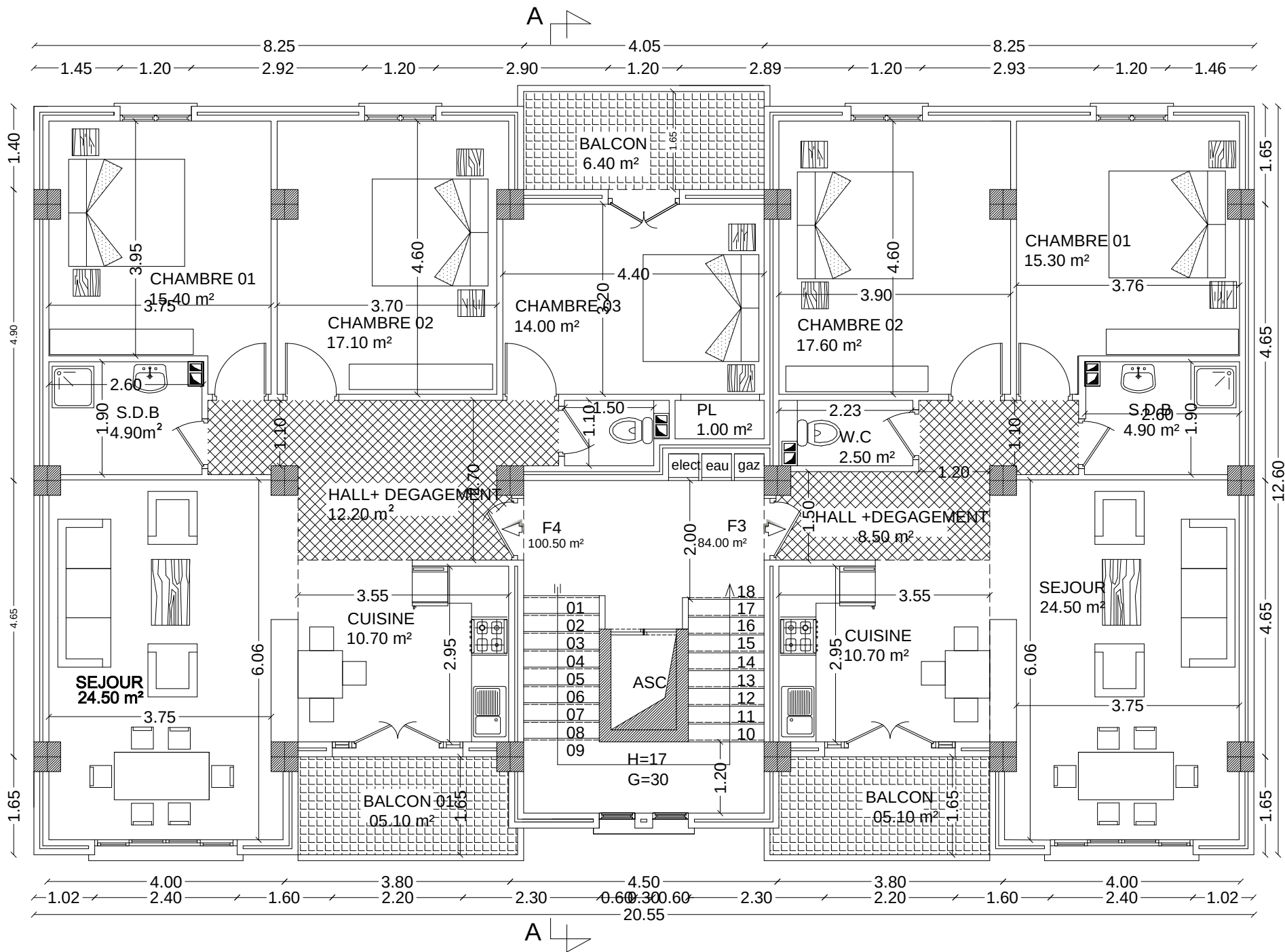
|                                                          |           |                                                                   |            |
|----------------------------------------------------------|-----------|-------------------------------------------------------------------|------------|
| COUPE A-A<br>UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI<br>DE TIZI OUZOU |           | Faculté du génie de la construction<br>Département de génie civil |            |
| Etudié par:<br>Mr RENIFFI AHMED<br>Mr Ouldlamara YANIS   | COUPE A-A |                                                                   | plan:      |
|                                                          |           |                                                                   | Ech: 1/100 |
| Dirigé par:<br>Mr KHELIL                                 |           |                                                                   | 2019       |



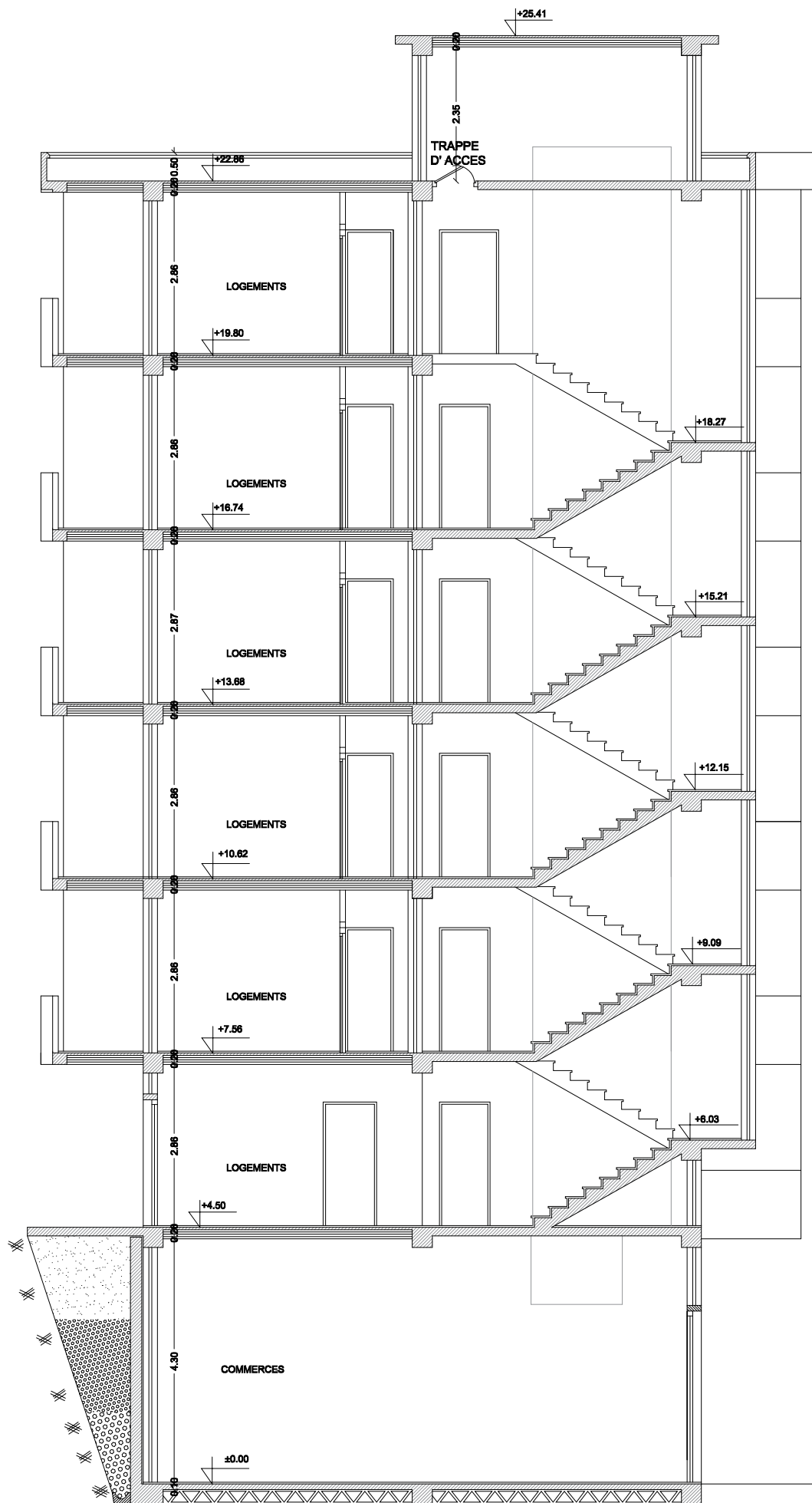
PLAN DU RDC (NIV ±0.00)



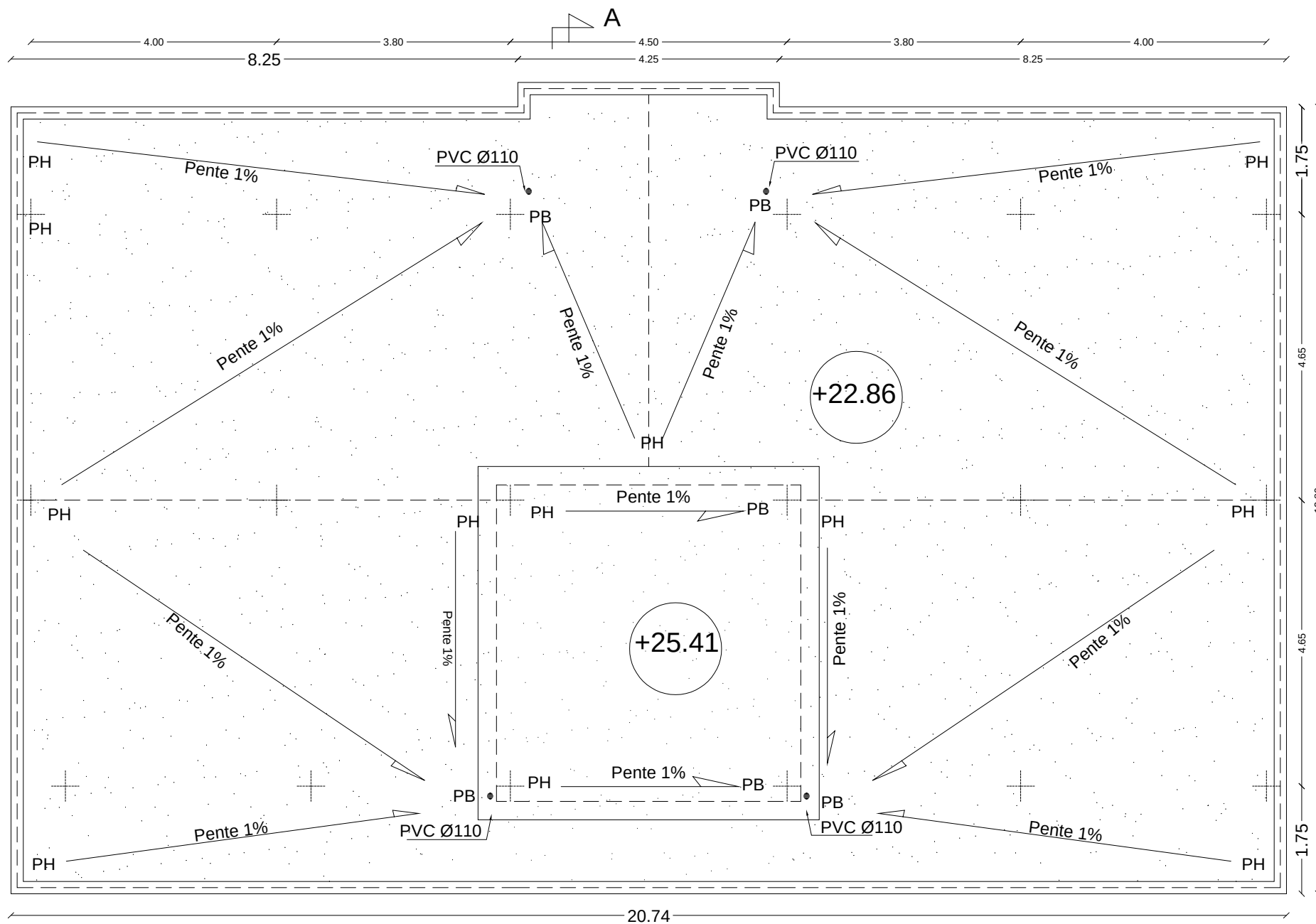
PLAN 1er ETAGE (NIV +4.50)



PLAN DES ETAGES: 2,3,4,5,6,7,8



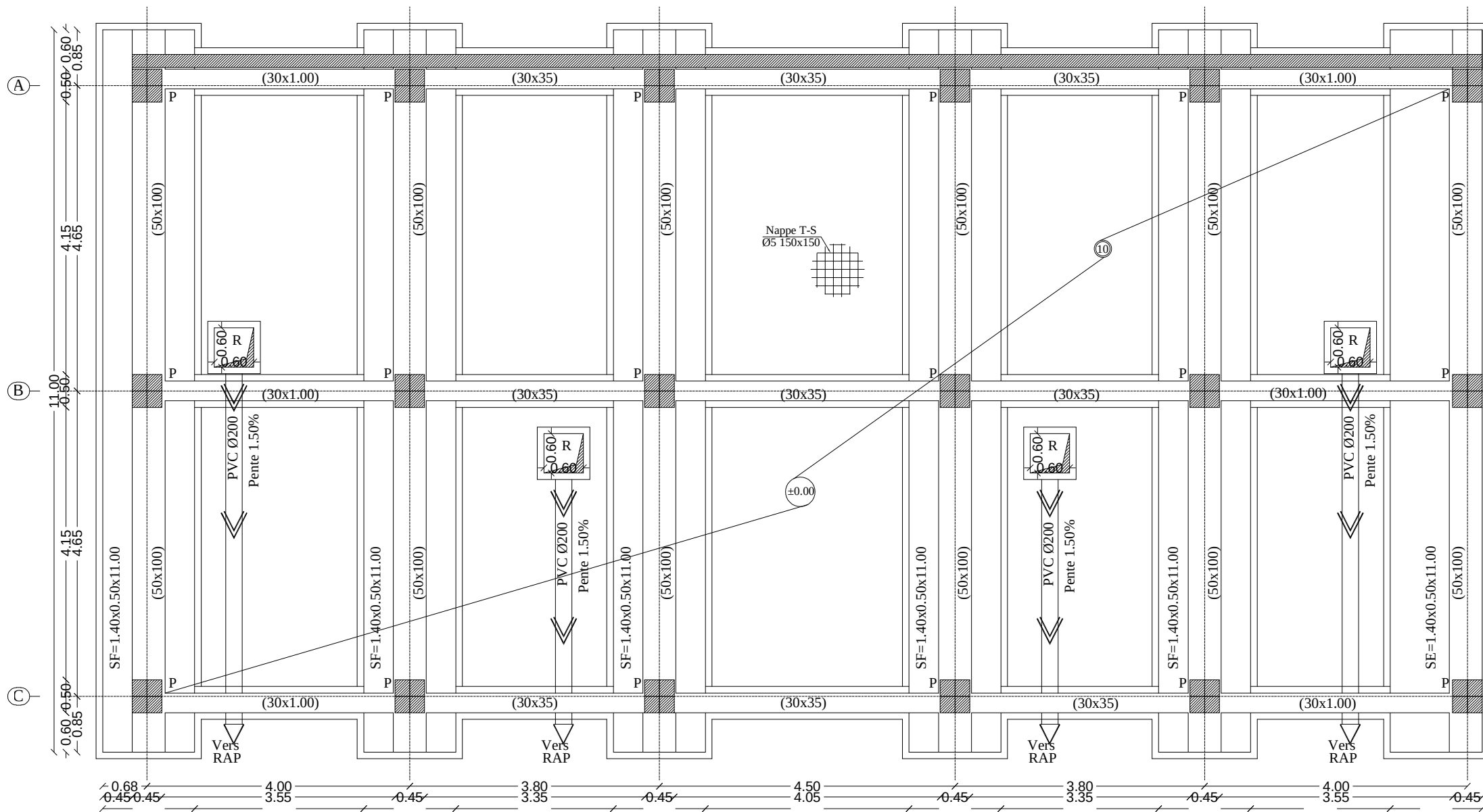
COUPE A-A

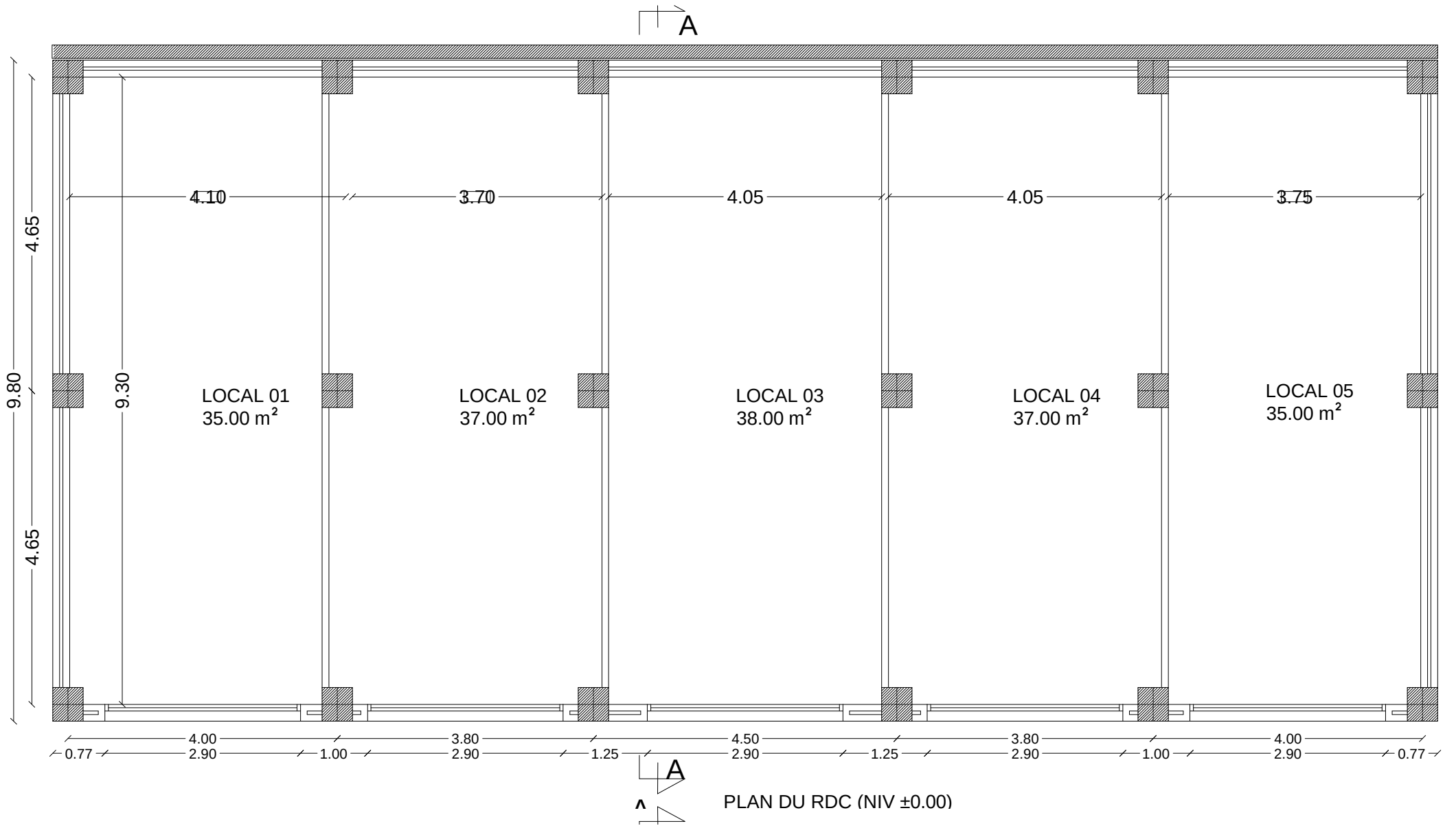


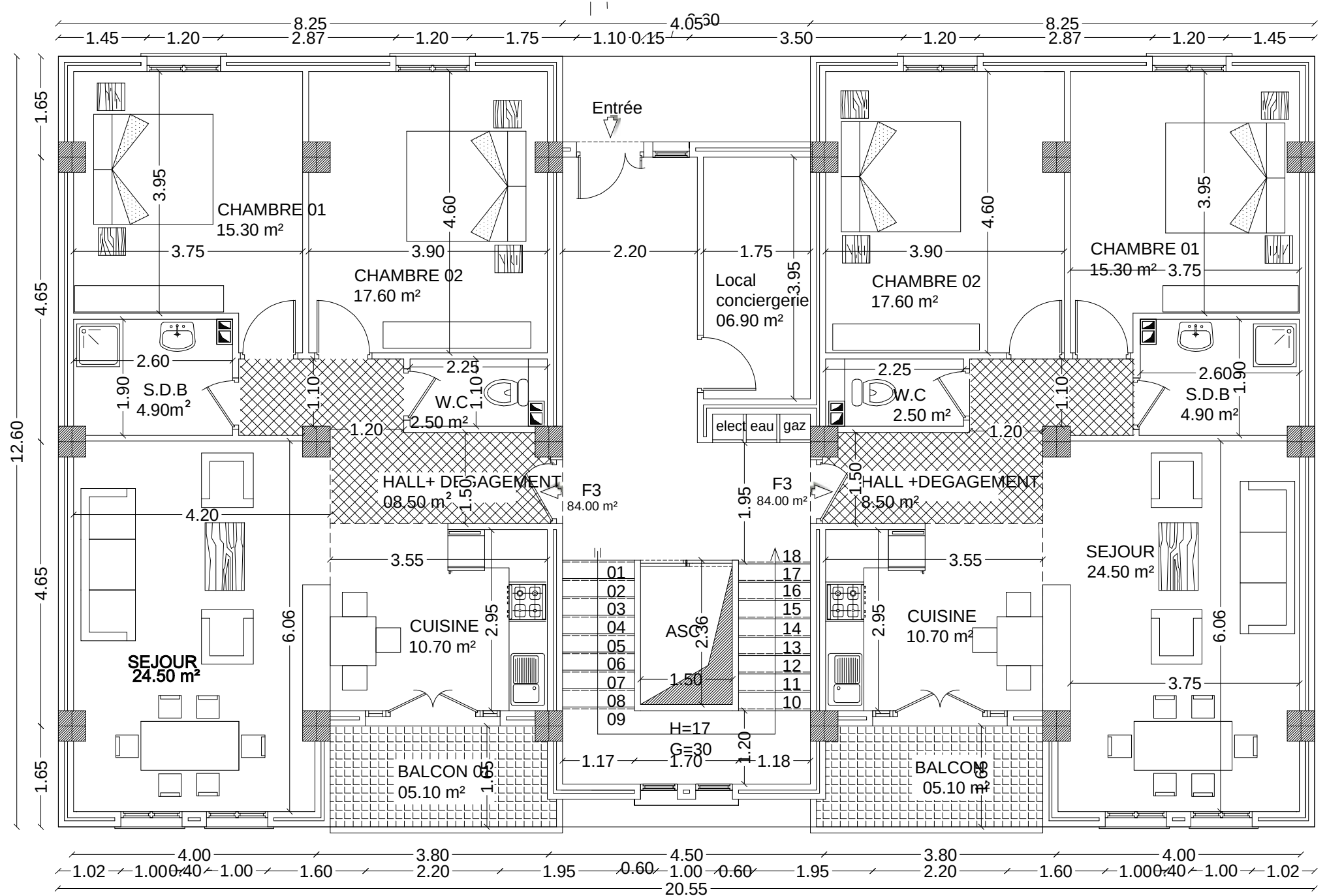
PLAN DE TOITURE



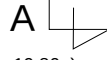




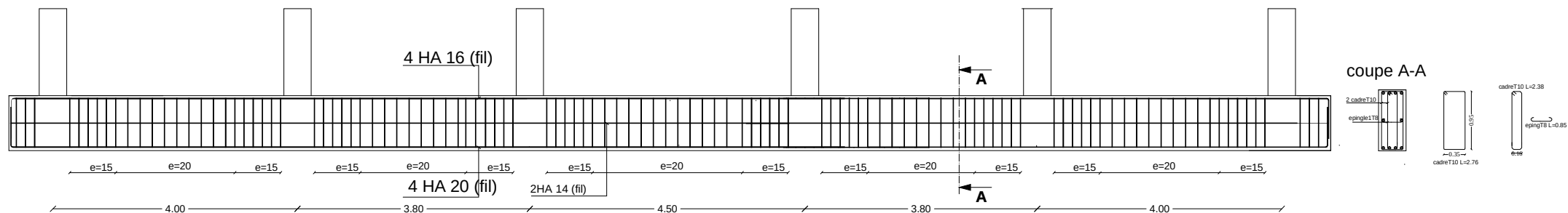




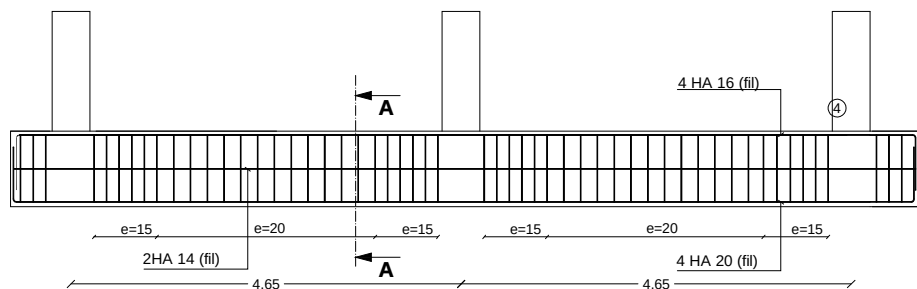
PLAN 1er ETAGE (NIV +4.50)



PLAN DES ETAGES: 2,3,4,5&6 (NIV +7.56,+10.62,+13.68,16.74 &+19.80 )

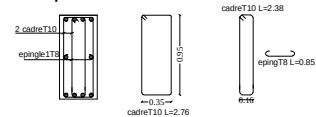


sens x-x

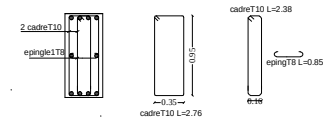


sens y-y

coupe A-A



coupe A-A



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI  
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de la construction  
Département de génie civil

Etudié par:  
Mr RENIFFI AHMED  
Mr Ouldlamara Yanis

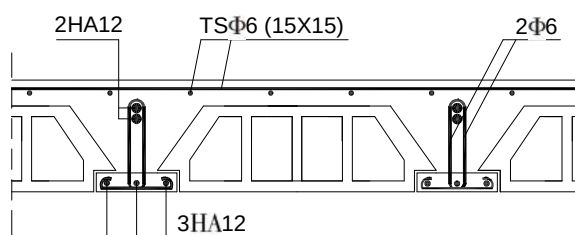
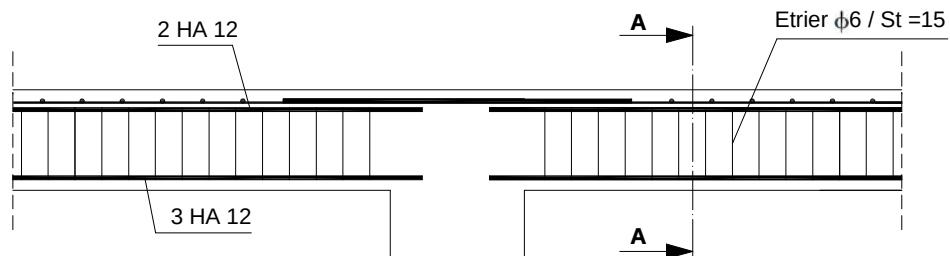
Dirigé par:  
Mr KHELIL

FERRAILLAGE DES  
NERVURES

plan:

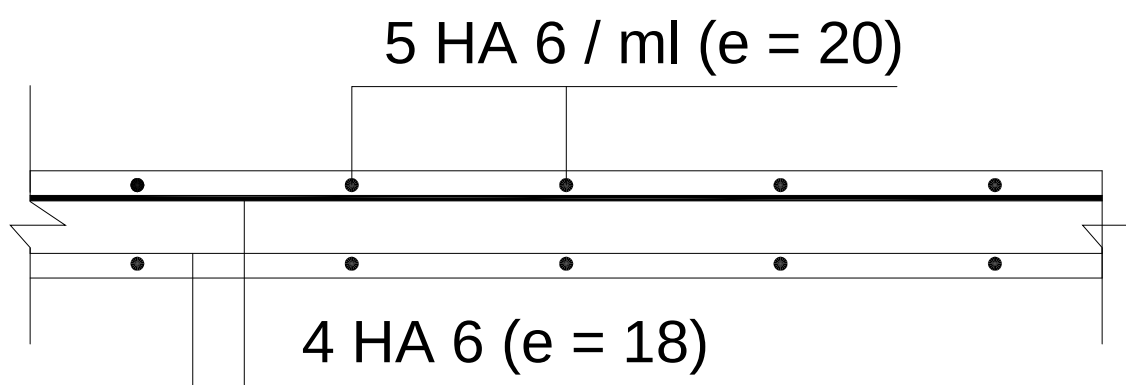
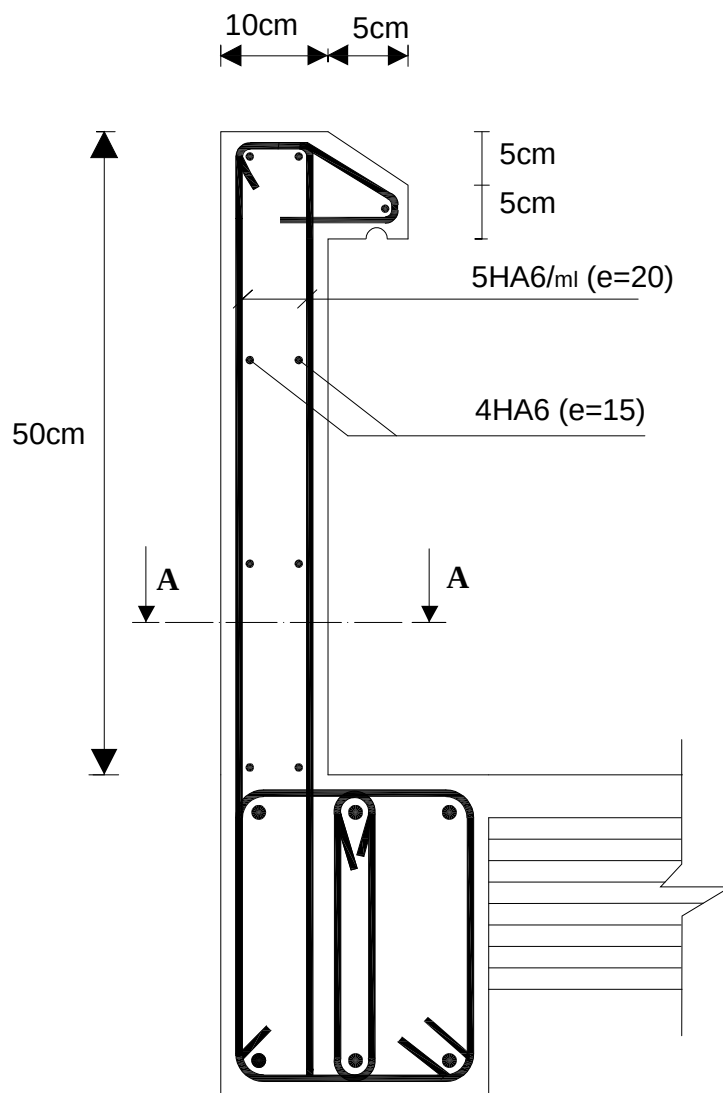
Ech: 1/50

2019



**Coupe A-A**

|                                                                                                                                                           |                                   |                      |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------|----------------------|
| République algérienne démocratique et populaire<br>Université Mouloud Mammeri de T.O<br>Faculté de génie de la construction<br>Département de génie civil |                                   | proposé par<br>B.E.T |
| Etudié par<br>Mr RENIFFI AHMED<br>Mr OULDLAMARA YANIS                                                                                                     | Plan de ferrailage<br>du plancher | Echelle: 1/50        |
| Dirigé par                                                                                                                                                | Mr KHELIL                         | 2019                 |



**Coupe A-A**

République algérienne démocratique et populaire  
Université Mouloud Mammeri de T.O  
Faculté de génie de la construction  
Département de génie civil

proposé par  
B.E.T

Etudié par  
Mr RENIFFI AHMED  
Mr OULDLAMARA YANIS

Plan de Ferrailage  
de l'acrotère

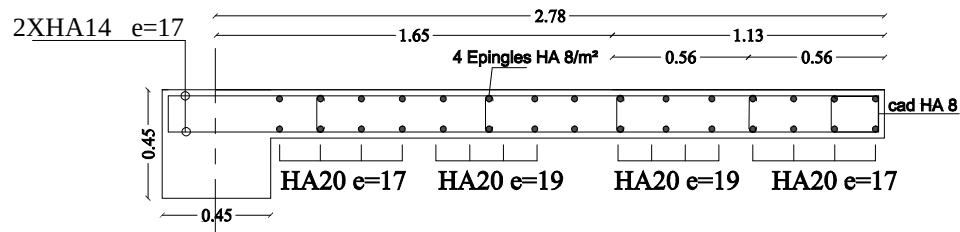
Echelle:1/50

Dirigé par

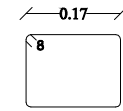
Mr KHELIL

2019

## ferraillage voile vl "RDC" (3.00m)

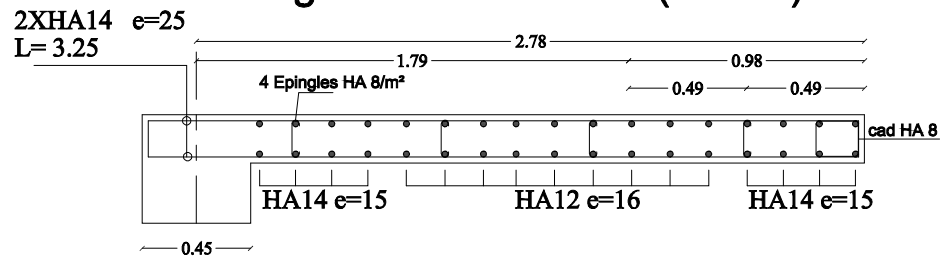


epingle T8 L=0.35

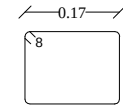


cad T8 L=0.85

## ferraillage voile VT "RDC" (3.00m)

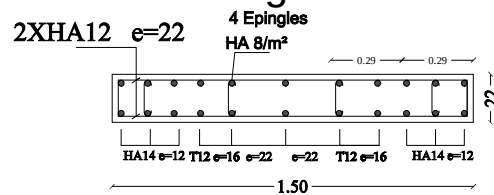


epingle T8 L=0.35



cad T8 L=0.85

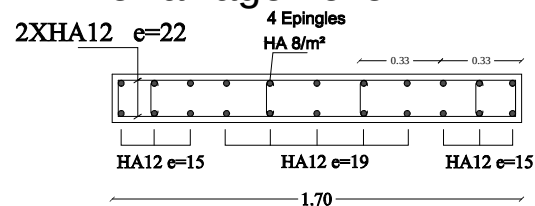
## ferraillage voile vl "1.50m"



epingle T8 L=0.35



## ferraillage voile VT "1.70m"



epingle T8 L=0.35



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI  
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de la construction  
Département de génie civil

Etudié par:  
Mr RENIFFI AHMED  
Mr Ouldlamara YANIS

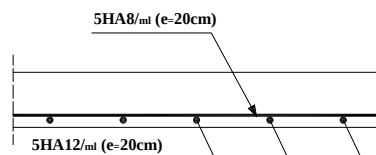
FERRAILLAGE DES VOILES

plan:

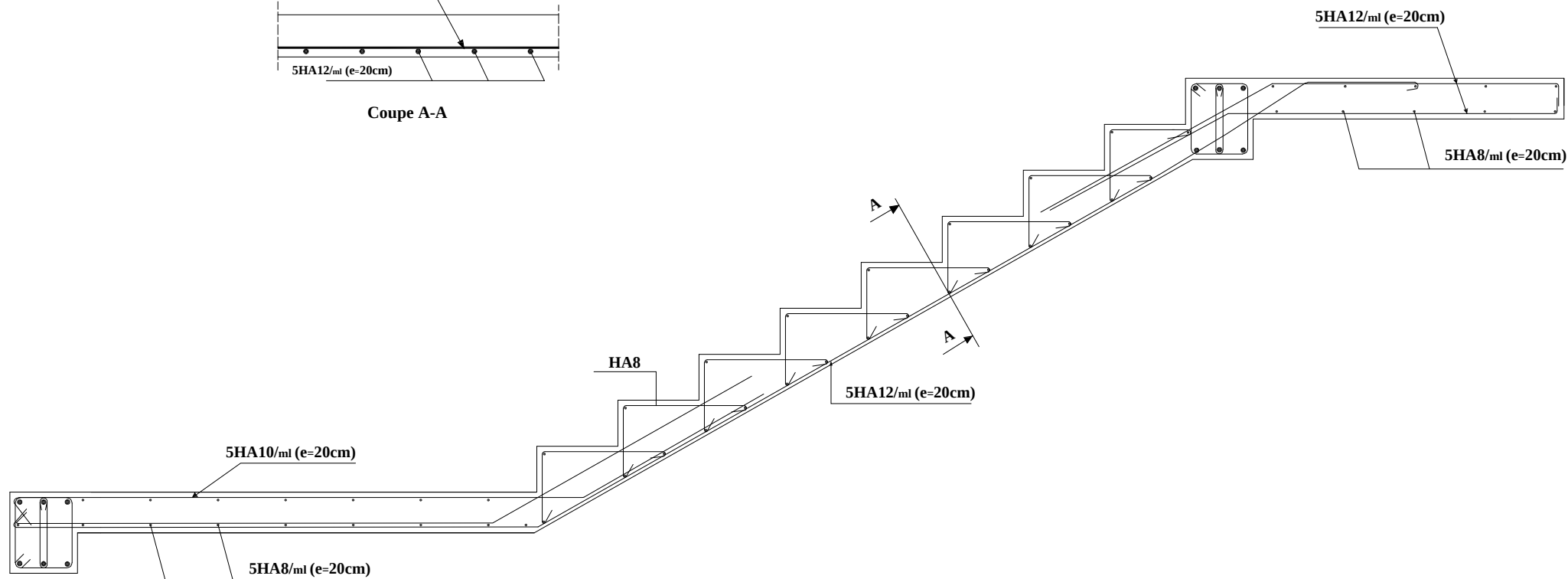
Ech:1/50

Dirigé par:  
Mr KHELIL

2019



Coupe A-A



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI  
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de la construction  
Département de génie civil

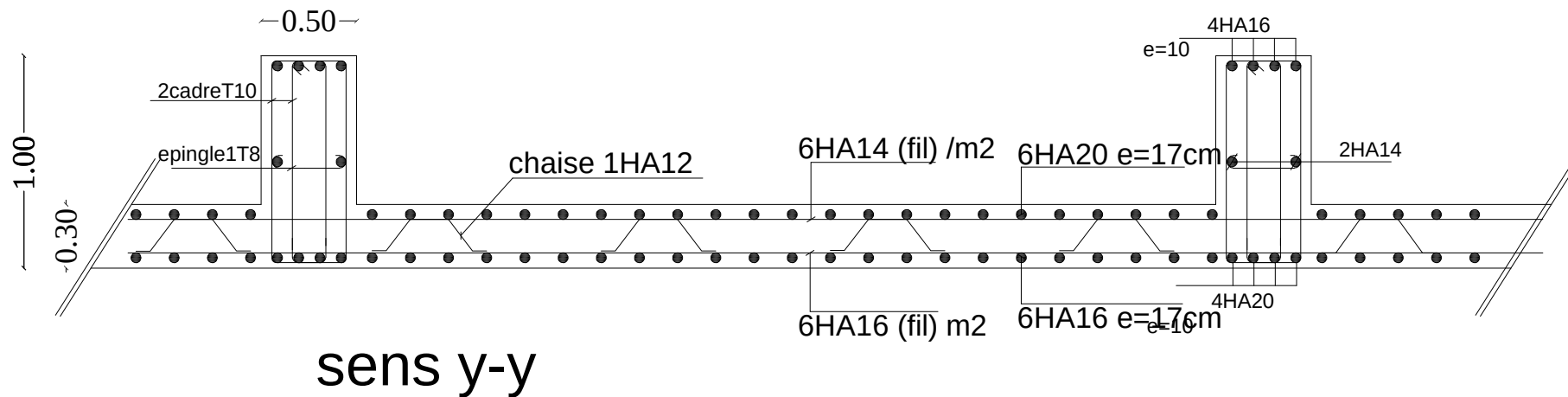
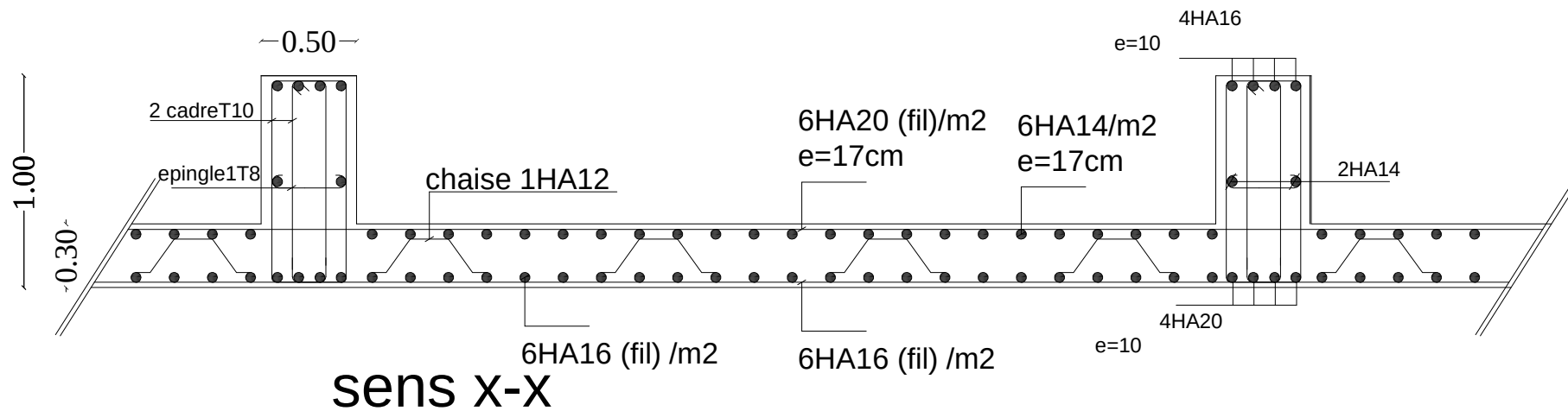
Etudié par:  
Mr RENIFFI AHMED  
Mr Ouldlamara YANIS

FERRAILLAGE DE L'ESCALIER

plan:  
Ech:1/100

Dirigé par:  
Mr KHELIL

2019



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI  
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de la construction  
Département de génie civil

Etudié par:  
Mr RENIFFI AHMED  
Mr Ouldlamara YANIS

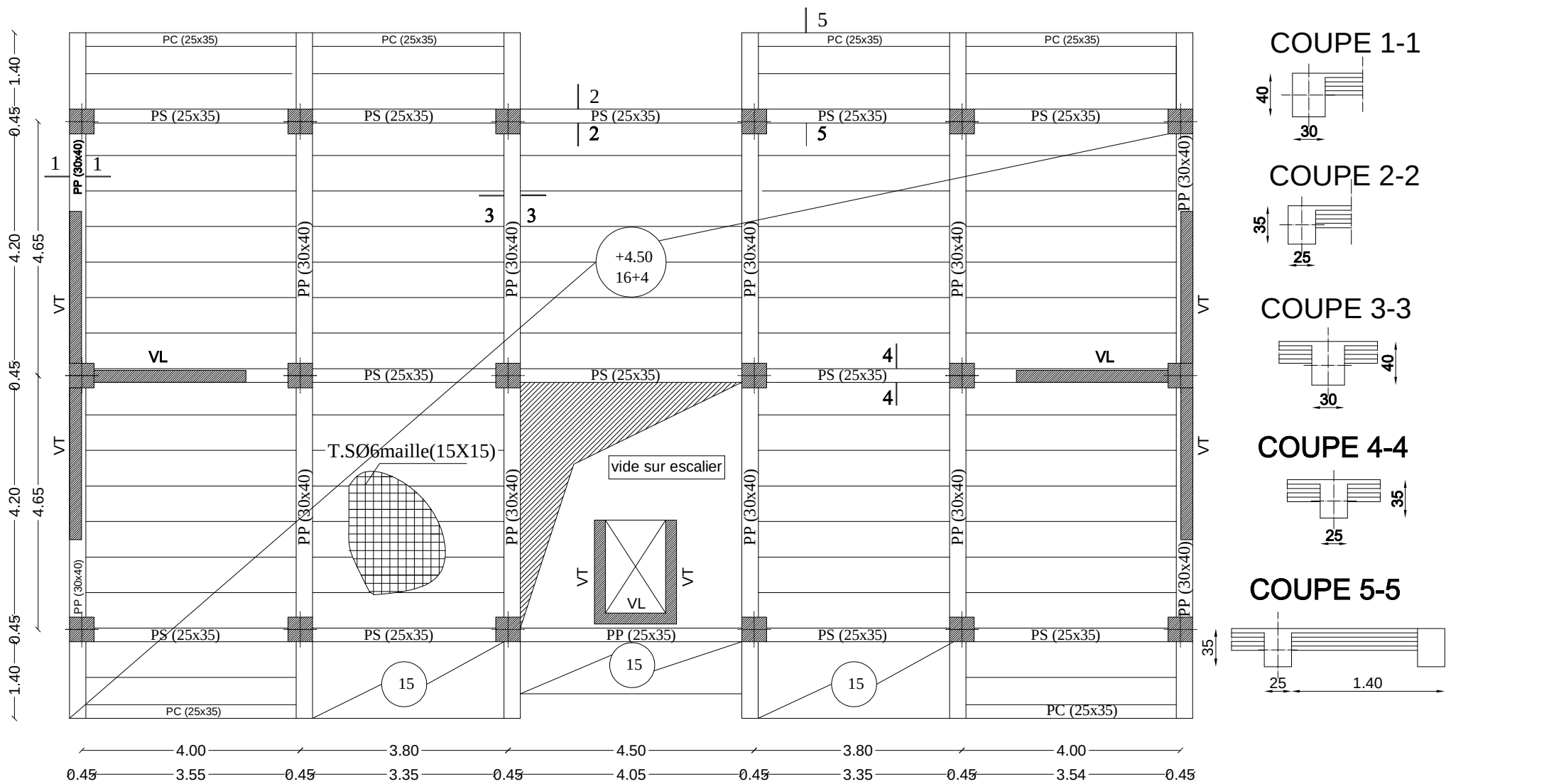
Dirigé par:  
Mr KHELIL

FERRAILLAGE DU RADIER

plan:

Ech: 1/50

2019



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI  
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de la construction  
Département de génie civil

Etudié par:  
Mr RENIFFI Ahmed  
Mr Ouldiamara Yanis

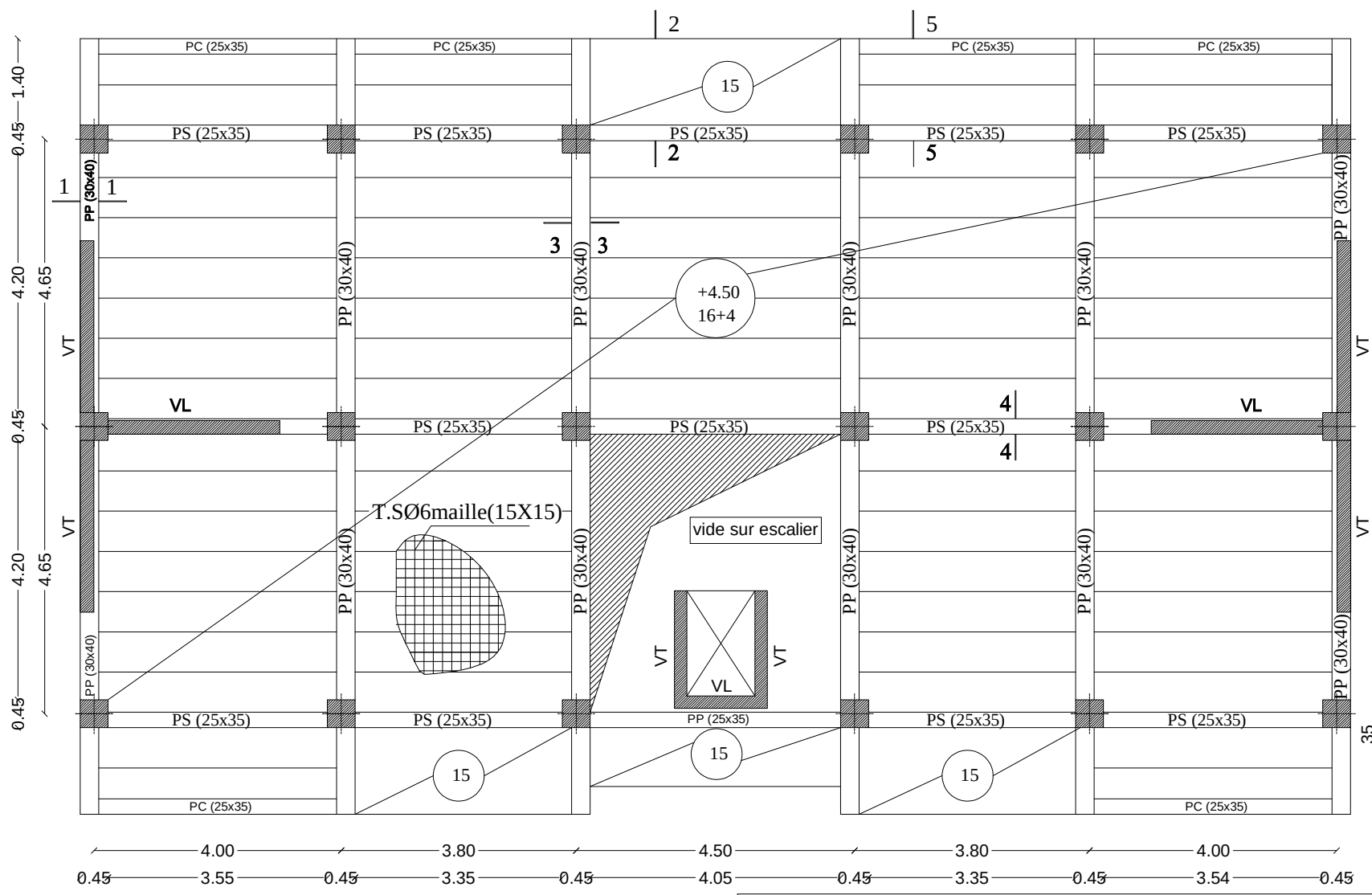
Dirigé par:  
Mr KHELIL

# PLAN DU COFFRAGE PLANCHER NIV +4.50

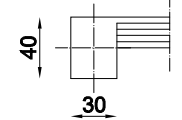
plan:

Ech: 1/100. 1/50

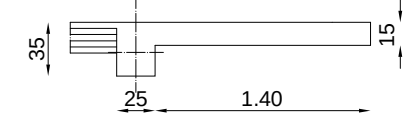
2019



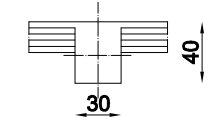
COUPE 1-1



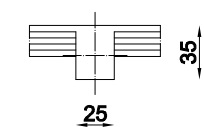
COUPE 2-2



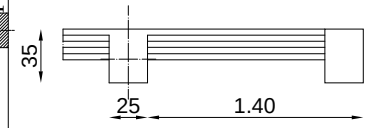
COUPE 3-3



COUPE 4-4



COUPE 5-5



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI  
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de la construction  
Département de génie civil

Etudié par:  
Mr RENIFFI Ahmed  
Mr Ouldiamara Yanis

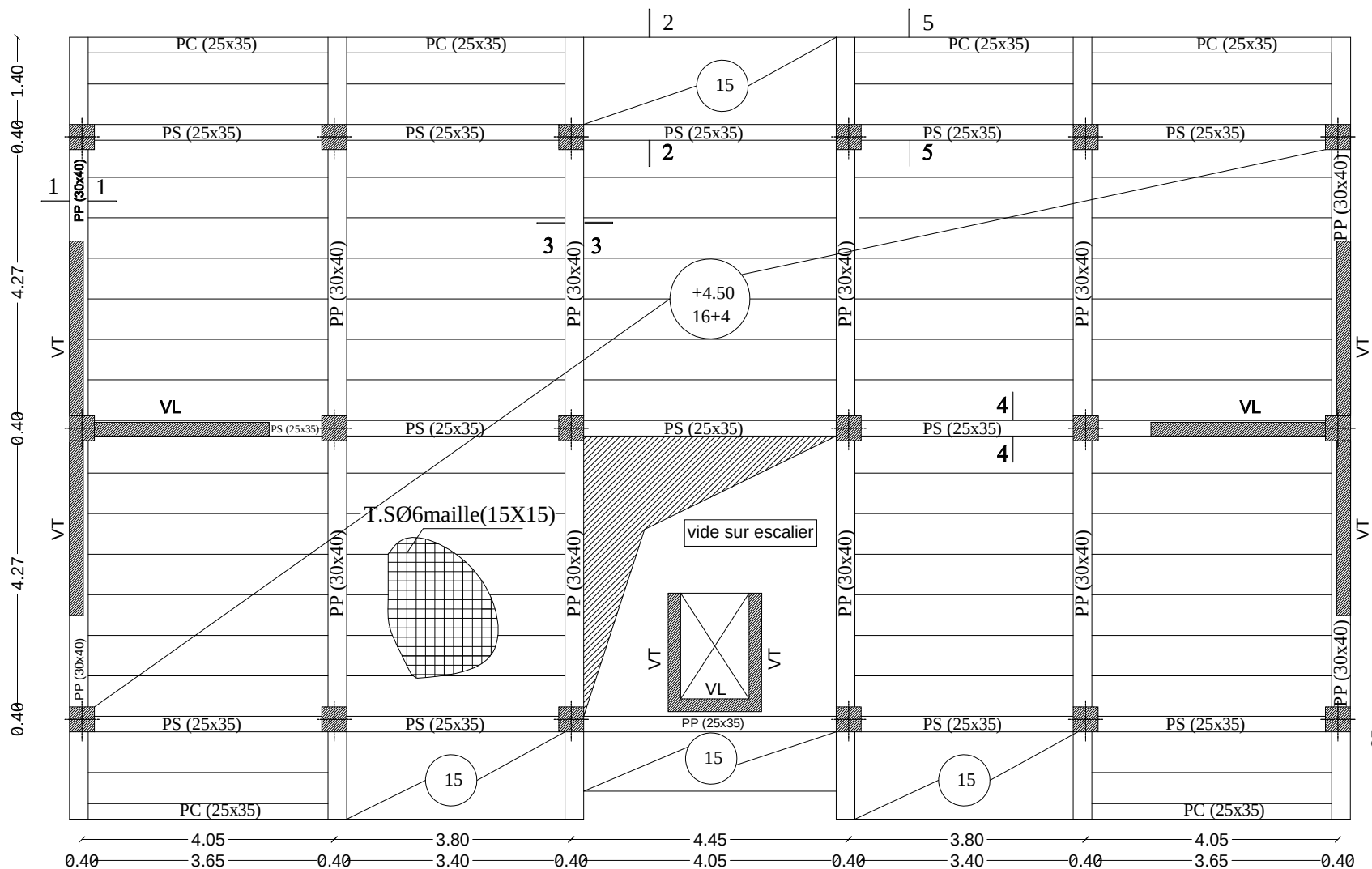
Dirigé par:  
Mr KHELIL

# PLAN DU COFFRAGE PLANCHER NIV +7.56

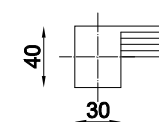
plan:

Ech: 1/100. 1/50

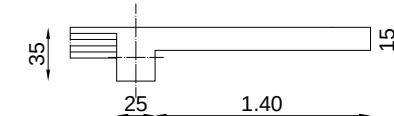
2019



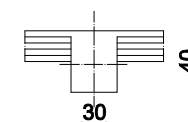
COUPE 1-1



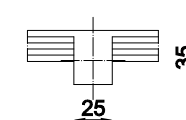
COUPE 2-2



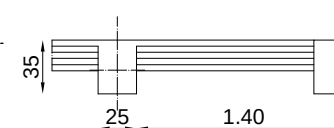
COUPE 3-3



COUPE 4-4



COUPE 5-5



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI  
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de la construction  
Département de génie civil

Etudié par:  
Mr RENIFFI Ahmed  
Mr Ouldiamara Yanis

Dirigé par:  
Mr KHELIL

# PLAN DU COFFRAGE PLANCHER NIV (+10.62 ; +13.68)

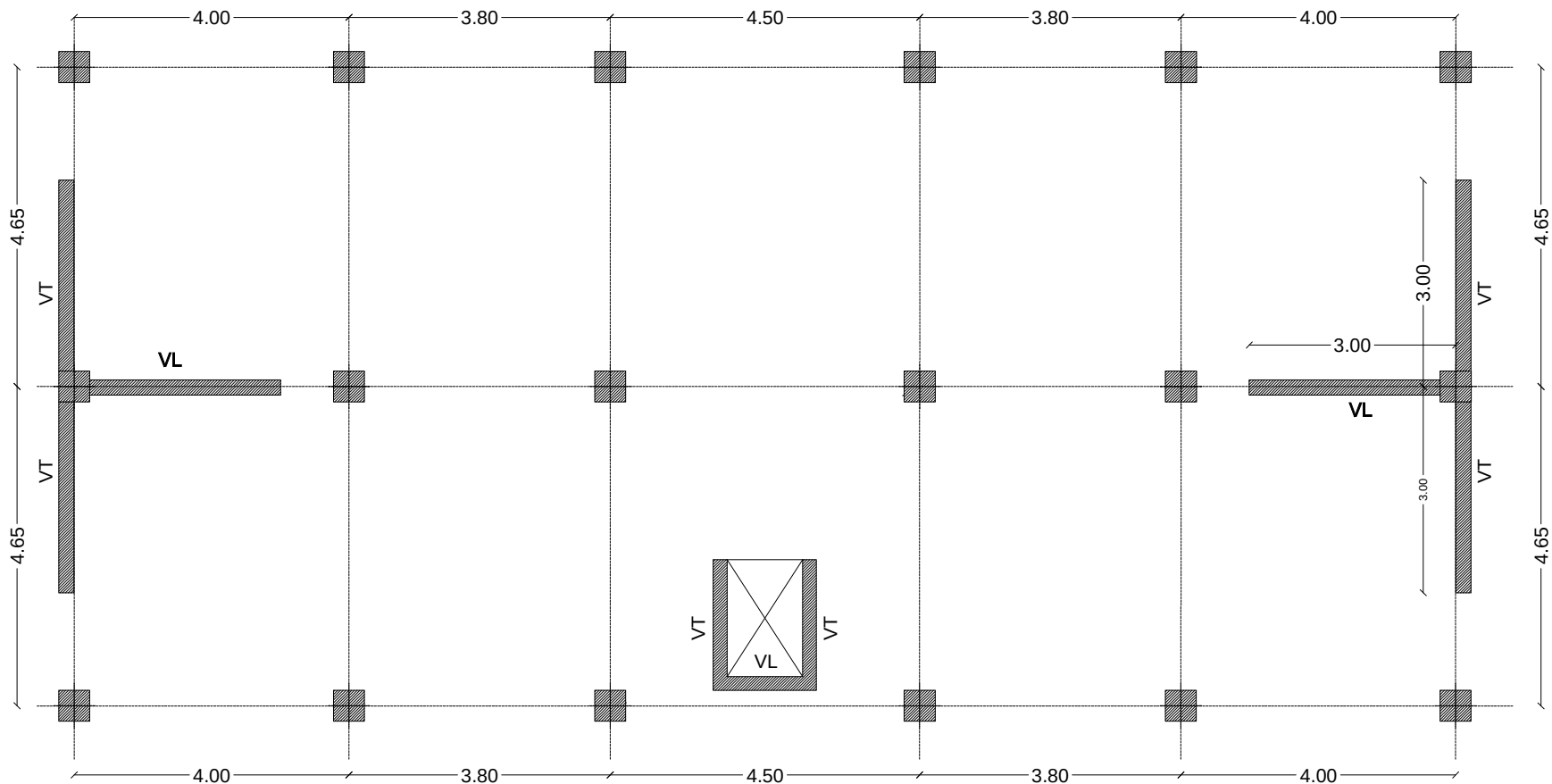
plan:

Ech: 1/100. 1/50

2019







UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI  
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de la construction  
Département de génie civil

Etudié par:  
Mr RENIFFI AHMED  
Mr Ouldlamara Yanis

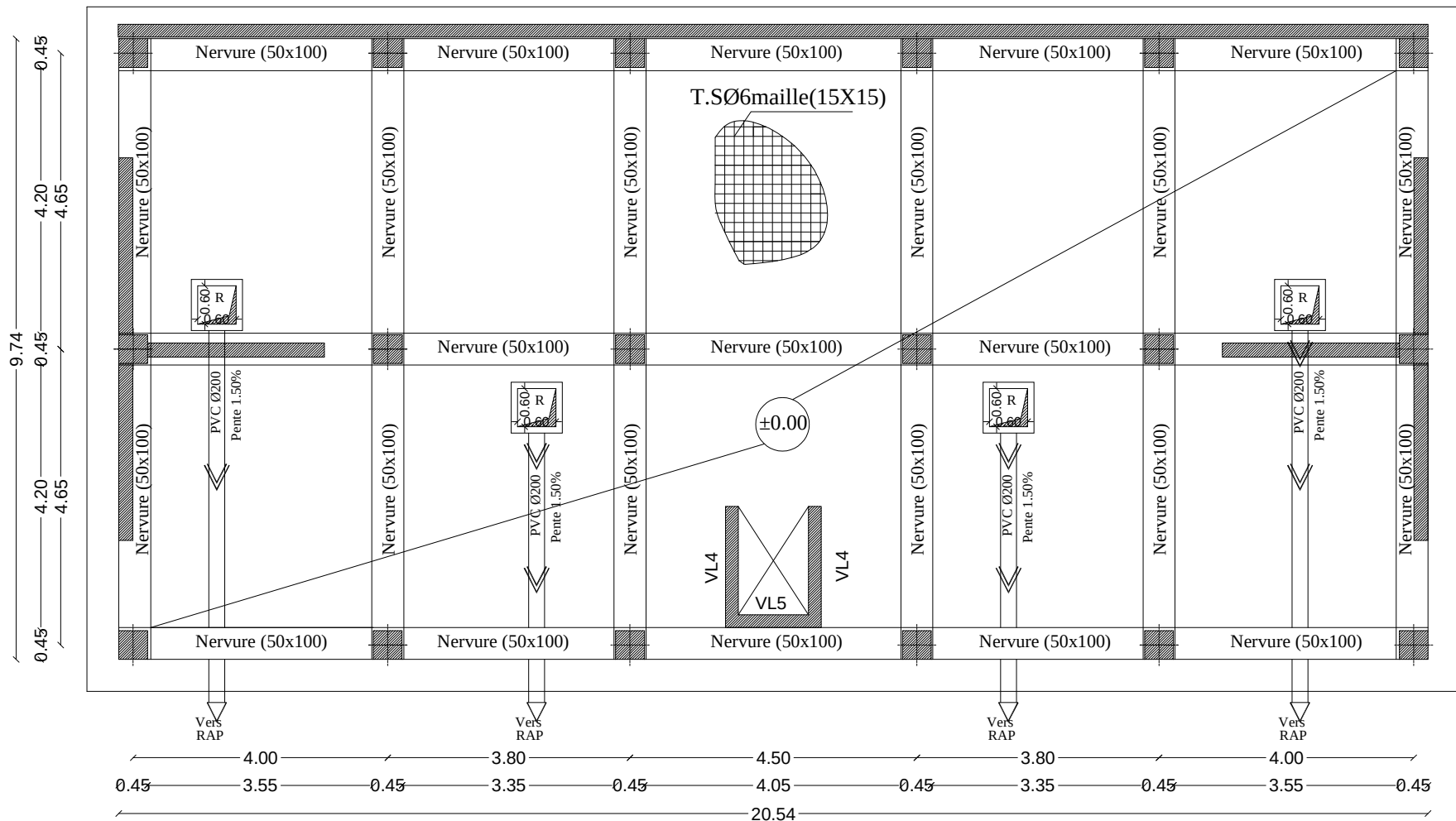
Dirigé par:  
Mr KHELIL

## IDENTIFICATION DES VOILES

plan:

Ech: 1/100. 1/50

2019



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI  
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de la construction  
Département de génie civil

Etudié par:  
Mr RENIFFI AHMED  
Mr Ouldlamara Yanis

Dirigé par:  
Mr KHELIL

## PLAN DE FONDATION

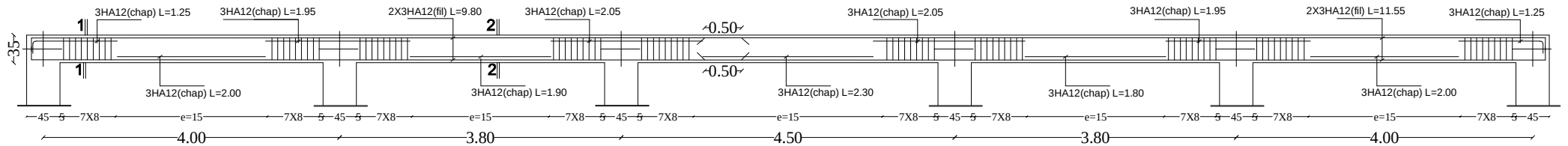
plan:

Ech: 1/100. 1/50

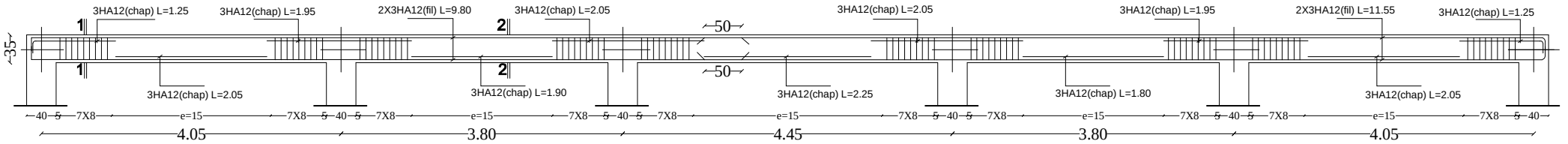
2019

# FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDERES (25X35)

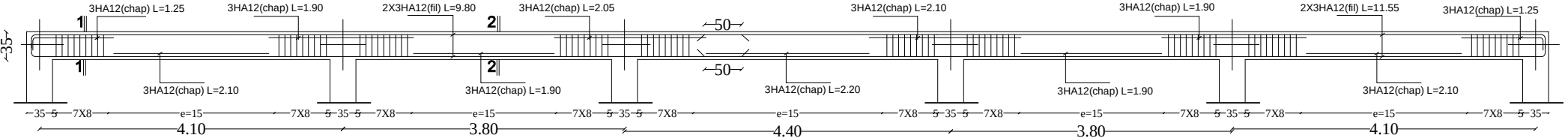
**NIVEAUX : +4.50 ; +7.56**



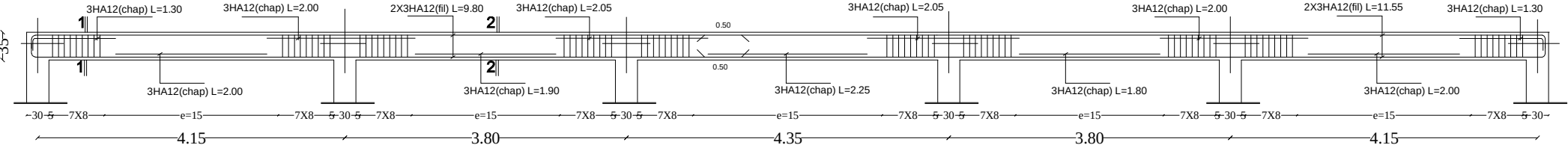
**NIVEAUX : +10.62 ; +13.68**



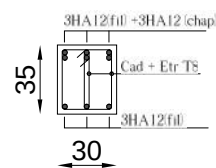
**NIVEAUX : +16.64 ; +19.80**



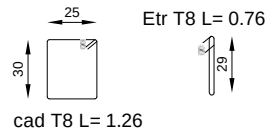
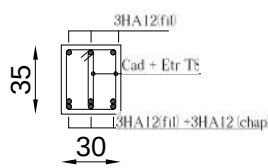
**NIVEAUX : +22.86 ; 25.92 ; +28.98**



Coupe1-1



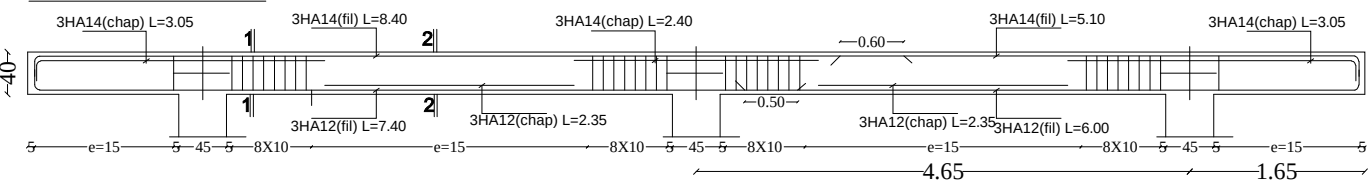
Coupe 2-2



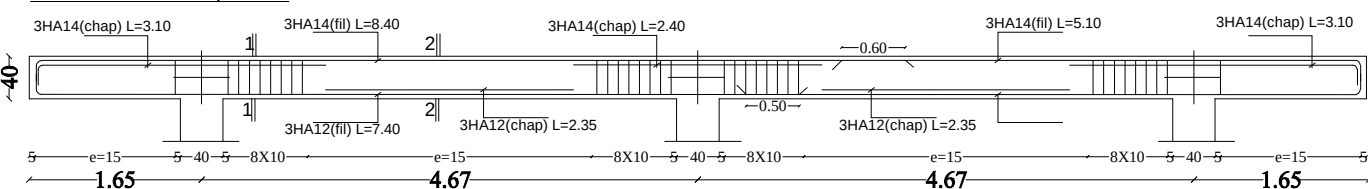
| UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI<br>DE TIZI OUZOU            |                                                | Faculté du génie de la construction<br>Département de génie civil |           |
|--------------------------------------------------------|------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|-----------|
| Etudié par:<br>Mr RENIFFI Ahmed<br>Mr Ouldiamara Yanis | <b>FERRAILLAGE DES<br/>POUTRES SECONDAIRES</b> |                                                                   | plan:     |
|                                                        |                                                |                                                                   | Ech: 1/50 |
| Dirigé par:<br>Mr KHELIL                               |                                                |                                                                   | 2019      |

# FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES (30X40)

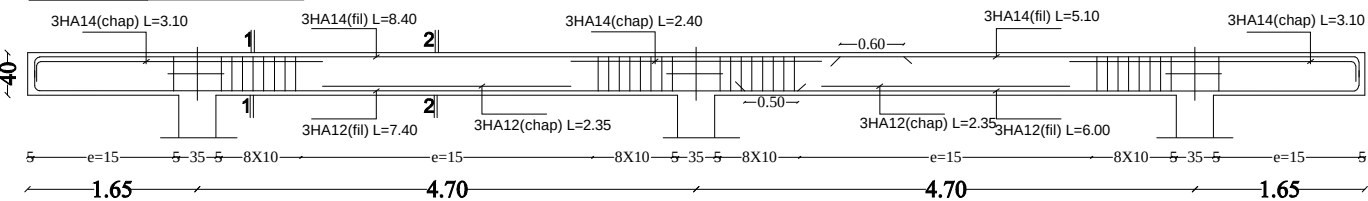
NIVEAUX : +4.50 ; +7.56



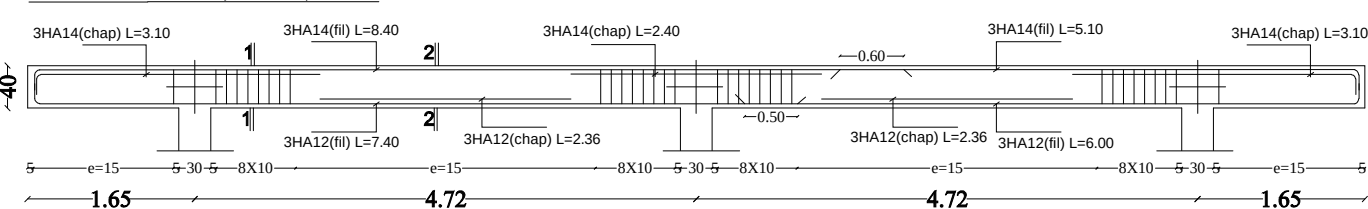
NIVEAUX : +10.62 ; +13.68



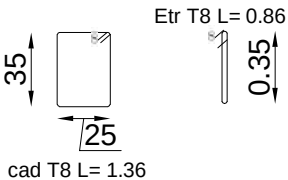
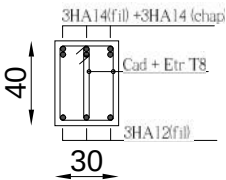
NIVEAUX : +16.64 ; +19.80



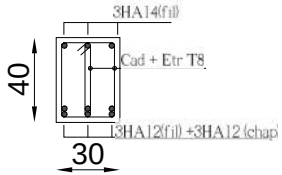
NIVEAUX : +22.86 ; +25.92;+28.98



Coupe1-1



Coupe 2-2



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI  
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de la construction  
Département de génie civil

Etudié par:  
Mr RENIFFI Ahmed  
Mr Ouldiamara Yanis

Dirigé par:

FERRAILLAGE DES  
POUTRES PRINCIPALES

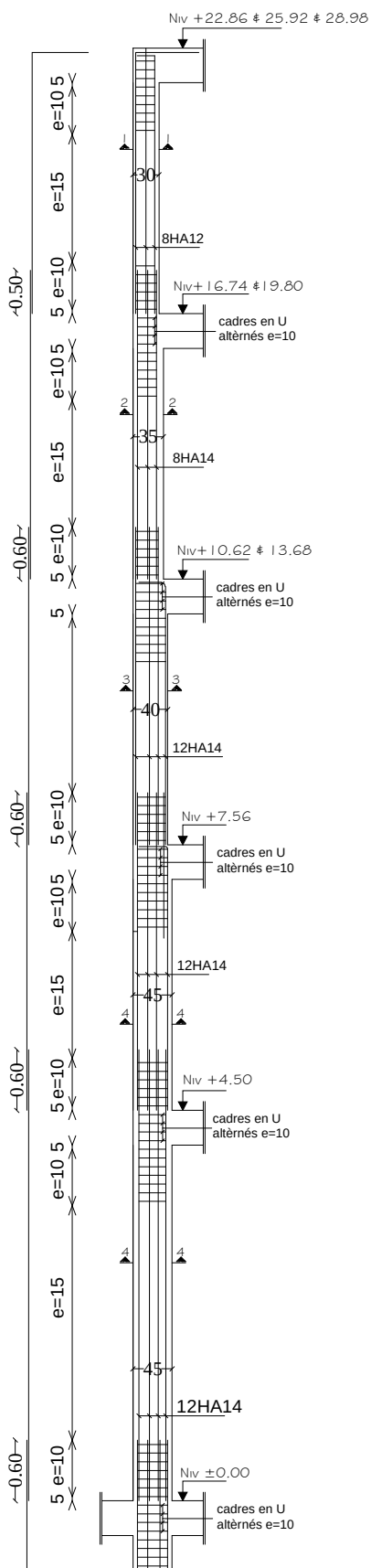
plan:

Ech: 1/50

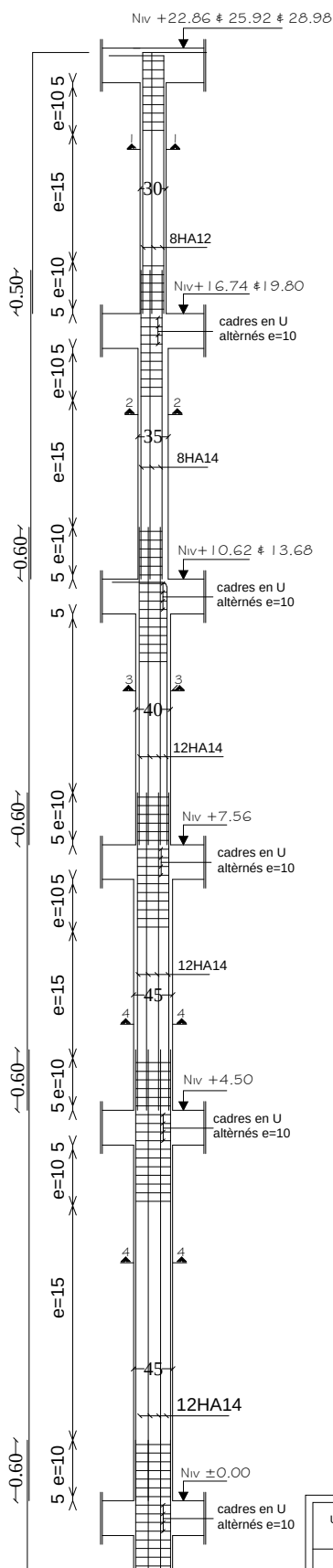
2019

# FERRAILLAGE DES POTEAUX

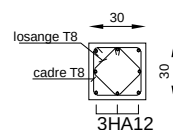
## poteau de rive



## poteau central



Coupe 1-1



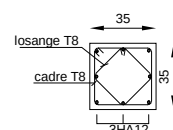
Cads. HA8 L=1.16



losq. HA8 L=0.78



Coupe 2-2



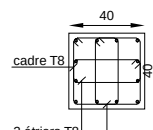
Cads. HA8 L=1.36



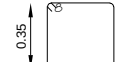
losq. HA8 L=0.95



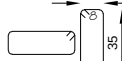
Coupe 3-3



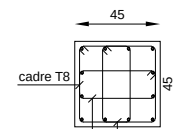
Cads. HA8 L=1.42



Etriers. HA8 L=0.96



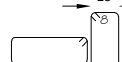
Coupe 4-4



Cads. HA8 L=1.62



Etriers. HA8 L=1.12



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI  
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de la construction  
Département de génie civil

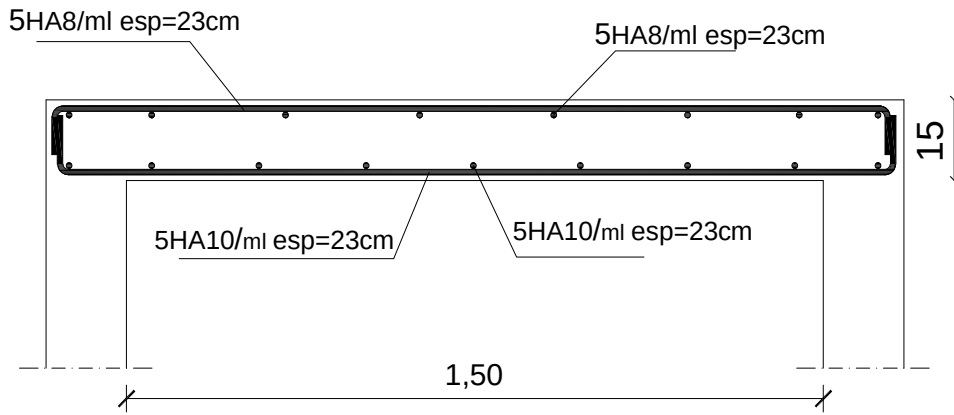
Etudié par:  
Mr RENIFFI Ahmed  
Mr Ouldiamara Yanis

FERRAILLAGE  
DES  
POTEAUX

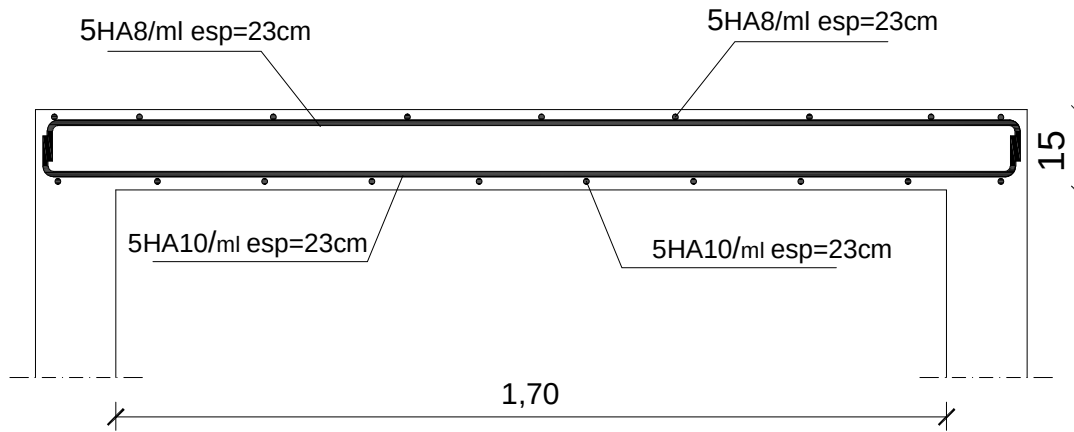
plan:  
Ech:1/50 ; 1/20  
2019

Dirigé par:  
Mr KHELIL

### sens x-x



### sens y-y



République algérienne démocratique et populaire  
Université Mouloud Mammeri de T.O  
Faculté de génie de la construction  
Département de génie civil

proposé par  
B.E.T

Etudié par  
Mr RENIFFI Ahmed  
Mr Ouldlamara Yanis

Plan de Ferrailage  
du balcon

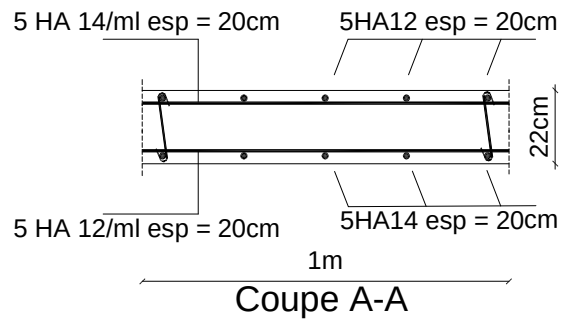
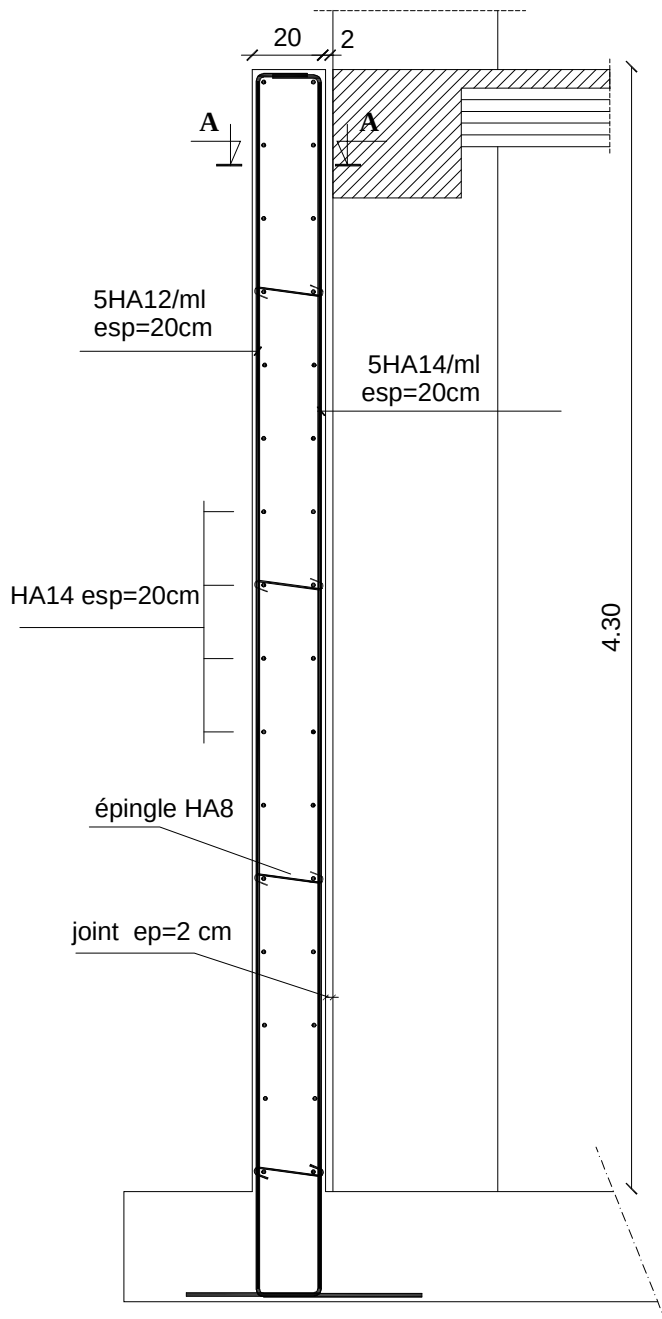
Echelle: 1/50

Dirigé par

Mr KHELIL

2019

# Ferrailage du mur plaque :



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI  
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de la construction  
Département de génie civil

Etudié par:  
Mr RENIFFI Ahmed  
Mr Ouldlamara Yanis

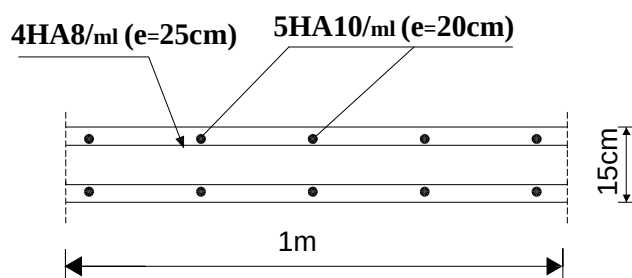
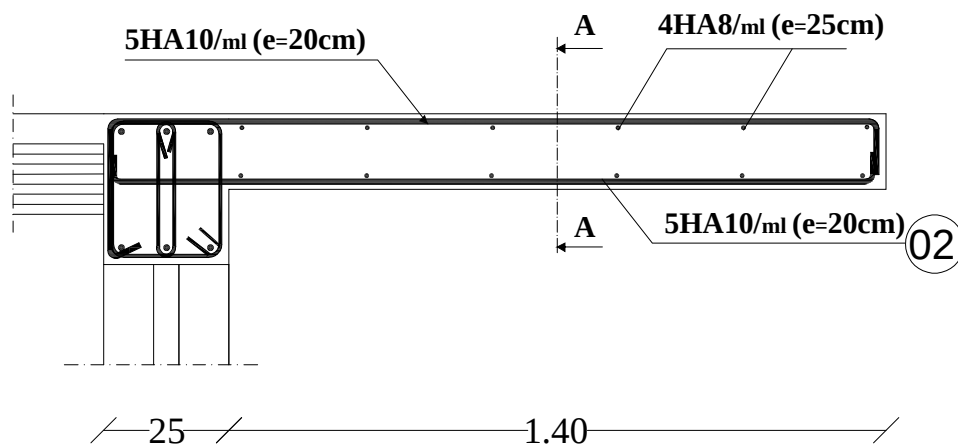
Dirigé par:  
Mr KHELIL

Plan de ferrailage  
de mur plaque

plan:

Echelle: 1/200

2019



**Coupe A-A**

UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI  
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de la construction  
Département de génie civil

Etudié par:  
Mr RENIFFI AHMED  
Mr Ouldlamara YANIS

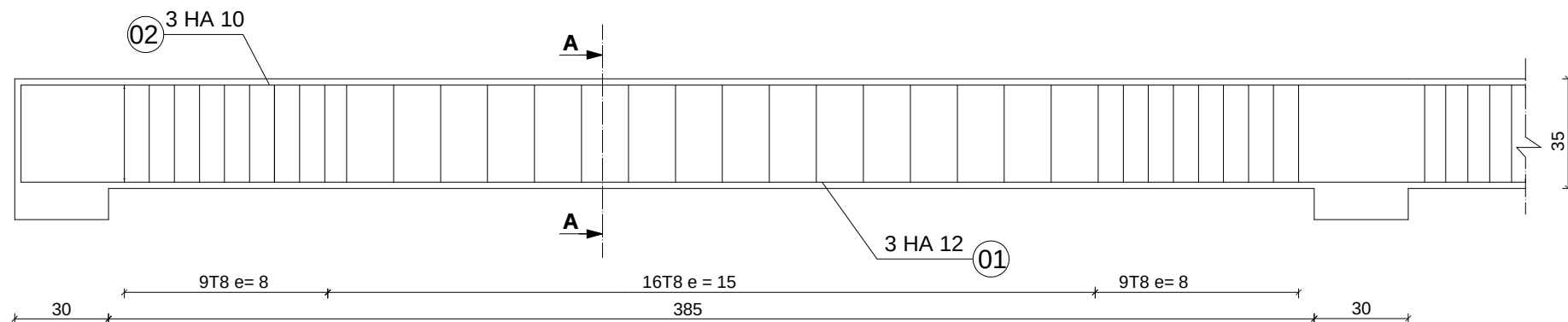
Dirigé par:  
Mr KHELIL

Plan de Ferrailage  
du balcon

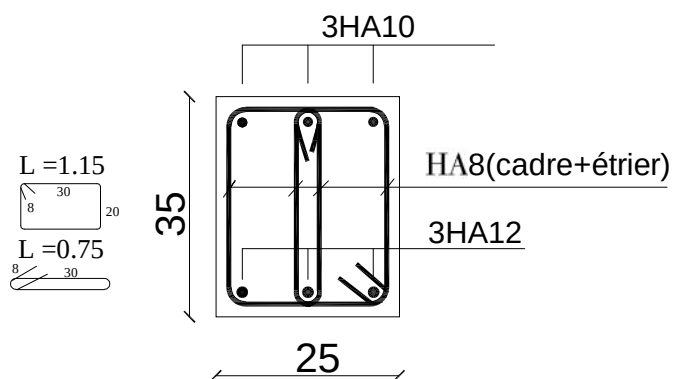
plan:

Echelle:

2019



## Coupe AA



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI  
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de la construction  
Département de génie civil

Etudié par:  
Mr RENIFFI Ahmed  
Mr Ouldlamara Yanis

Dirigé par:  
Mr KHELIL

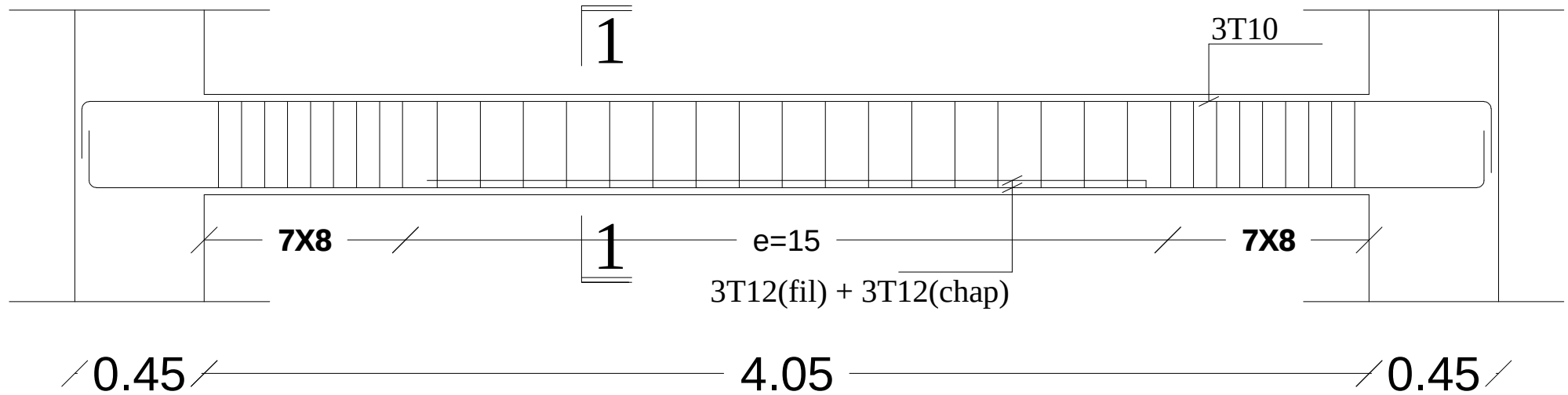
Plan de Ferrailage  
de la poutre chaînage

plan:

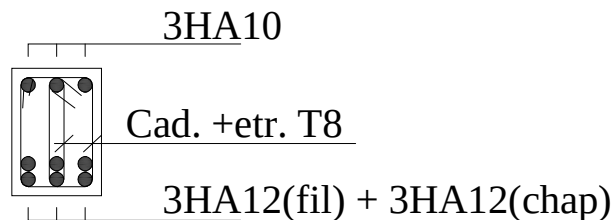
Ech: 1/20 ; 1/10

2019

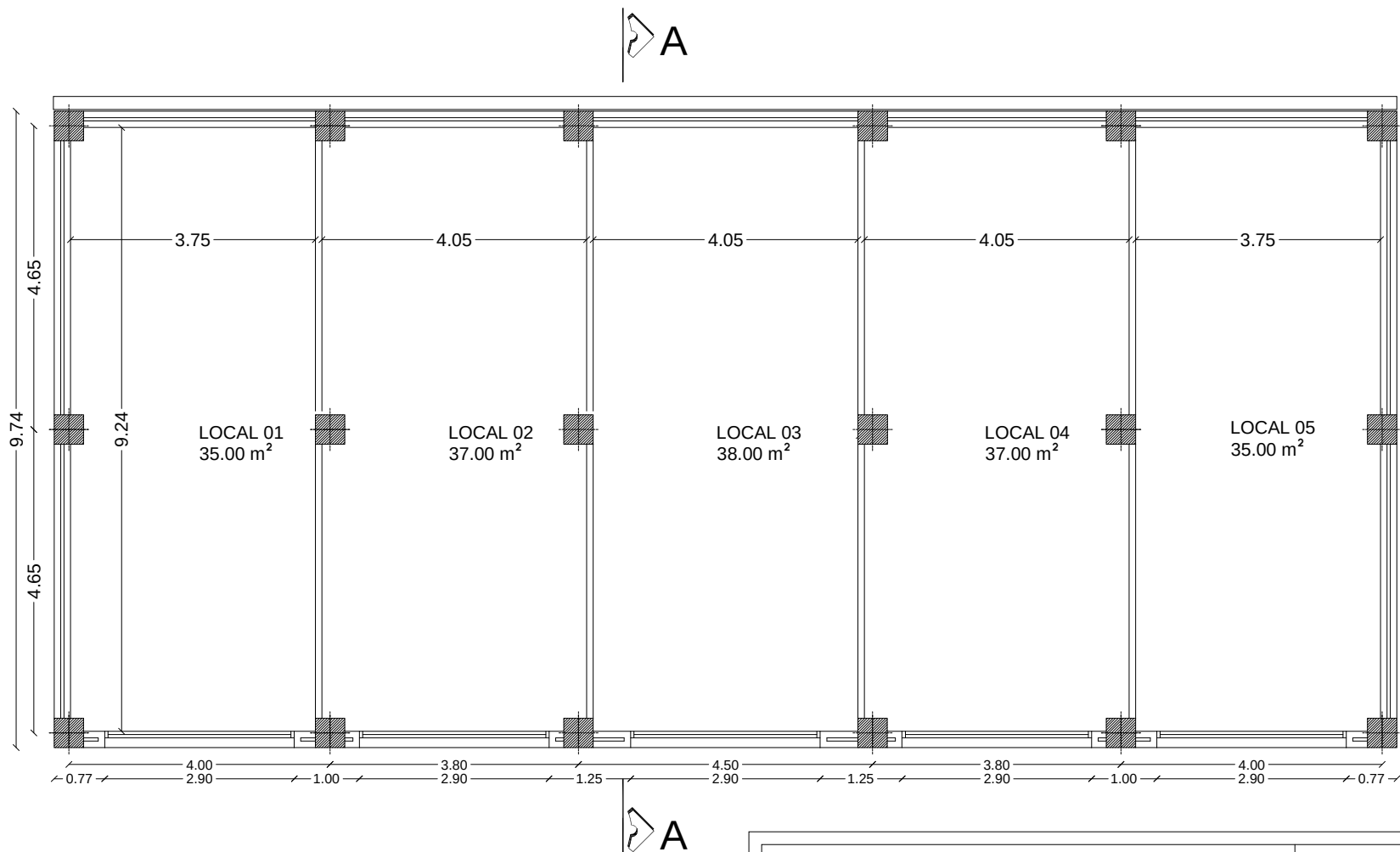
# POUTRE PALIERE ETAGE



— coupe1-1 —



|                                                        |                                           |                                                                   |                 |
|--------------------------------------------------------|-------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|-----------------|
| UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI<br>DE TIZI OUZOU            |                                           | Faculté du génie de la construction<br>Département de génie civil |                 |
| Etudié par:<br>Mr RENIFFI Ahmed<br>Mr Ouldlamara Yanis | Plan de Ferrailage<br>de la poutre palier |                                                                   | plan:           |
| Dirigé par:<br>Mr KHELIL                               |                                           |                                                                   | Ech:1/20 ; 1/16 |
|                                                        |                                           | 2019                                                              |                 |



UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI  
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de la construction  
Département de génie civil

Etudié par:  
Mr RENIFFI AHMED  
Mr Ouldiamra YANIS

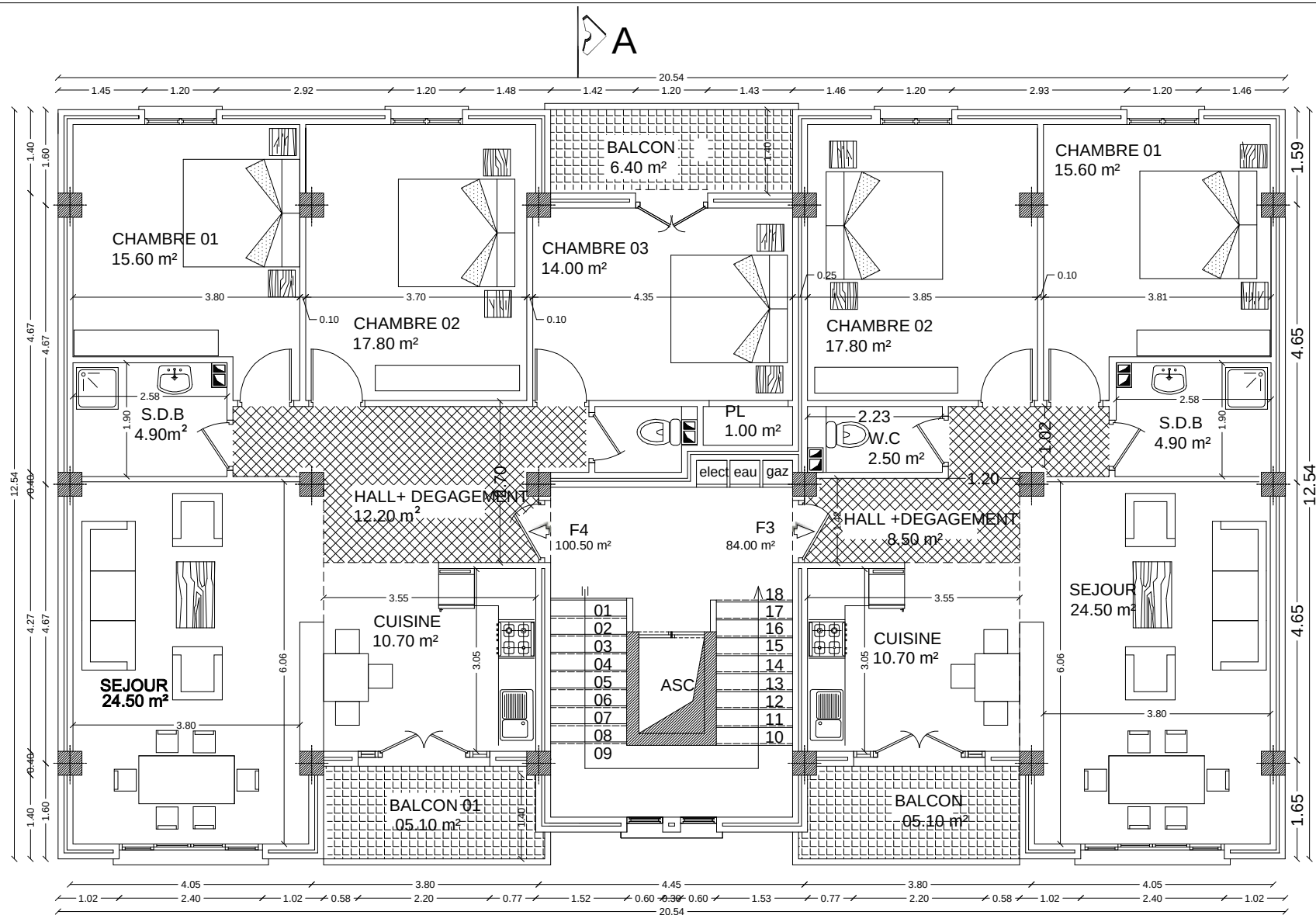
Dirigé par:  
Mr KHELIL

PLAN DU RDC  
NIV + 0.00

plan:

Ech: 1/100

2019



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI  
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de la construction  
Département de génie civil

Etudié par:  
Mr RENIFFI AHMED  
Mr Ouldlamara YANIS

Dirigé par:  
Mr KHELIL

## PLAN DE L'ETAGE COURANT

plan:

Ech: 1/100

2019



