

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
وزارة التعلیم العالی والبحث العلمی  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
جامعة الجیلالی بونعامة - خمیس ملیانة  
Université Djilali Bounaama - Khemis Miliana



*Faculté des Sciences et Technologies*

*Département de la Technologie*

*Spécialité : Génie civil*

*Option : Structures*

*Mémoire de fin d'études présenté pour l'obtention du diplôme de Master*

***Etude d'une structure en Béton armé de 20 étages implanté  
à Khemis Miliana***

***Présenté par :***

*- Boualem Azzeddine*

*- Larbi Mokhtar Fatma Zohra*

***Promoteur : Dr Benyamina Smain***

**Année universitaire 2020/2021**

## Table des matières

Liste des figures.....	IV
Liste des tableaux .....	V
Dédicace .....	VII
Remerciement.....	IX
ملخص.....	X
Résumé .....	XI
Abstract.....	XII
Introduction générale.....	XVIII
<b>Chapitre I : Présentation de la technique coffrage tunnel.....</b>	<b>19</b>
<b>I.1 Historique .....</b>	<b>1</b>
<b>Chapitre II : présentation de l'ouvrage.....</b>	<b>4</b>
<b>I. Introduction .....</b>	<b>4</b>
<b>II. Présentation de l'ouvrage .....</b>	<b>4</b>
<b>II.1 Ossature.....</b>	<b>4</b>
<b>II.1.1 Classification du bâtiment selon le RPA 99 (version 2003).....</b>	<b>4</b>
<b>II.1.2 Planchers .....</b>	<b>4</b>
<b>II.1.3 Les escaliers.....</b>	<b>4</b>
<b>II.1.4 Ascenseur .....</b>	<b>4</b>
<b>II.1.5 Maçonnerie.....</b>	<b>5</b>
<b>II.1.6 Revêtement.....</b>	<b>5</b>
<b>III Caractéristiques mécaniques des matériaux.....</b>	<b>5</b>
<b>III.1 Béton.....</b>	<b>5</b>
<b>III.1.2 Composition du béton .....</b>	<b>5</b>
<b>III.1.3 Résistance du béton .....</b>	<b>5</b>
<b>III.2 Aciers .....</b>	<b>8</b>
<b>IV Hypothèses de calcul .....</b>	<b>10</b>
<b>Chapitre III : Calcul des éléments secondaires .....</b>	<b>11</b>
<b>I. L'acrotère.....</b>	<b>11</b>
<b>II.1 Définition de L'acrotère .....</b>	<b>11</b>
<b>II.2 Calcul des sollicitations.....</b>	<b>11</b>
<b>II.3 Détermination de la section des armatures .....</b>	<b>12</b>
<b>II. L'escalier .....</b>	<b>13</b>
<b>II.1 Introduction :.....</b>	<b>13</b>

II.2	Définition des éléments d'un escalier .....	13
III.	Poutre palière : .....	29
III.1	Pré dimensionnement .....	29
III.2	Évaluation des charges et surcharges .....	29
III.3	Sollicitations .....	30
Chapitre IV : plancher .....		37
I.	Introduction .....	37
II.	Pré dimensionnement des planchers .....	37
II.1	Planchers à dalle pleine .....	37
II.2	Épaisseur des dalles « <i>hd</i> » .....	37
II.2.1	Calcul des moments dus au poids propre de la dalle .....	38
II.3	Descente de charges .....	38
II.2.1	Les charges permanentes .....	38
III.	Plancher dalle pleine .....	40
III.1	Principe de calcul .....	41
III.2	Hypothèses de calcul .....	41
III.2.1.	Dalle portant dans un seul sens .....	41
III.2.2	Dalle portant dans deux directions .....	41
III.3	Calcul des dalles .....	42
III.3.1	Dalle travaille dans les deux sens .....	42
Chapitre V : Étude dynamique .....		48
I.	Introduction .....	48
I.1	Condition d'application pour chaque méthode .....	48
I.1.1	La méthode statique équivalente .....	48
I.1.2	La méthode d'analyse dynamique modale spectrale .....	48
II.	Choix de la méthode de calcul .....	49
IV	Présentation du logiciel ETABS .....	49
V	Principe de la méthode statique équivalente .....	49
VI	Application de la méthode .....	49
VII	Vérification de la condition des résultantes des forces sismique .....	53
VIII	Principe de la méthode d'analyse dynamique modale spectrale .....	53
IX	Modélisation mathématique par la méthode des éléments finis .....	54
X	Nombre de modes à considérer .....	55
XI	Modélisation .....	55
XII	Résultats de l'analyse .....	55
XII.1	Période et facteur de participation massique .....	55

<b>XII.2</b>	<b>Interprétation des résultats .....</b>	56
<b>XII.3</b>	<b>Calcul et vérification des déplacements des planchers.....</b>	56
<b>Chapitre VI</b>	<b>: Ferrailage des voiles .....</b>	61
<b>I.</b>	<b>Introduction .....</b>	61
<b>II.</b>	<b>Sections Minimales Et Maximales .....</b>	61
<b>III.</b>	<b>Ferrailage des voiles .....</b>	61
<b>III.1</b>	<b>Voile pleine.....</b>	61
<b>III.1.2</b>	<b>Principe de calcul.....</b>	61
<b>IV.</b>	<b>Disposition des voiles.....</b>	63
<b>V.</b>	<b>Calcul du ferrailage des voiles :.....</b>	65
<b>VI.</b>	<b>Principe des linteaux .....</b>	81
<b>VI.1</b>	<b>Ferrailage des linteaux.....</b>	82
<b>Chapitre VII</b>	<b>: Etude de fondation.....</b>	84
<b>I.</b>	<b>Introduction .....</b>	84
<b>II.</b>	<b>Fonctions assurées par les fondations .....</b>	84
<b>II.1</b>	<b>Critères du choix du système de fondation.....</b>	84
<b>III.</b>	<b>Semelles filantes.....</b>	85
<b>IV.</b>	<b>Radier général.....</b>	86
<b>IV.1</b>	<b>Introduction .....</b>	86
<b>IV.2</b>	<b>Pré dimensionnement de radier : .....</b>	87
<b>IV.3</b>	<b>Vérification des contraintes :.....</b>	87
<b>V.</b>	<b>Ferrailage .....</b>	88
<b>VII.</b>	<b>Etude de voile périphérique.....</b>	89
<b>VIII.</b>	<b>Plan de ferrailage .....</b>	90
<b>Conclusion générale</b>	<b>.....</b>	91

## Liste des figures

Figure I- 1	: Schéma du système banche métallique .....	1
Figure III- 2	: Chargement de poutre palière.....	29
Figure III- 3	: Diagramme des moments de la poutre palier à E.L.U.....	30
Figure III- 4	: Diagramme des moments de la poutre palier à E.L.S.....	31
Figure III- 5	: Schéma de position des armatures.....	31
Figure III- 6	: ferrailage de la poutre palière .....	36

Figure IV- 1 : schéma d'un panneau de dalle.....	37
Figure V- 1 : image 3D de la structure sur ETABS .....	55
Figure VI - 1 le volume des contraintes de zone comprimée.: .....	62
Figure VI - 2 : le volume des contraintes de traction. ....	62
Figure VI - 3 : le volume des contraintes pour la zone tendue .....	63
Figure VI - 4 : Liaisons des trumeaux par les linteaux.....	81
Figure VI - 5 : Disposition des linteaux .....	81
Figure VI - 6 : Linteau du 1 <sup>er</sup> cas.....	82
Figure VI - 7 : Linteau du 2 <sup>ème</sup> cas.....	83
Figure VI - 8 : Schéma de ferrailage de linteau 1-2 .....	83
Figure VII- 1 : Schéma du radier général.....	86
Figure VII- 2 : Coupe horizontal de ferrailage de voile périphérique.....	90
Figure VII- 3 : Ferrailage de voile périphérique .....	90

## Liste des tableaux

Tableau III- 1 charges permanente et surcharge palier.....	17
Tableau III- 2 : Charges permanente et surcharge volée.....	17
Tableau IV- 1 : Les charges permanentes de plancher terrasse.....	39
Tableau IV- 2 : Les charges permanentes de planchers étage courant .....	39
Tableau IV- 3 : Les charges permanentes du plancher Sous-sol.....	39
Tableau IV- 4 : Calcul des sections d'armatures (plancher terrasse) .....	42
Tableau IV- 5 : vérification de la contrainte de cisaillement (plancher terrasse).....	43
Tableau IV- 6 : Calcul des moments agissants (plancher étage courant) .....	44
Tableau IV- 7 : Calcul des sections d'armatures (plancher étage courant) .....	44
Tableau IV- 8 : Calcul des sections d'armatures (plancher terrasse) .....	44
Tableau IV- 9 : vérification de la contrainte de cisaillement (plancher étage courant).....	44
Tableau IV- 10 : Calcul des moments agissants (plancher terrasse) .....	45
Tableau IV- 11 : Calcul des sections d'armatures (plancher étage courant) .....	45
Tableau IV- 12 : vérification de la contrainte de cisaillement (plancher terrasse).....	46
Tableau IV- 13 : Calcul des moments agissants (plancher étage courant) .....	46
Tableau IV- 14 : vérification de la contrainte de cisaillement (plancher étage courant).....	47
Tableau V- 1 : Périodes et facteur de participation modale .....	55
Tableau V- 2 : Déplacement horizontal de chaque niveau.....	57
Tableau VI- 1 : Ferrailage des linteaux .....	83
Tableau VII- 1 : sections des semelles filantes .....	86

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



# Dédicace

Je tien a Didier ce modeste projet à nos amis et à ma famille (Larbi Mokhtar, Khaldi) pour leur présence et leur soutien tout au long de ce travail.

à mes professeurs et à tous les enseignants et à tous ceux qui utiliseront ce travail dans le futur.

FATMA ZOHRA

## Dédicace

فَاذْكُرُونِي أَذْكَرْكُمْ وَاشْكُرُوا لِي وَلَا تَكْفُرُونِ

Comment dire "merci" quand il y a tant de gens pour qui être reconnaissant ? Clairement , Ce travail est un remerciement à mes parents, qui m'ont beaucoup soutenu ,Je tiens également à remercier tous ceux qui m'ont aidé à terminer ce travail, les ingénieurs civils comme karalie Rabie et Dhrif Walid, et mon ami Sami.

AZZEDDINE



## Remerciement

On remercie dieu le tout puissant de nous avoir donné la santé et la volonté d'entamer et de terminer ce mémoire.

Nous adressons nos meilleurs remerciements et témoignons de notre profond respect à notre promoteur Monsieur Benyamina Smain

Nous tenons également à remercier toute personne ayant contribué de près ou de loin de la réalisation de ce projet en particuliers : Mr Karali Rabie , Mr Dhrif Walid ,Mr Benali Sami, M<sup>lle</sup> Hayat.

Nous tenons remercie nos parents qui ont été plus que des pères.

Nous remercions également les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et examiner ce modeste ouvrage.

Et aussi nos remerciements s'adressent à tous les enseignants de département Génie Civil.

## ملخص

يهدف هذا العمل الى دراسة مبنى مكون من طابق أرضي و تسعة عشر طابقا للاستخدام السكني باستخدام تقنية صب النفق ،يقع المبنى في مدينة خميس مليانة المصنفة في المنطقة IIIb وفقا لقانون الزلازل الجزائري 2003 ، تم تسليح العناصر الاساسية و العناصر الثانوية و كذلك الاساسات ، لقد استخدمنا برنامج ايتابس لنمذجة المبنى.

## Résumé :

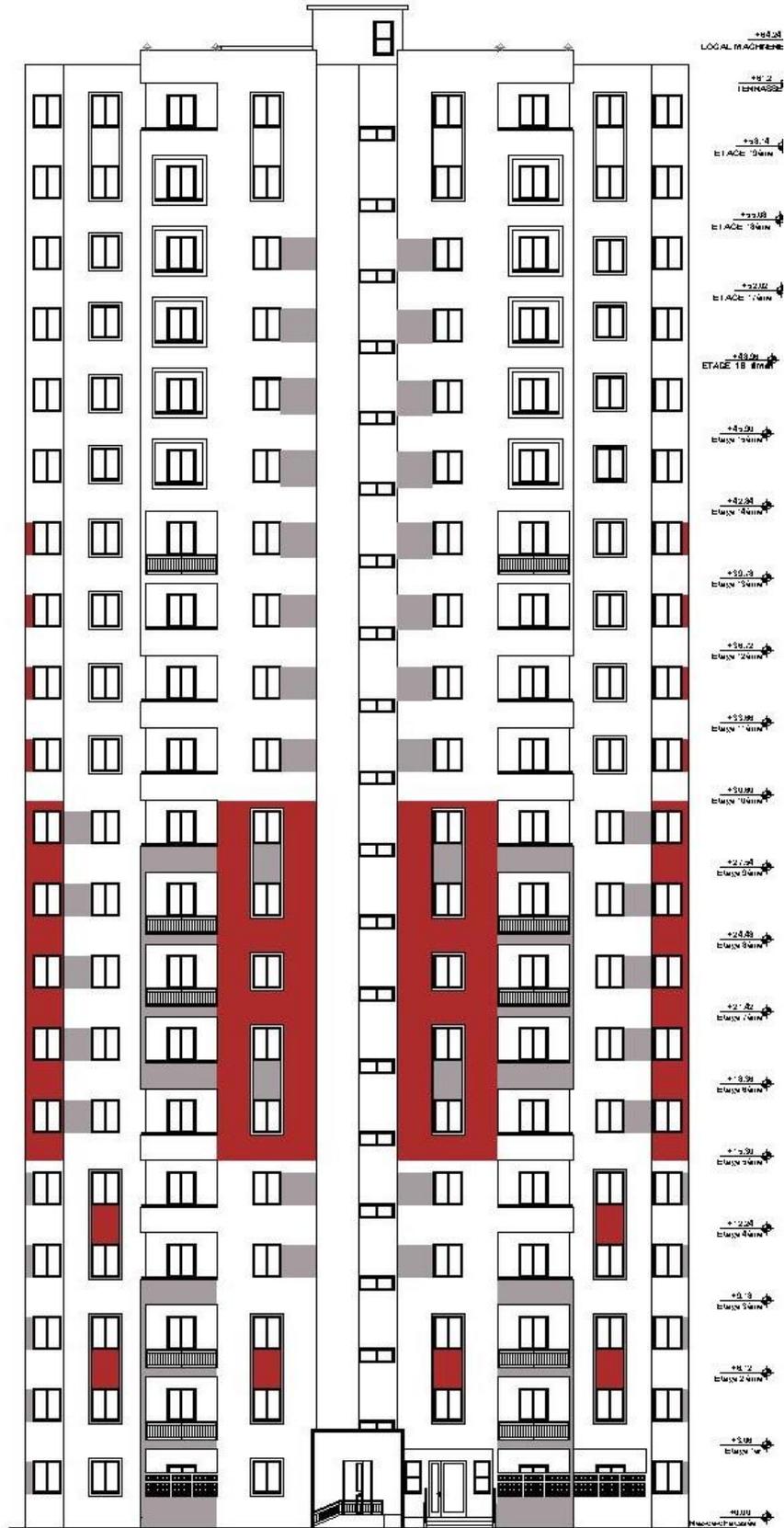
---

Ce travail vise à étudier un bâtiment composé d'un rez-de-chaussée et dix-neuf étages à usage habitation, en utilisant la technique du coffrage tunnel technique. Le bâtiment est implanté à Khemis Miliana classée en Zone IIb selon le règlement parasismique Algérien version 2003. On a ferrailé les éléments structuraux, les éléments secondaires ainsi que les fondations (radier générale). On a également utilisé le logiciel ETABS pour la modélisation de la structure.

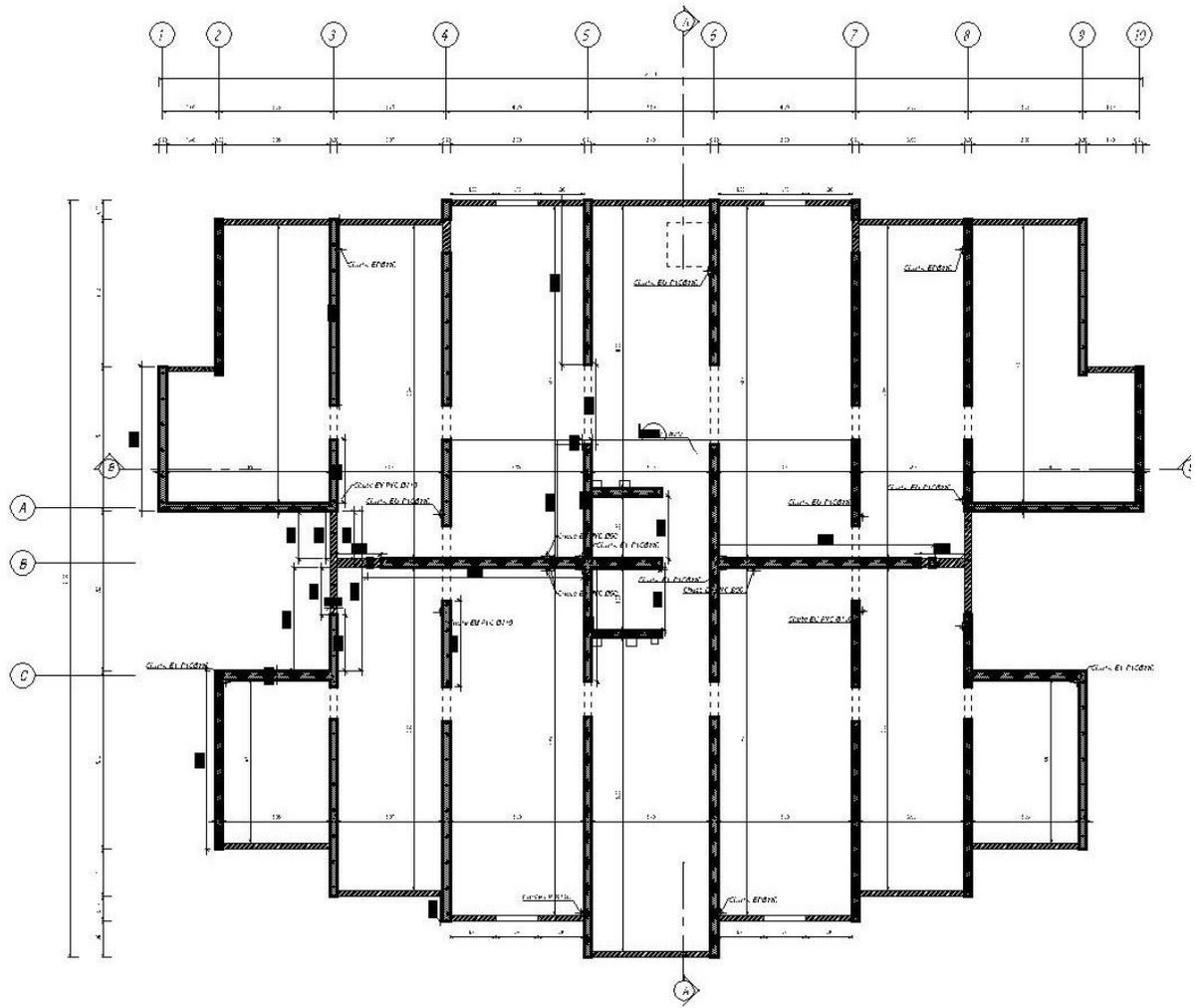
## **Abstract :**

---

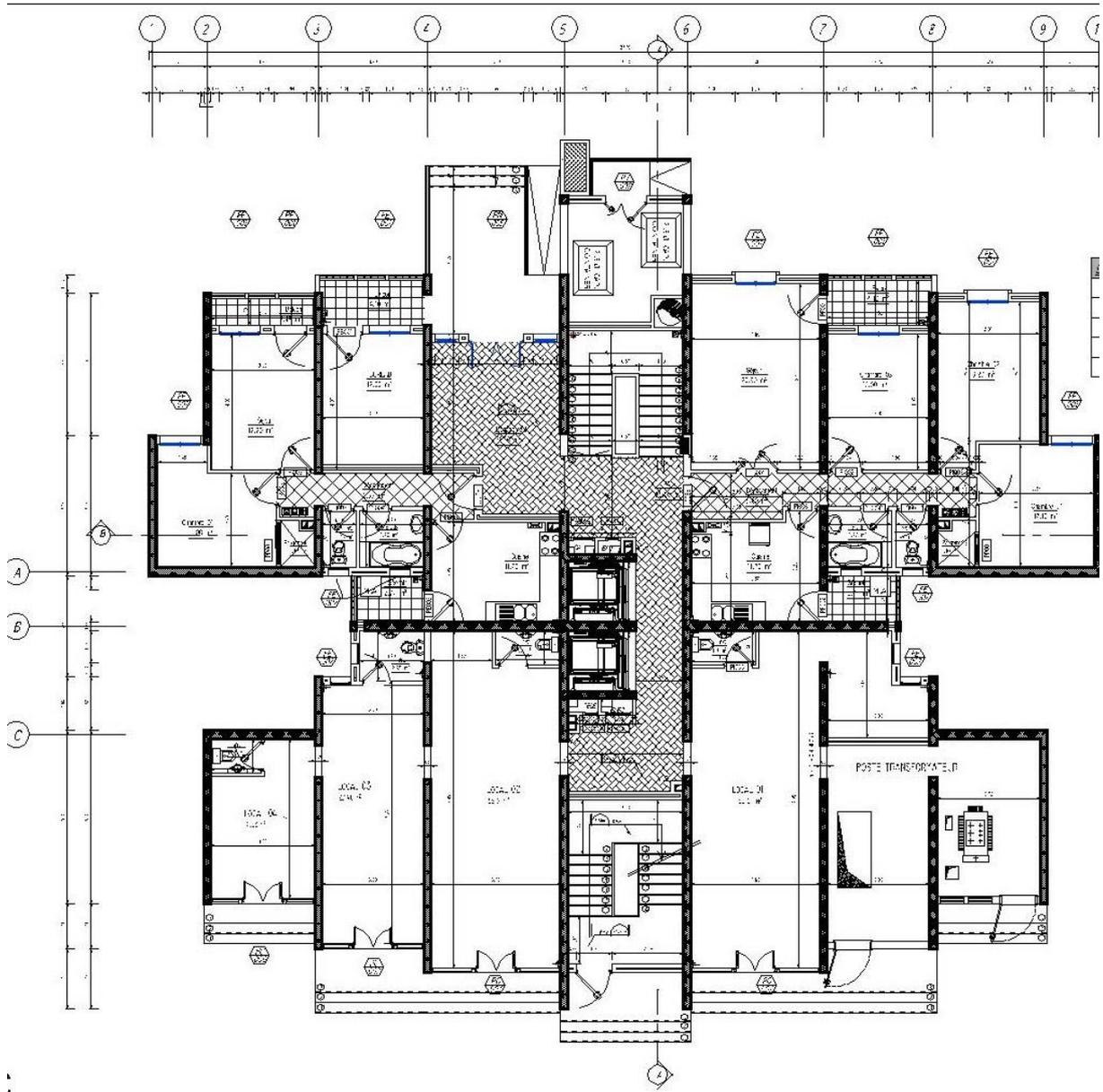
This work aims to studying a building consisting of a ground floor, and nineteen floors for habitation purposes through the use of "tunnel formwork" technique. The building is located in Khemis Miliana classified in Zone IIb according to the Algerian seismic regulations version 2003. We have calculated the reinforcement of the structural and secondary and also foundation. Software ETABS was also used for modulization of our structure.



Plan de façade principale

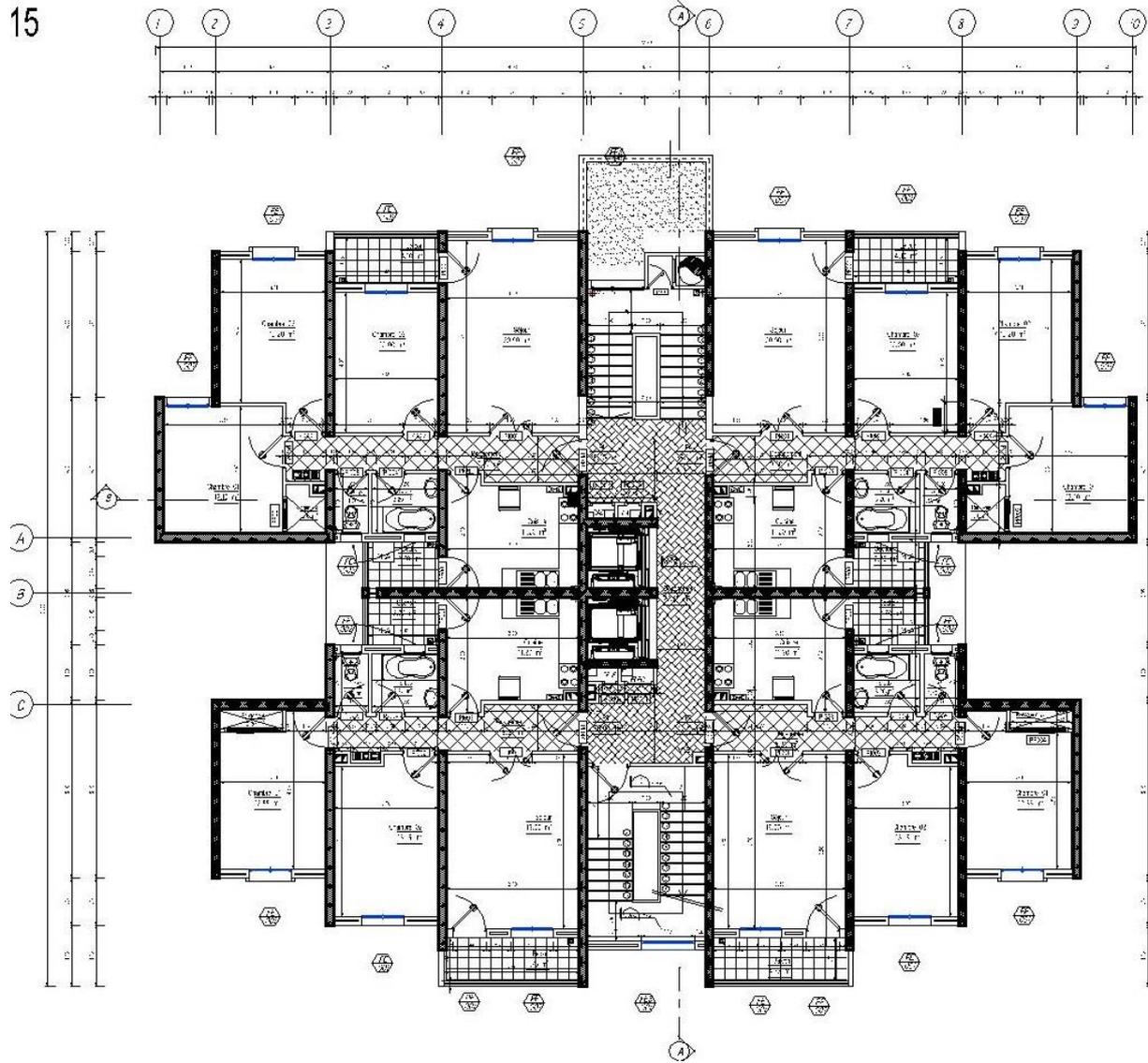


Plan sous sol

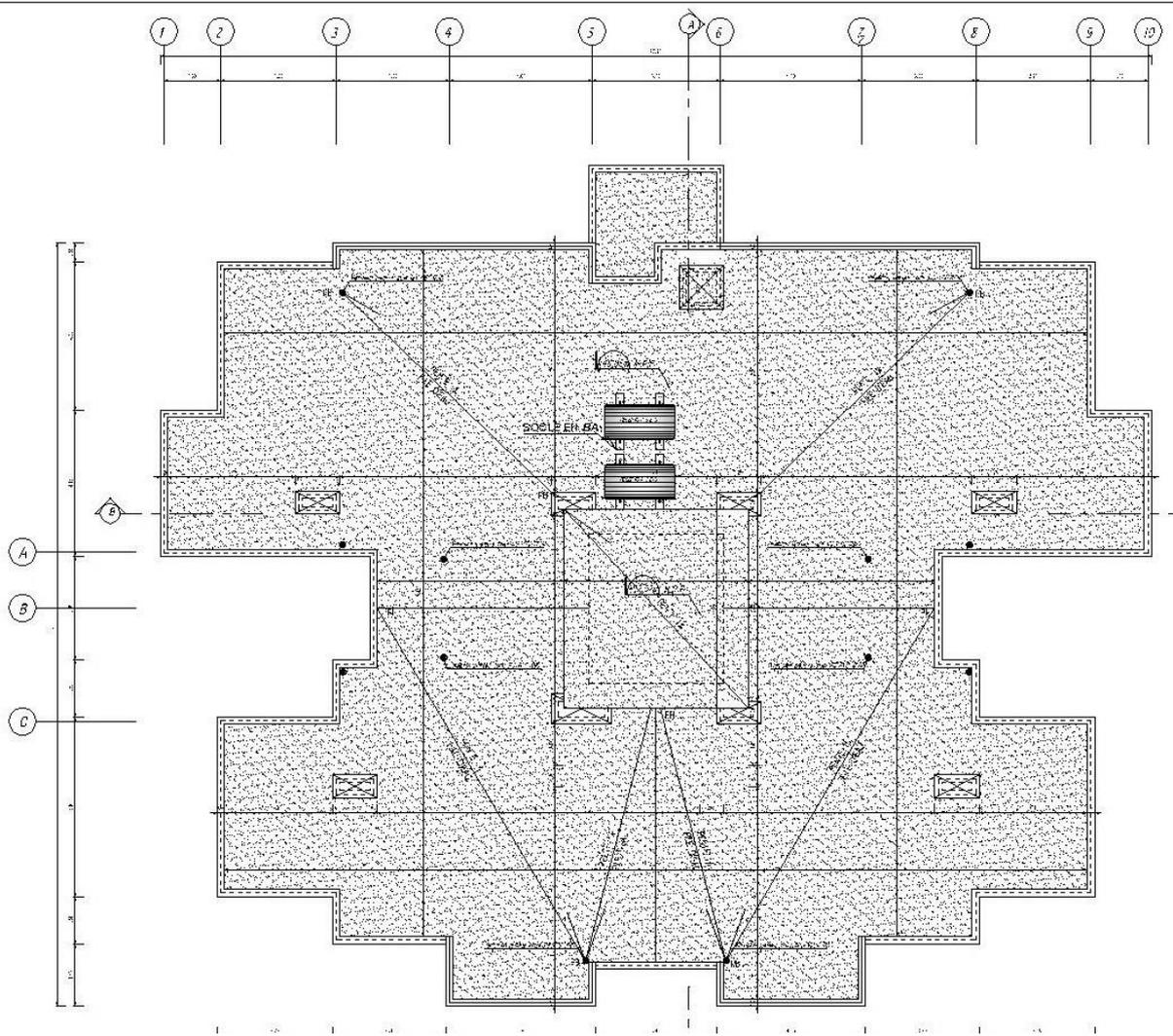


Plan de RDC

15



Plan 1 to 19



Plan terrace

# Introduction générale

Parmi les nouvelles techniques utilisées dans la construction des bâtiments, la technique du coffrage tunnel qui permet de réaliser des dalles et des voiles dans une même opération, elle est très utilisée dans les zones sismiques et pour des structures simples et répétitives.

Notre projet est l'étude d'une structure R+19+sous-sol réalisé selon la technique

« Coffrage tunnel », qui sera composé en sept chapitres :

Le premier chapitre discute la technique du coffrage tunnel et tout ce qu'est concerné de cette technique, ses caractéristiques, les matériaux et matériels utilisés, et le domaine d'application ainsi que les avantages et les inconvénients de cette technique.

Le deuxième chapitre consiste à la présentation de notre projet, les dimensions, la classification et conception du bâtiment, puis les caractéristiques des matériaux utilisé dans notre construction ;

Le troisième chapitre est consacré au calcul des éléments non structuraux de la structure (l'acrotère et escalier) ;

- Le quatrième chapitre entame le calcul du plancher ;
- Le cinquième chapitre traite l'étude dynamique du bâtiment ;
- Le sixième chapitre sert au ferrailage des voiles ;
- Le septième chapitre fait l'objet de l'étude de l'infrastructure.

On finalise notre étude par une conclusion générale indiquant les différents résultats obtenus.

# **Chapitre I : Présentation de la technique coffrage tunnel**

## I.1 Historique

Le développement des matériels et des matériaux de construction a contribué à l'industrialisation de la technique du coffrage tunnel. Après l'apparition du béton, sa fabrication en grande quantité est devenue facile et rapide sur site grâce à l'emploi des centrales à béton, cela a permis de le mettre en œuvre dans des moules directement sur le chantier de construction

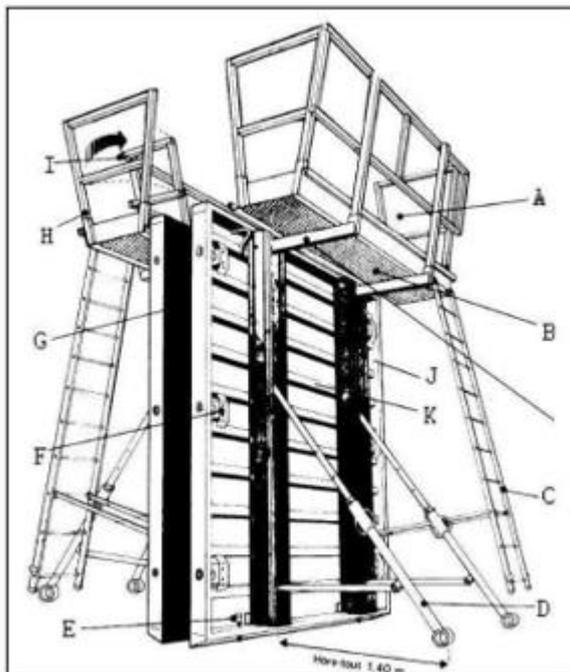
### I.1.1 Les banches

Les banches sont des éléments verticaux souvent métalliques servant de moules aux voiles. Elles ont la hauteur du mur à construire. Leur taille dépend des fabricants mais elles sont assemblables pour pouvoir couler la longueur de paroi voulue.

Pour couler un voile il faut bien évidemment poser deux banches, une de chaque côté du mur. L'ensemble de ces deux banches est appelé « équipage de banches ». Le schéma ci-contre représente un équipage de banche classique type « OUTINORD ».

Ces moules sont appelés banche, peuvent être métalliques ou en bois, elles offrent :

Une rapidité de mise en place, un monolithisme de la structure, un bon aspect de surface, et un déplacement rapide des moules



- A Plateforme de travail pour les ouvriers
  - B Plancher de travail
  - C Echelle
  - D Pied de banche (étais tire-pousés) pour réglage
  - E Vérin de réglage
  - F Verrouillage
  - G Peau coffrante en tôle
  - H Barrière de sécurité
  - I Portillon
  - J Raidisseurs verticaux
  - K Raidisseurs horizontaux
- Les banches 1

Figure I- 1 : Schéma du système banche métallique

La technique du coffrage tunnel, permet de réaliser des dalles et des voiles dans une même opération, est très utilisée dans les zones sismiques et pour des structures simples et répétitives. Elle apporte la qualité et la précision à la construction en béton et offre la possibilité d'économiser énormément sur les travaux de finition ainsi que les

travaux mécaniques et électriques. Sans oublier que ce système produit des structures importantes mieux adaptées aux séismes.

Un coffrage standard, qui intègre des solutions systématiques anticipées, offre une trame métrique simple, l'assemblage de banches de dimensions différentes est alors possible, et sa conception permet un gain de temps important au moment de la planification.

L'utilisation des coffrages en acier a permis d'obtenir des coffrages tunnels solides, légers et durables.



Figure I- 2 : Un aperçu du technique coffrage tunnel sur chantier

## II.1 Domaine d'application

Le coffrage tunnel convient bien pour exécuter des bâtiments très répétitifs, notamment si ce sont des bâtiments en bande à refends porteurs, généralement à usage d'habitation. Il convient aussi pour réaliser des tours, mais l'organisation du chantier est plus difficile.

### ➤ Avantage :

- C'est un système qui permet de réduire les délais de réalisation en offrant une vitesse d'exécution assez rapide.
- Il offre une qualité démise en œuvre selon les règles de l'art. Il permet d'obtenir des structures plus adaptées aux séismes
- Facilite la reproduction et l'exécution des structures répétitives d'un même projet.
- IL garantit la sécurité des ouvriers par l'emploi de passerelles et filets de sécurité.

- **Inconvénients :**
- Ce système ne permet pas d'avoir de grand espace habitable au niveau de chaque logement.
- Il ne permet pas d'effectuer des modifications ou transformations par le propriétaire du logement après la fin des travaux.
- Ce système ne permet pas de changer la disposition des voiles après la conception architecturale.
- Ce système n'offre pas beaucoup de perspective architecturale ou esthétique.

## **Chapitre II : présentation de l'ouvrage**

## I. Introduction

Ce projet porte sur l'étude d'un bâtiment (R+19) à usage d'habitation ; l'ouvrage sera implanté à la commune Khemis Miliana wilaya de Ain Defla qui est classée comme zone de forte sismicité, Zone IIb, selon le classement des zones établi par le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

## II. Présentation de l'ouvrage

L'objet de notre projet est l'étude des éléments résistants d'un bâtiment constitué d'un seul bloc dont les caractéristiques géométriques sont :

### ➤ Dimensions en élévation

- Hauteur totale du bâtiment..... 64,26 m
- Hauteur du rez-de-chaussée..... 3,06 m
- Hauteur de l'étage courant..... 3,06 m
- Hauteur d'acrotère..... 1,15 m

### ➤ Dimensions en plan

- Longueur totale en plan (suivant X-X') ..... 27,90 m
- Largueur totale en plan (suivant Y-Y') .....21,65 m

## II.1 Ossature

Le bâtiment est constitué par des voiles en béton armé suivant les deux sens.

### II.1.1 Classification du bâtiment selon le RPA 99 (version 2003)

- Le bâtiment est un ouvrage classé dans le « groupe 1b », car il est à usage d'habitation et la hauteur dépasse 48 m.
- Le site est considéré comme **site meuble (S3)**.
- Contrainte admissible du sol  $\sigma_{sol} = 1,5 \text{ bars}$ .

### II.1.2 Planchers

Un seul type de plancher a été adopté pour ce projet et c'est un plancher a dalle pleine

### II.1.3 Les escaliers

Un seul type d'escalier a été adopté : escalier a pailleuse porteuse.

### II.1.4 Ascenseur

Le bâtiment est équipé d'un ascenseur entouré par des voiles.

### II.1.5 Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Murs extérieurs constitués d'une double paroi en briques (15 cm d'épaisseur) séparée par une âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Murs intérieurs constitués par une seule paroi de brique de 10 cm d'épaisseur

### II.1.6 Revêtement

- En carrelage pour les planchers bas.
- En mortier de ciment pour les murs extérieurs ; murs des salles d'eau et cage d'escalier.
- En plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.

## III Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisées dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé et tous les règlements applicables en Algérie à savoir : BAEL91 modifié 99, RPA99 version 2003 et CBA93.

### III.1 Béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (gravier, sable) et d'eau.

#### III.1.2 Composition du béton

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères savoir :

- Une résistance mécanique élevée.
- Un retrait minimum.
- Une bonne tenue dans le temps (Durabilité).

#### III.1.3 Résistance du béton

- *Résistance du béton à la compression*

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à « j » jours, généralement à 28 jours.

Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques normalisées de 200 cm<sup>2</sup> de section : (32 cm d'hauteur et 16 cm de diamètre)

➤ Selon BAEL 91 modifié 99 (page 75), On a :

Si  $j \leq 28$  jour :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \end{cases}$$

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

Pour  $f_{c28} > 40 \text{MPa}$

Si  $28 \leq j \leq 60 \Rightarrow f_{cj} = 1,1f_{c28}$

➤ Pour notre étude, on prend :

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  car le dosage en ciment est de  $400 \text{ kg/m}^3$

**- Résistance du béton à la traction**

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais on peut citer :

- Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.
- Traction par fendage en écrasant le cylindre précédent placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (Essai Brésilien).
- Traction par flexion, ce test est réalisé à l'aide d'une éprouvette prismatique, de côté "a" et de longueur "4a" reposant sur deux appuis horizontaux, soumise à la flexion.

La résistance à la traction est notée par «  $f_{ij}$  » ; elle est définie par la relation :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad (\text{MPa})$$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ , on trouve :  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

➤ **Module de déformation longitudinale :**

Ce module est connu sous le nom de module de "Young" ou module de "déformations longitudinales" ; il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

➤ **Module d'élasticité instantanée «  $E_{ij}$  » :**

Il est mesuré à partir de la courbe ( $\sigma - \varepsilon$ ) d'un test de courte durée ; il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel.

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \quad (f_{cj}, E_{ij} : \text{en MPa}).$$

➤ **Module d'élasticité différée «  $E_{vj}$  » :**

Il est mesuré à partir de la courbe ( $\sigma - \varepsilon$ ) d'un test de longue durée ; il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}$$

➤ **Coefficient de poisson :**

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\Delta a / a}{\Delta L / L}$$

Avec :

$\Delta a/a$  : Allongement relatif de la section transversale.

$\Delta L/L$  : Allongement relatif de la section longitudinale.

$\nu = 0.2$  à E.L.S                       $\nu = 0$  à E.L.U

➤ Poids volumique :

On adopte la valeur  $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

➤ Les contraintes limites de calcul :

Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U) : L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique ; au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage ; on distingue ainsi :

- L'état limite d'équilibre statique.
- L'état limite ultime de résistance.
- L'état limite ultime de stabilité de forme.

Dans ce cas, la contrainte est définie par :

$$\sigma_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec :

$\gamma_b$  et  $\theta$  : Coefficients de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$  cas des situations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1,15$  cas des situations accidentelles.

$\theta = 1$  la durée d'application d'action > 24h état durable.

$\theta = 0.9$  la durée d'application d'action comprise entre 1h et 24h selon les charges

$\theta = 0.85$  la durée d'application d'action < 1h (cas accidentel.).

On prend :  $\theta = 1 \Rightarrow$  Cas durable  $\sigma_b = 14,17 \text{ Mpa}$

$\Rightarrow$  Cas accidentel  $\sigma_b = 18,48 \text{ Mpa}$ .

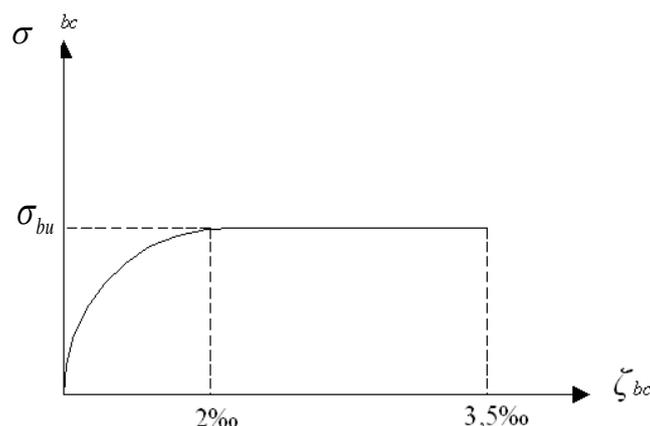


Figure II- 1 : diagramme contrainte-déformation à l'ELU

➤ Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S) :

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par :  $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  on trouve :  $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

➤ Contrainte de cisaillement conventionnelle :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = V_u / b_0 \cdot d$$

- Avec :

$V_u$  : l'effort tranchant ultime agissant sur la section cisailée

$b_0$  : la largeur de la section

$d$  : la hauteur utile de la section

D'après B.A.E.L 91 on vérifie que :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

- Pour ( $\alpha=90^\circ$ ) :

$\bar{\tau}_u = \min (0.2 f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ Mpa}) = 2,93 \text{ Mpa}$  : si la fissuration non préjudiciable (peu nuisible).

$\bar{\tau}_u = \min (0.15 f_{c28}/\gamma_b ; 4 \text{ Mpa}) = 2,2 \text{ Mpa}$  : si la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.

- Pour ( $\alpha=45^\circ$ ) :

$$\bar{\tau}_u = \min (0.06 \cdot f_{c28} / \gamma_b ; 1,5 \text{ MPa})$$

### III.2 Aciers

Afin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces de béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

➤ Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

- Ronds lisses (R.L) : FeE235
- Barres à haute adhérences (HA) : FeE400
- Treillis soudés (TS) : TLE52  $\varnothing = 6 \text{ mm}$  pour les dalles.

➤ Les limites élastiques :

- Les ronds lisses FeE235 :  $f_e=235$  MPa
- Barres à haute adhérence FeE400 :  $f_e =400$  MPa.
- Treillis soudés (TS) :  $f_e= 520$ MPa.

➤ Module d'élasticité des aciers :

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale. Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quelque soit la nuance de l'acier à  $E_s = 2,1.10^5$  MPa.

➤ Les contraintes limites de calcul :

Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):

On adopte le diagramme contraintes- déformations suivant :

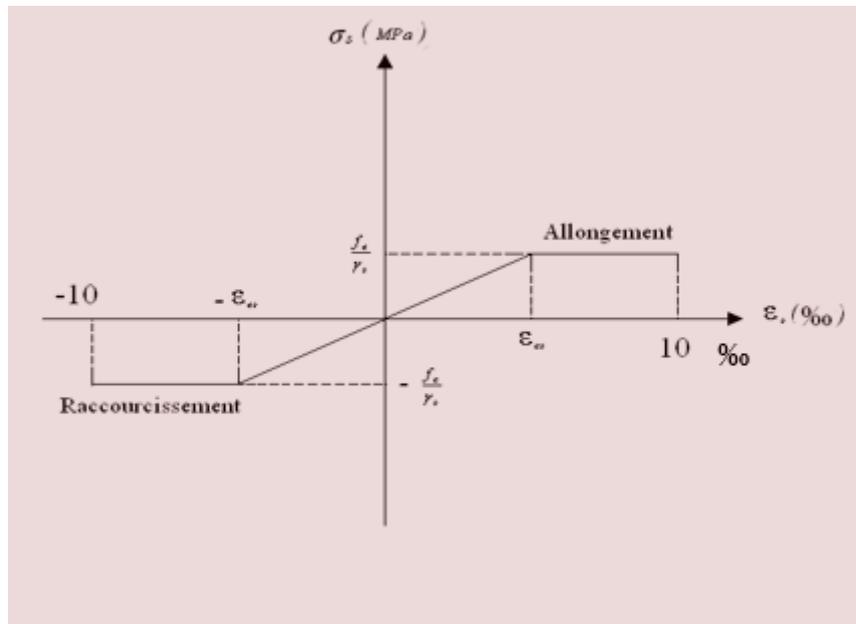


Figure II- 2 : Diagramme contraintes – déformations de l'acier à l'ELU

$f_e$  : Contrainte limite élastique.

$\epsilon_s$  : Déformation (allongement) relative de l'acier  $\rightarrow \epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$   $\epsilon_s = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$

$\sigma_s$ : Contrainte de l'acier. :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité de l'acier.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Cas des situations durables ou transitoires} \\ 1,00 & \text{Cas des situations accidentelles} \end{cases}$$

Pour les aciers FeE400 on a :  $\zeta_{es} = \frac{400}{1,15 \times 2,1.10^5} = 1,65\%$

➤ Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S) :

C'est l'état où on fait les vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriés :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable :  $\overline{\sigma}_s = \varepsilon = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \text{Max}(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \right\}$
- Fissuration très préjudiciable :  $\overline{\sigma}_s = 0,8\varepsilon$ 
  - $\eta$  : Coefficient de fissuration
  - $\eta = 1,00$  pour les aciers ronds lisse.
  - $\eta = 1,60$  pour les aciers à haute adhérence.

➤ Coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté « $\eta$ » est le rapport de :  $\frac{E_s}{E_b} = 15$

$\eta$  : Coefficient d'équivalence.

$E_s$  : Module de déformation de l'acier.

$E_b$  : Module de déformation du béton.

#### IV Hypothèses de calcul

Le calcul en béton armé aux états limites ultimes est basé sur les hypothèses suivantes :

- Les sections droites restent planes après déformations.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans le cas de la compression simple
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.
- La contrainte de calcul, notée « $\sigma_s$ » et qui est définie par la relation :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

est égale à :

$$\blacklozenge \text{ Rond lisse FeE235 } \begin{cases} \sigma_s = 204,34 \text{ MPa} & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 235 \text{ MPa} & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

$$\blacklozenge \text{ Haute adhérence FeE40 } \begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

- Allongement de rupture :  $\varepsilon_s = 10\%$

## **Chapitre III : Calcul des éléments secondaires**

## I. L'acrotère

### II.1 Définition de L'acrotère

L'acrotère dans la plupart des constructions est considéré comme un élément décoratif coulé sur place assurant ainsi la protection de la ligne conjonctive fissurée entre lui-même d'une part, et comme élément protecteur contre l'attaque des eaux pluviales par le biais de sa forme en pente d'autre part.

### II.2 Calcul des sollicitations

L'acrotère est assimilé à une console encastrée dans le plancher terrasse. Cette dernière est sollicitée par deux efforts importants :

- Effort vertical dû à son poids propre.
- Effort horizontal dû à la main courante, créant un moment fléchissant.

Le calcul se fera au niveau de la section dangereuse ; celle de l'encastrement, il se fera à la flexion composée pour une bande de 1 m linéaire.

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p$$

A : coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés.

C<sub>p</sub> : facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (tableau 6.1). W<sub>p</sub> : poids de l'élément considéré.

a) Le poids propre de l'acrotère

$$W_p: W_p = 2500 * S * b \left\{ \begin{array}{l} S : \text{surface de l'acrotère } b=1\text{m} \\ S = 0.045\text{m}^2 \\ W_p = 112.5 \text{ daN} \end{array} \right.$$

b) La force horizontale :

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p \left\{ \begin{array}{l} A = 0.14 \\ C_p = 0.8 \\ F_p = 50.4 \end{array} \right.$$

c) Effort normal et moment fléchissant :

- État limite ultime (ELU) :

$$N_u = 1.53 W_p \longrightarrow N_u = 1.35 * 112.5 \longrightarrow N_u = 151.87 \text{ daN}$$

$$M_u = 1.5 * F_p * L \longrightarrow M_u = 1.5 * 50.4 * 1.2 \longrightarrow M_u = 90.72 \text{ daN.m}$$

- État limite de service (ELS) :

$N_{ser} = W_p \longrightarrow N_{ser} = 112.5 \text{ daN}$

$M_{ser} = F_p * L \longrightarrow M_{ser} = 60.48 \text{ daN.m}$

### II.3 Détermination de la section des armatures

Le calcul du ferrailage sera fait en flexion composée pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10cm et donc la section de calcul est  $(100*10) \text{ cm}^2$

- Etat limite ultime (ELU) :

a) Position du point d'application de l'effort normal (N) :

$e_0 = M_u / N_u = 90.72 / 151.87 = 0.59 \text{ m}$

$e_0 = 0.59 \text{ m} > (h/2) - c = (0.15/2) - 0.02 = 0.055 \text{ m}$

- L'effort normal est un effort de compression se trouvant à l'extérieur de la section
- Donc la section est partiellement comprimée ; le calcul se ramène à la flexion simple avec un moment fictifs  $M_f$  calculer par rapport aux armatures tendues.

$$M_f = N_u \times e = N_u \times \left( e_0 + \frac{h}{2} - c \right)$$

$M_f = 94.16 \text{ daN.m}$

b) Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_f^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$\mu = 0.001 < \mu_{AB} = 0.184$  A' n'existe pas

$1000 \epsilon_s > 1000 \epsilon_L \longrightarrow \sigma_s = f_e / y_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa}$

$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0125$

$\beta = 1 - 0.4 * \alpha = 0.995$

c) Détermination des armatures :

- Armatures longitudinales :

$A_1 = M_f / (\sigma_s * \beta * \alpha) = 94.16 / (348 * 0.995 * 8) = 0.033 \text{ cm}^2/\text{ml}$

→ On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$A = A_1 - (N_u / 100 \sigma_s) = 0.033 - (151.87 / (100 * 348)) = 0.028 \text{ cm}^2/\text{ml}$

d) Armatures de répartition :

$A_r = A / 4 \longrightarrow A_r = 0.028 / 4 = 0.007 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- Choix des armatures :

- Armature longitudinale : (T8 → e=25cm)

- Armature de répartition :  
 $5T8 / ml \rightarrow A=2.51 cm^2/ml$

(T8  $\rightarrow$  e=25cm)

➤ Etat limite de service (ELS) :  
 $e_0=Ms/Ns=6 \cdot 0.48/112.5=0.54m$

$$e_0=0.54m > (h/2)-c = (0.1/2)-0.02=0.03m$$

→Le point d'application d'un effort normal de compression  $N_{ser}$  se trouve en dehors de la section.

→Donc la section est partiellement comprimée (S.P.C).

## II. L'escalier

### II.1 Introduction :

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. L'escalier se compose d'une volée ou plus comportant des marches, des paliers d'arrivée et de départ et même des paliers intermédiaires. Celui-ci comporte un seul type d'escalier droit, et qui se composent de deux volées et un palier chacun.

### II.2 Définition des éléments d'un escalier

**La volée :** c'est la partie d'escalier comportant une suite ininterrompue de marches Égales et située entre deux paliers successifs, une volée ne doit pas comporter plus de 20 à 22 marches et moins de 3 marches.

**Le palier :** c'est la partie horizontale d'un escalier, arrêtant la suite des marches au droit d'un étage, ou entre les étages, pour assurer l'accès à chaque niveau intermédiaire (Palier d'arrivée ou palier intermédiaire).

**La paillasse :** c'est la dalle en pente supportant les marches d'une volée.

**Le jour :** c'est la largeur en plan du vide entre deux volées parallèles.

**La marche :** c'est la surface délimitée par la foulée et l'emmarchement.

**Le contre marche :** c'est la partie verticale prenant place entre deux marches.

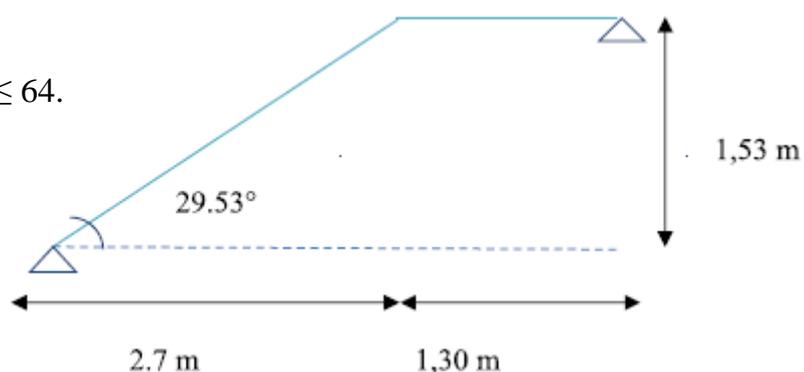
$h$  : Hauteur de la marche.

$g$  : Largeur de la marche.

$L$  : Longueur horizontale de la paillasse.  $H$  : Hauteur verticale de la paillasse.

$$H=1,53m$$

$$L = 2.7 \text{ m } 59 \leq g + 2h \leq 64.$$



$n$  : nombre de contre marches.

$n - 1$  : nombre de marches.

$n \cdot h = H$  : Hauteur à monter.

$(n-1) \cdot g = L$  : longueur de la foulée.

$$59 \leq \frac{L}{(n-1)} + \frac{2H}{n} \leq 64$$

➤ Nombre de marches et contre marches :

$$n^2 - (2H + L + 64) \frac{n}{64} + \frac{2H}{64} \geq 0 \dots \dots \dots (1)$$

$$n^2 - (2H + L + 60) \frac{n}{60} + \frac{2H}{59} \geq 0 \dots \dots \dots (2)$$

$$64n^2 - (2H + L + 64)n + 2H \geq 0$$

$$64n^2 - [2(153) + 270 + 64]n + 2(153) = 0$$

$$64n^2 - 640n + 306 = 0$$

$$\Delta = B^2 - 4AC$$

$$\Delta = 640^2 - 4(64)(306) = 331264$$

$$\sqrt{\Delta} = 575.55$$

$$n = \frac{-B - \sqrt{\Delta}}{2A} = \frac{-640 - 575.55}{2(64)} = -9.49$$

$$n = \frac{-B + \sqrt{\Delta}}{2A} = \frac{-640 + 575.55}{2(64)} = -0.5$$

$$\rightarrow n = 9$$

$$\rightarrow n - 1 = 9 - 1 = 8$$

Donc on prend :

- Le nombre de contre marche.....  $n=9$
- Le nombre des marches... . . . . .  $n-1=8$

Alors

$$h = H/n = 153/9 \text{ cm}$$

$$\mathbf{h = 17 \text{ cm}}$$

$$g = l/n - 1 = 270/9 - 1 = 33.75 \text{ cm} , \mathbf{g = 33.75 \text{ cm}}$$

➤ Vérification de la relation de « BLONDEL »

$$\begin{cases} (60 \leq (g + 2h) \leq 64) \text{ cm} \\ (16 \leq h \leq 18) \text{ cm} \\ (22 \leq g \leq 33) \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h + g = 64 \\ h = 17 \text{ cm} \text{ Vérifiée} \\ g = 33.75 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ Epaisseur de la paillasse et le palier :

$$\frac{l}{30} \leq ep \leq \frac{l}{20}$$

Avec :  $\sqrt{L^2 + H^2}$

$$L = \sqrt{270^2 + 153^2} + 130 = 440.33 \text{ cm}$$

**L=440.33cm**

$$\frac{440.33}{30} \leq ep \leq \frac{440.33}{20} \rightarrow 14.67 \text{ cm} \leq ep \leq 22.01 \text{ cm}$$

**Donc :**

**On prendre : ep=15cm**

**N.B** : Le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient Satisfaites.

➤ Angle d'inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{270} = 0.566 \rightarrow \alpha = 29.53^\circ$$

• **Pour le 2ème type :**

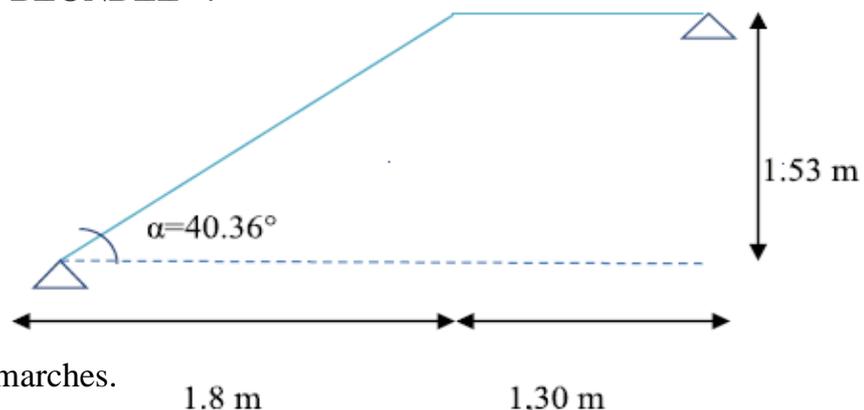
**Dimensionnement des marches :**

Pour le dimensionnement de la marche « g » et la hauteur de contre marche « h », On utilise la formule de « **BLONDEL** ».

$$59 \leq g + 2H \leq 64$$

$$H=1.53 \text{ m}$$

$$L = 1.8 \text{ m}$$



Avec:

n : nombre de contre marches.

n - 1 : nombre de marches.

n .h = H : Hauteur à monter.

(n-1). g = L : longueur de la foulée.

$$59 \leq \frac{L}{(n-1)} + \frac{2H}{n} \leq 64$$

➤ **Nombre de marches et contre marches :**

$$n^2 - (2H + L + 64)n/64 + 2H/64 \geq 0 \quad (1)$$

$$n^2 - (2H + L + 60)n/60 + 2H/59 \geq 0 \quad (2)$$

$$64n^2 - [2H + L + 60]n + 2H = 0$$

$$64n^2 - [2(153) + 1.8 + 64]n + 2(153) = 0$$

$$64n^2 - 371.8n + 306 = 0$$

$$\Delta = B^2 - 4AC$$

$$\Delta = 371.8^2 - 4(64)(306) = 59899.24$$

$$\sqrt{\Delta} = 244.74$$

$$n = \frac{-B - \sqrt{\Delta}}{2A} = \frac{-371.8 - 244.74}{2(64)} = 0.99$$

$$n = \frac{-B + \sqrt{\Delta}}{2A} = \frac{371.8 + 244.74}{2(64)} = 4.81$$

$$\rightarrow n = 9$$

$$\rightarrow n - 1 = 9 - 1 = 8$$

Donc on prend :

- le nombre de contre marche.....n=9
- le nombre des marches .....n-1=8

Alors

$$h = H/n = 153/9 \text{ cm} \quad \mathbf{h = 17 \text{ cm}}$$

$$g = l/n - 1 = 180/8 - 1 = 25.5 \text{ cm} \quad , \mathbf{g = 25.5 \text{ cm}}$$

➤ **Vérification de la relation de « BLONDEL »**

$$\begin{cases} (60 \leq (g + 2h) \leq 64) \text{ cm} \\ (16 \leq h \leq 18) \text{ cm} \\ (22 \leq g \leq 33) \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h + g = 64 \\ h = 18 \text{ cm} \text{ Vérifiée} \\ g = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ **Épaisseur de la paille et le palier :**

$$\frac{l}{30} \leq ep \leq \frac{l}{20}$$

$$\text{Avec : } \sqrt{L^2 + H^2}$$

$$L = \sqrt{180^2 + 153^2} + 130 = 366.33 \text{ cm}$$

**L=366.33cm**

$$\frac{366.33}{30} \leq ep \leq \frac{366.33}{20} \rightarrow 12.20cm \leq ep \leq 18.31cm$$

**Donc :**

**On prend: ep=15cm**

**N.B :** Le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient Satisfaites.

➤ Angle d'inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{180} = 0.85 \rightarrow \alpha = 40.36^\circ$$

➤ **Evaluation des charges et surcharges :**

Tableau III- 1 charges permanente et surcharge palier

Composition	Poids volumique (KN / m3)	Surface pour (m <sup>2</sup> )	G (KN/lm)
1- Poids propre du palier (e= 20cm)	25	0,2x1	5
2- Carrelage (e = 2cm)	22	0,02x1	0,44
3- Mortier de pose (e = 2cm)	20	0,02x1	0,40
4- Enduit en plâtre (e = 2cm)	10	0,02x1	0,20
Charge Permanente total			GT=6,04
Pour les étages courant à usage d'habitation			Q=2,5

Tableau III- 2 : Charges permanente et surcharge volée.

Composition	Poids volumique (KN / m3)	Surface pour(mZ)	G (KN/lm)
1- Poids propre de la palliasse (e= 20cm)	25	1x 0,2/ cos 32,51°	5,92
2- Poids propre du contre marche(e=17cm)	25	1x 0,17 /2	2,12
3-Carrelage horizontal (e = 2cm)	22	1x0,02	0,44
4- Mortier de pose horizontal (e = 2cm)	20	0,02x1	0,40
5- Carrelage vertical (e = 2cm)	22	0,02x1	0,44
6- Mortier de pose vertical (e = 2cm)	20	0,02x1	0,40
7- Enduit en plâtre (e = 2cm)	10	0,02x1	0,2
8- Poids du garde-corps	/	/	1
Charge Permanente total			G=10,92
Pour les étages courant à usage d'habitation			Q=2,5

➤ **Palier :**

- Charges permanentes :  $G=6.04\text{kN/m}$
- Surcharge d'exploitation :  $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$

➤ **Paillasse :**

- Charge permanente :  $G=10,92\text{KN/ml}$
- Surcharge d'exploitation :  $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$

➤ **Combinaison des charges :**

a) La paillasse :

▶ **E.L.U :**

$$P_{ui} = 1,350 + 1,5 Q$$

$$P_{ut} = 1,35 \times 10,92 + 1,5 \times 2,5$$

$$\mathbf{P_{u1} = 18,49\text{KN/ml}}$$

▶ **E. L. S:**

$$P_{ser 1} = G + Q$$

$$P_{ser 1} = 10,92 + 2,5$$

$$\mathbf{P_{ser 1} = 13,42\text{KN/ml}}$$

b) Le palier :

▶ **E. L. U :**

$$P_{u2} = 1,350 + 1,5 Q$$

$$P_{u2} = 1,35 \times 6,04 + 1,5 \times 2,5$$

$$\mathbf{P_{ui} = 11,90\text{KN/ml}}$$

▶ **E. L. S:**

$$P_{ser 2} = G + Q$$

$$P_{ser 2} = 6,04 + 2,5$$

$$\mathbf{P_{ser 2} = 8,54 \text{ KN}}$$

➤ **Calcul de moments fléchissant et effort tranchant :**

a) **A l'E. L. U :**

$$\sum f/X = 0 \longrightarrow R_{Ax} = 0$$

$$\sum f/X = 0 \rightarrow R_{AY} + R_{BY} - 8.54 * 1.3 - 13.42 * 2.7 = 0$$

$$\rightarrow R_{AY} + R_{BY} = 47.34 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$8.54 * 1.30 * 3.35 + 13.42 * 2.7 * 1.35 - R_{BY} * 4 = 0$$

$$\rightarrow R_{AY} = 21.35 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0$$

$$13.42 * 2.7(1.35 + 1.3) + 8.54(1.3) \left(\frac{1.3}{2}\right) - R_{BY} * 4 = 0$$

$$\rightarrow R_{AY} = 25.81 \text{ KN}$$

➤ **La coupe A-A :**

$$0 \leq X \leq 2.7\text{m}$$

$$\sum f/y = 0 \rightarrow -T_{(x)} + 35.58 - 18.49x = 0$$

$$T_{(x)} = 35.58 - 18.49x$$

$$T_{(0)} = 35.58 - 18.49(0)$$

$$T_{(0)} = 35.58 \text{ KN}$$

$$T_{(2.7)} = -14.34 \text{ KN}$$

$$\sum M/y = 0 \rightarrow -M_f(x) - 18.49 \left(\frac{x^2}{2}\right) + 35.58x = 0$$

$$M_f(x) = -18.49 \left(\frac{x^2}{2}\right) + 35.58x$$

$$M_f(0) = 0$$

$$M_f(2.7) = 28.67 \text{ KN.m}$$

➤ **La coupe B-B :**

$$0 \leq X \leq 1.3\text{m}$$

$$\sum f/y = 0 \rightarrow T_{(x)} + 29.8 - 11.90x = 0$$

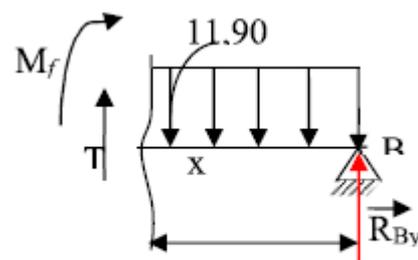
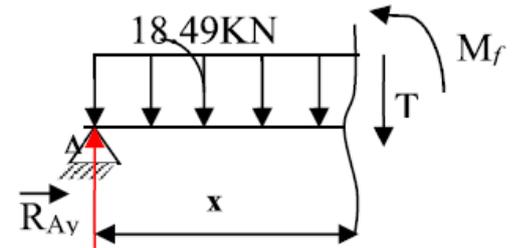
$$T_{(x)} = -29.8 + 11.90x$$

$$T_{(0)} = -29.8 + 11.90(0)$$

$$T_{(0)} = -29.8 \text{ KN}$$

$$T_{(1.3)} = -14.33 \text{ KN}$$

$$\sum M/y = 0 \rightarrow M_f(x) + 1.90 \left(\frac{x^2}{2}\right) - 29.8x = 0$$



$$M_f(x) = -11.90 \left( \frac{x^2}{2} \right) + 29.8x$$

$$M_f(0) = 0$$

$$M_f(1.3) = 28.68 \text{ KN.m}$$

➤ **Diagramme de l'effort tranchant et moment :**

- Calcul de  $M_{max}$  :

$$T(x) = 0$$

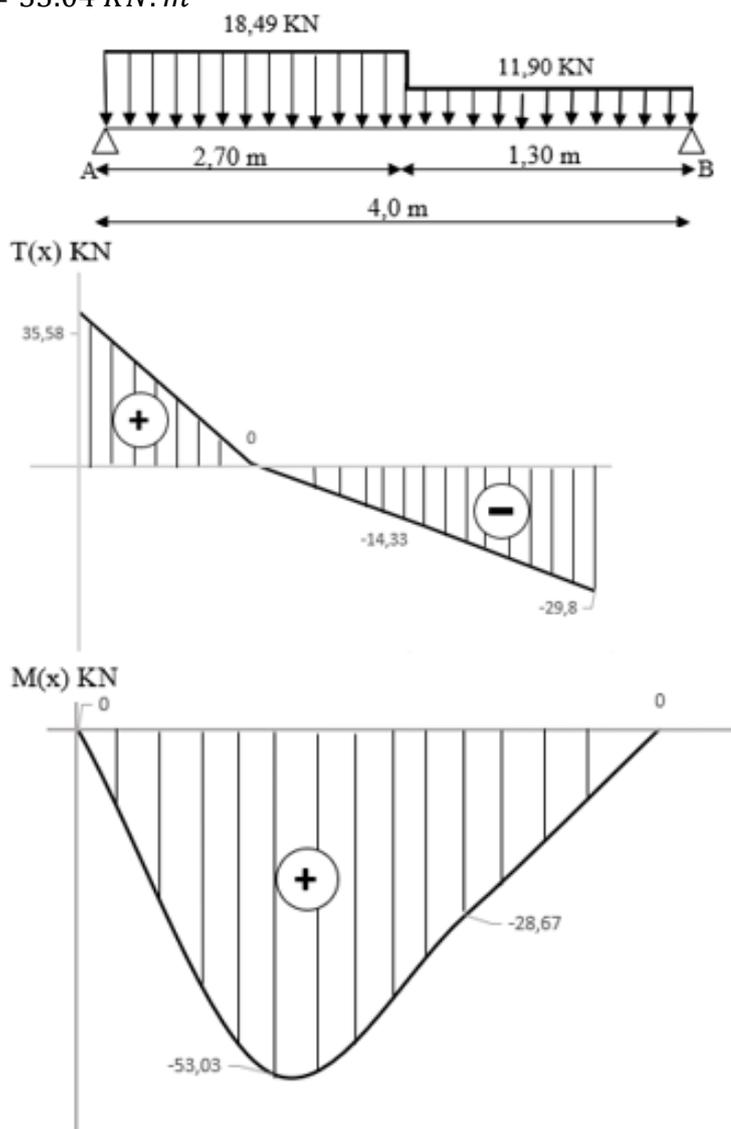
$$T(x) = 35.58 - 18.49x = 0$$

$$x = \frac{35.58}{18.49} = 1.93 \text{ m}$$

$$M_f(x) = -18.49 \left( \frac{x^2}{2} \right) + 35.58x$$

$$M_{max} = -18.49 \left( \frac{1.93^2}{2} \right) + 35.58(1.93)$$

$$M_{max} = 53.04 \text{ KN.m}$$



**b) A P.E. L. S :**

$$\sum f/X = 0 \longrightarrow R_{AX} = 0$$

$$\sum f/Y = 0 \longrightarrow R_{AY} + R_{BY} - 8.54 * 1.3 - 13.42 * 2.7 = 0$$

$$\longrightarrow R_{AY} + R_{BY} = 47.34 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$8.54 * 1.30 * 3.35 + 13.42 * 2.7 * 1.35 - R_{BY} * 4 = 0$$

$$\longrightarrow R_{BY} = 21.53 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0$$

$$13.42 * 2.7(1.35 + 1.3) + 8.54(1.3) \left( \frac{1.3}{2} \right) - R_{BY} * 4 = 0$$

$$\longrightarrow R_{AY} = 25.81 \text{ KN}$$

**➤ La coupe A-A :**

$$0 \leq X \leq 2.7m$$

$$\sum f/y = 0 \longrightarrow -T_{(x)} + 25.81 - 13.42x = 0$$

$$T_{(x)} = 25.81 - 13.42x$$

$$T_{(0)} = 25.81 - 13.42(0)$$

$$T_{(0)} = 25.81 \text{ KN}$$

$$T_{(2.7)} = -10.424 \text{ KN}$$

$$\sum M/y = 0 \longrightarrow -M_f(x) - 13.42 \left( \frac{x^2}{2} \right) + 25.51x = 0$$

$$M_f(x) = -13.42 \left( \frac{x^2}{2} \right) + 25.51x$$

$$M_f(0) = 0$$

$$M_f(2.7) = 19.96 \text{ KN.m}$$

**➤ La coupe B-B :**

$$0 \leq X \leq 1.3m$$

$$\sum f/y = 0 \longrightarrow T_{(x)} + 21.53 - 8.54x = 0$$

$$T_{(x)} = -21.53 + 8.54x$$

$$T_{(0)} = -21.53 \text{ KN}$$

$$T_{(1.3)} = -10.43 \text{ KN}$$

→

$$\sum M/y = 0 \quad M_f(x) + 8.54 \left( \frac{x^2}{2} \right) - 21.53x = 0$$

$$M_f(x) = -8.54 \left( \frac{x^2}{2} \right) + 21.53x$$

$$M_f(0) = 0$$

$$M_f(1.3) = 20.77 \text{ KN.m}$$

➤ **Diagramme de l'effort tranchant et moment :**

- Calcul de  $M_{max}$  :

$$T(x) = 0$$

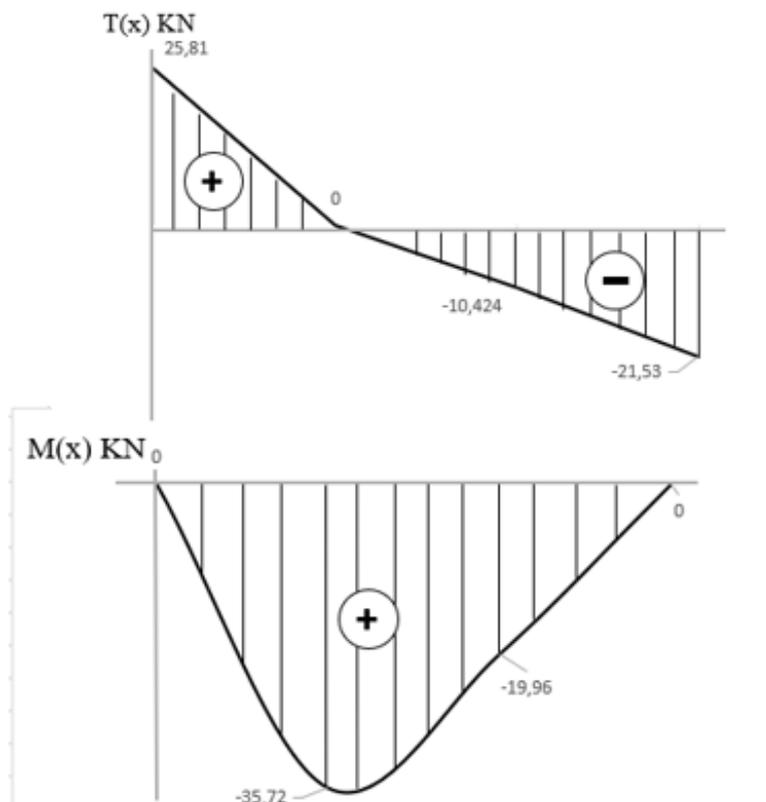
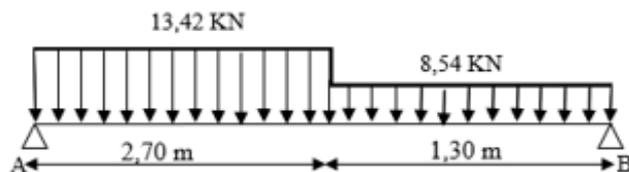
$$T(x) = 25.51 - 13.42x = 0$$

$$x = \frac{25.51}{13.42} = 1.9 \text{ m}$$

$$M_f(x) = -13.42 \left( \frac{x^2}{2} \right) + 25.51x$$

$$M_{max} = -13.42 \left( \frac{1.9^2}{2} \right) + 25.51(1.9)$$

$$M_{max} = 35.72 \text{ KN.m}$$



o **Les moments :**

a) **E.L.U :**

- En travée :

$$M_t = 0.80 * M_{u \max} = 0.80 * 53.04 = 42.43 \text{ KN.m}$$

- En appuis :

$$M_a = 0.2 * M_{u \max} = 0.2 * 53.04 = 10.608 \text{ KN.m}$$

b) **E.L.S :**

- En travée :

$$M_t = 0.80 * M_{s \max} = 0.80 * 35.72 = 28.58 \text{ KN.m}$$

- En appuis :

$$M_a = 0.2 * M_{s \max} = 0.2 * 35.72 = 7.14 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des armatures :**

Le ferrailage sera déterminé pour une bande de 1m de largeur, avec :

$$b=100 \text{ cm.} \quad e=15 \text{ cm.} \quad D=0.9*e=13.5\text{cm.} \quad d'=0.1*e=2 \text{ cm}$$

$$\gamma_b = 1.5$$

$$\gamma_s = 1.15$$

Acier FeE400 ; fissuration peu nuisible.

$$f_b = (0.85 * f_{c28}) / \gamma_b$$

$$f_{28} = B0.6 + 0.6 * f_{c28}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \longrightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$f_b = (0.85 * f_{c28}) / \gamma_b \longrightarrow f_{bc} = 14.16 \text{ MPa}$$

**NB :** Le calcul se fait à la flexion simple.

**1. En travée :** →

$$M_t = 0.85 * 53.04 = 42.43 \text{ KN.m}$$

$$\mu b \mu = \frac{M_{tu}}{b \cdot d'^2 \cdot f_b} \mu b \mu = 42.43 * \frac{0.001}{1 * 0.135^2 * 14.16} \longrightarrow \mu = 0.164$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{53.04}{35.72} = 1.48$$

$$\mu_{lu} = 0.3367\gamma - 0.1711 = 0.327$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - \mu b \mu}) \longrightarrow \alpha = 0.512$$

$$Z = (1 - 0.4\alpha)d \longrightarrow Z = 10.73 \text{ cm}$$

$$(\mu_u = 0.062) < (\mu_{AB} = 0.186) \text{ Pivot A} \longrightarrow \begin{cases} \varepsilon_s = 10 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_{tu}}{Z \cdot \sigma_s} \longrightarrow A_s = 3.41 \text{ cm}^2$$

**Choix des barres : At=4T12=4.53cm<sup>2</sup>**

✓ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \left( \frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 0.23 * 100 * 18 * \left( \frac{2.1}{400} \right) = 2.7 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{min}, A_s) = 4.32 \text{ cm}^2$$

On prend 4T12= 4.53cm<sup>2</sup>

➤ **L'espacement :**

$$S_t < \min(4h; 33) = \min(80; 33) = 45 \text{ cm}$$

On prend  $S_t = 30 \text{ cm}$

➤ **Armatures de répartitions :**

$$A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{4.53}{4} = 1.13$$

→ On prend 4T8 = 2.01 cm<sup>2</sup>

➤ **L'espacement :**

$$S_t < \min(4h; 45) = \min(80; 45) = 45 \text{ cm}$$

On prend  $S_t = 30 \text{ cm}$

**2. Sur appuis :**

$$\text{En appuis } M_a = 0.2 * M_{u \max} = 0.2 * 53.04 = 10.6 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis } M_a = 0.2 * M_{s \max} = 0.2 * 35.72 = 7.14 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{au}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_s} \quad , \quad \mu b \mu = \frac{10.6 * 0.001}{1 * 0.135^2 * 14.16} \longrightarrow \mu = 0.041$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.19$$

$$\mu_{lu} = 0.3367\gamma - 0.1711 = 0.293$$

$$(\mu = 0.015) < (\mu_L = 0.391) \text{ Pas d'armature comprimer } A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad \alpha = 0.0188$$

$$Z = (1 - 0.4\alpha)d \quad Z = 0.1339 \text{ cm}$$

$$(\mu_u = 0.015) < (\mu_{AB} = 0.186) \text{ Pivot A} \longrightarrow \begin{cases} \varepsilon_s = 10 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_{au}}{Z \cdot \sigma_s} \quad A_s = 0.873 \text{ cm}^2$$

✓ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \left( \frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 0.23 * 100 * 16 * \left( \frac{2.1}{400} \right) = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{min}, A_s) = 2.17 \text{ cm}^2$$

On prend 4T12 = 4.53 cm<sup>2</sup>

➤ **L'espacement :**

$$S_t < \min(4h; 33) = \min(80; 33) = 33 \text{ cm}$$

On prend  $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **Armatures de répartitions :**

$$A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785$$

→ On prend 4T8 = 2.01 cm<sup>2</sup>

➤ **L'espacement :**

$$S_t < \min(4h; 45) = \min(72; 45) = 45 \text{ cm}$$

On prend  $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **Vérification effort tranchant :**

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

$$\bar{\tau} = \min\left(0.2 * \frac{f_e}{\gamma_s}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ (fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{27.56 * 10^3}{1000 * 18} = 1.531 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage) :**

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

Si :  $T_u - \frac{M_u}{0.9d} < 0$  → les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

Si :  $T_u - \frac{M_u}{0.9d} > 0$  → il faut satisfaire la condition suivante :  $A_s \geq \left[ \frac{T_u - \frac{M_u}{0.9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 27.56 * 10^3 - \frac{20.56 * 10^6}{0.9 * 180} = -139.92 \text{ KN} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

➤ **Vérification des armatures transversales :**

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = 0.23 \text{ MPa} < 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

➤ **Vérification à l'E.L.S :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

1. Vérification des contraintes du béton :

• **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') + nA_s(d - y) = 0$$

• **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2 = 0$$

Avec :

$$n = 15 ; c' = 2 \text{ cm} ; d = 13.5 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; A'_s = 0$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

2. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \longrightarrow 2 \left\{ \begin{array}{l} \frac{15}{368.03} = 0.040 \geq 0.0625 \quad \text{non vérifiée} \\ \frac{4.53}{100 \cdot 15} = 0.00302 \leq 0.0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0.040 \leq 0.0770 \quad \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Avec :

L : la portée entre nus d'appuis

h: la hauteur totale de la section.

$M_0$ : le moment isostatique.

$M_t$ : le moment maximal en travée.

$A_s$  : la section de l'armature tendue correspondante

$f_e$ : la limite d'élasticité de l'acier.

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f} . E_i=32164,20\text{MPa} ; E_v=10721,40\text{MPa}$$

- **Calcul de la flèche :**

D'après « BAEL 91 modifiée 99 » :

$$\begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L(cm)}{500} \end{cases} \quad ; \text{ Avec } L=3,68 \text{ m} < 5\text{m}.$$

$f_i$ : La flèche due aux charges instantanées.

$f_v$ : La flèche due aux charges de longue durée

- **Moment d'inertie de la section homogène  $I_0$ :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2.$$

$$I_0 = \frac{100(20)^3}{12} + 15 \times 4,53 \left(\frac{20}{2} - 18\right)^2 + 15 \times 00 \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2.$$

$$I_0 = 71015,466 \text{ cm}^4$$

D'après « BAEL 91 modifiée 99 » on a :

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} = 3217339 \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} = 4519823 \end{cases} \quad \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} = 8,4 \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} = 3,36 \text{ Mpa} \end{cases} ; \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} = 0,25\% \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta \sigma_s + f_{t28}} = 0,17 \text{ Mpa} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} = 280,10 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$\lambda_i$  : pour la déformation instantanée.

$\lambda_v$  : Pour la déformation différée.

$\delta$  : Pourcentage des armatures.

$\sigma_s$  : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

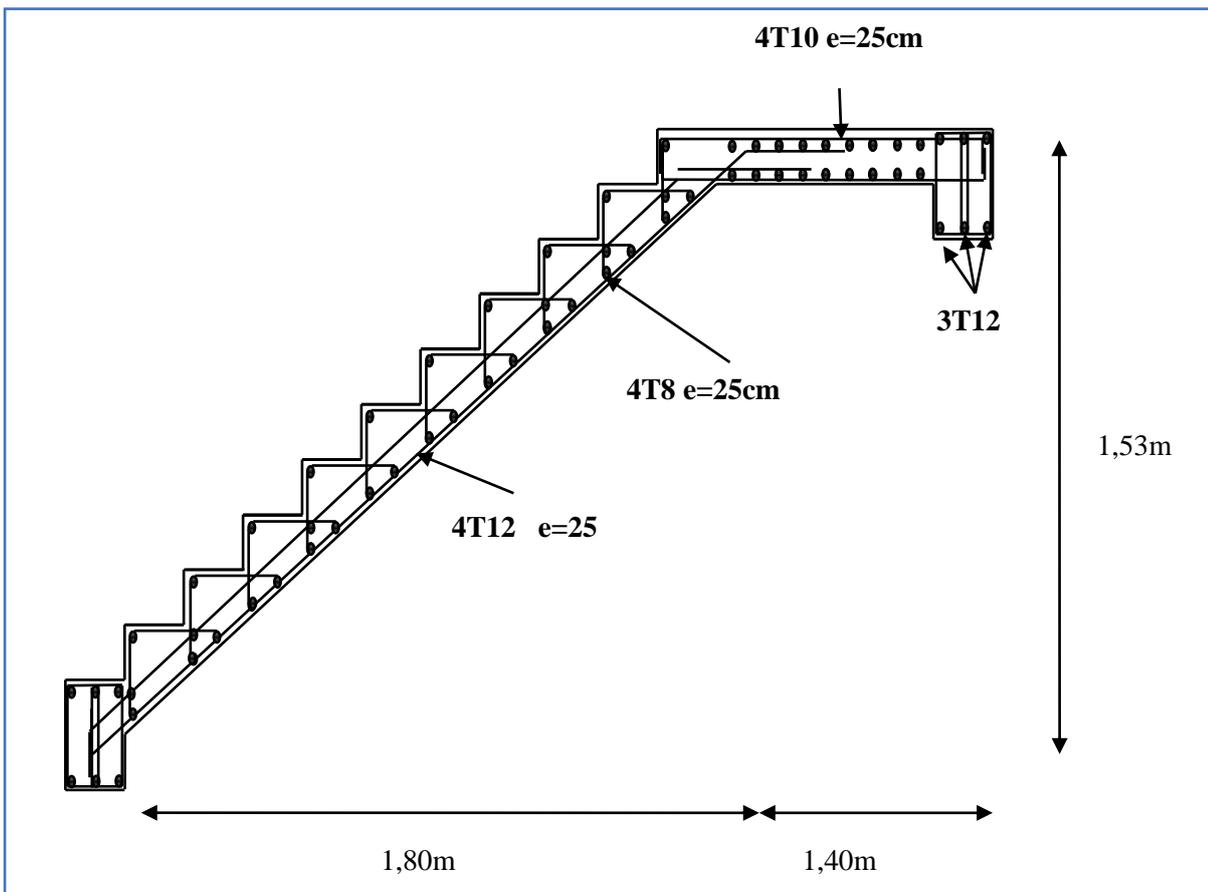
Donc:

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0,101cm \\ f_v = 0,304cm \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,203cm$$

$$\bar{f} = 0,73cm$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,203cm < \bar{f} = 0,73cm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**Schéma de ferrailage :**



### III. Poutre palière :

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier, elle est dimensionnée d'après les formules empiriques données par "BAEL91 modifié 99" est vérifiée selon le "RPA99 version 2003", Dans notre structure la poutre palière la plus défavorable est celle de premier type d'escalier, car elle est semi encastrée à ces deux extrémités.

Le schéma statique de la poutre palière est le suivant

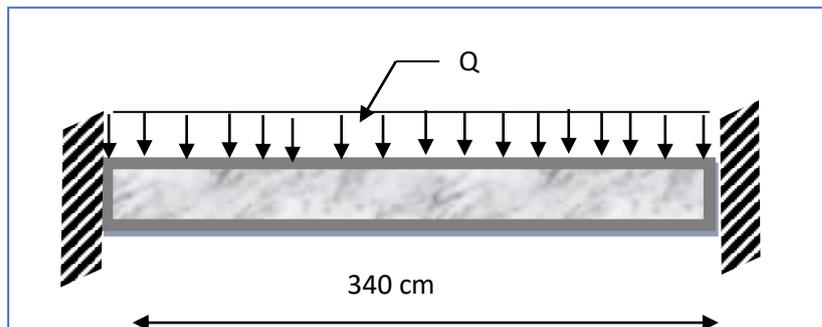


Figure III- 1 : Chargement de poutre palière

#### III.1 Pré dimensionnement

$$L=3,40\text{m} \quad \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \text{cm} \quad \frac{340}{15} \leq h \leq \frac{340}{10}$$

$$22,66 \leq h \leq 34 \text{ cm} \quad \text{On prend } h = 30$$

→ la largeur  $b$  de la poutre palière doit être :

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \quad \longrightarrow \quad 9\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm} \quad \text{on prend } 20\text{cm}$$

- Selon le RPA99 version 2003

- $h = 30$  et  $b = 20$  tel que
- $h = 30 \geq 30$
- $b = 20 \geq 20$
- $1/4 < h/b < 4 \Rightarrow 1/4 < 30/20 < 4 \Rightarrow 0,25 < 1,5 < 4$  .....condition vérifier

#### III.2 Évaluation des charges et surcharges

Poids propre de la poutre  $0,2 \times 0,3 \times 25 = 1,5 \text{ KN/ml}$

- Réaction du palier :

- E.L.U :  $R_B / L = 21,92 / 1,92 = 11,41 \text{ KN/ml}$
- E.L.S :  $R_B / L = 16,13 / 1,92 = 8,40 \text{ KN/ml}$

Donc, la section de la poutre palière est de  $(b \times h) = (20 \times 30) \text{ cm}^2$

→ On prend une section de :  $(20 \times 30) \text{ cm}^2$

### III.3 Sollicitations

**E.L.U** :  $P_U = 1,35 \times 1,5 + 1,5 \times 11,41 = 19,14 \text{ KN/ml}$

**E.L.S** :  $P_S = 1,5 + 8,40 = 9,90 \text{ KN/mL}$

➤ Détermination des efforts :

#### • Etat limite ultime

- Moments aux appuis :  $M_a = \frac{P_u \times L^2}{12} = \frac{19,14 \times (3,40)^2}{12} = 18,44 \text{ KN.m}$
- Moments en travée :  $M_t = \frac{P_u \times L^2}{24} = \frac{19,14 \times (3,40)^2}{24} = 9,22 \text{ KN.m}$
- Effort tranchant :  $T = \frac{P_u \times L}{2} = \frac{19,14 \times 3,40}{2} = 32,54 \text{ KN.}$

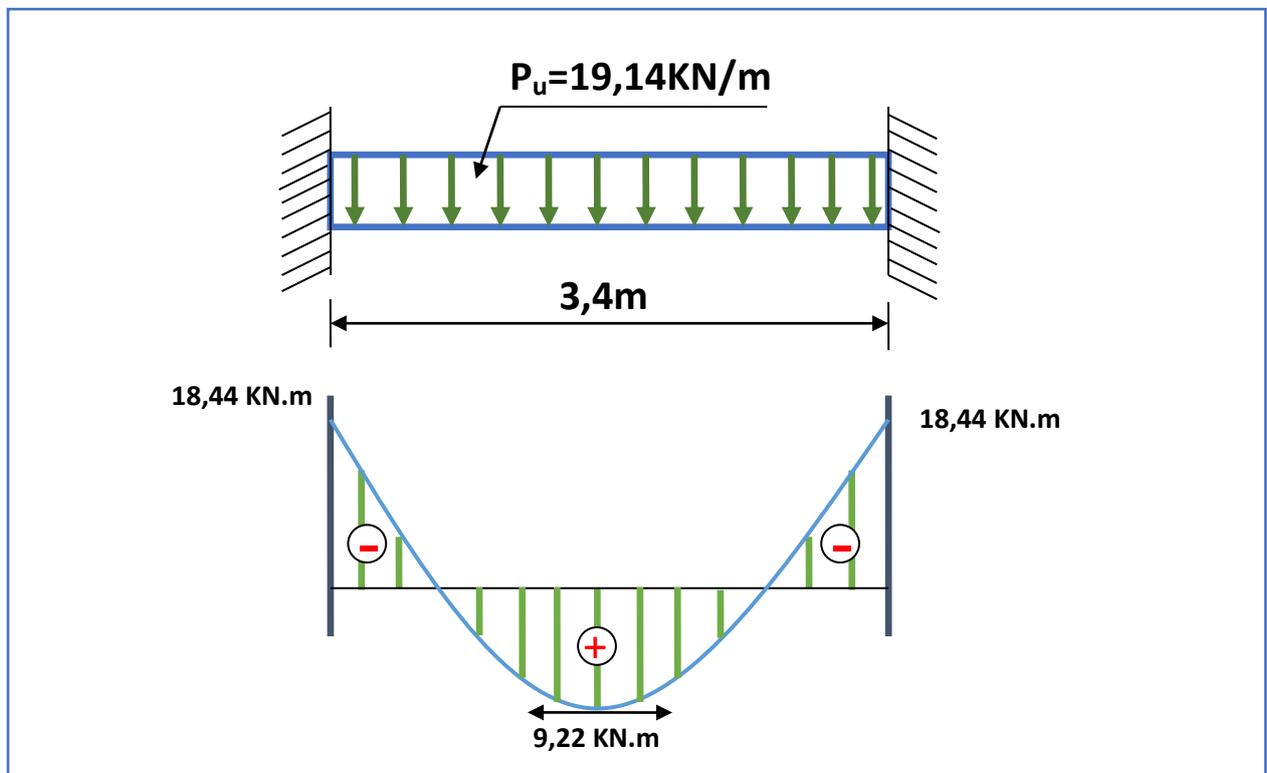


Figure III- 2 : Diagramme des moments de la poutre palier à E.L.U

➤ **Etat limite de service**

- Moments aux appuis :  $M_a = \frac{P_s \times L^2}{12} = \frac{9,90 \times (3,40)^2}{12} = 9,54 \text{ KN.m}$
- Moments en travée :  $M_t = \frac{P_s \times L^2}{24} = \frac{9,90 \times (3,40)^2}{24} = 4,77 \text{ KN.m}$
- Effort tranchant :  $T = \frac{P_s \times L}{2} = \frac{9,90 \times 3,40}{2} = 16,83 \text{ KN.m}$

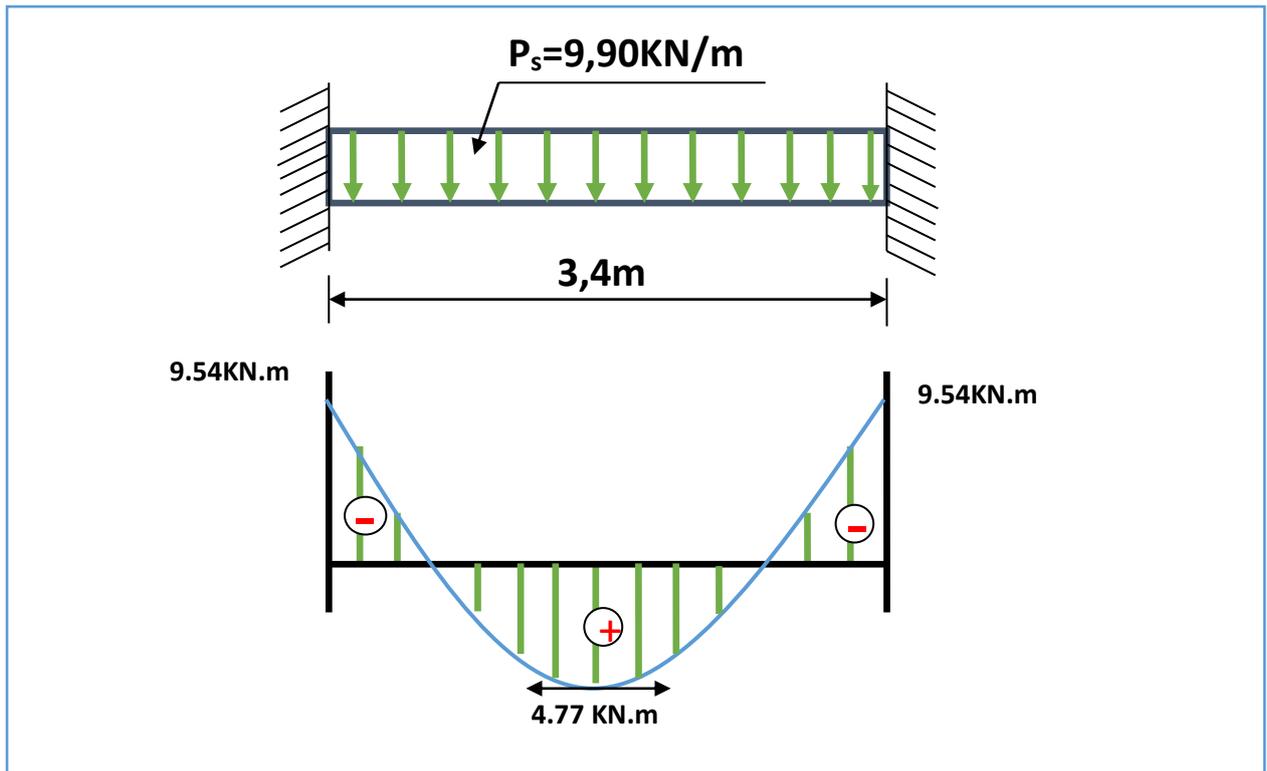


Figure III- 3 : Diagramme des moments de la poutre palier à E.L.S

• Armatures longitudinales à E.L.U

1. Sur appuis

➤ Armatures longitudinales

$b = 20\text{cm}$

$d = 27\text{cm} \quad h = 30\text{cm}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{18,44 \times 10^{-3}}{0,2 \cdot (0,27)^2 \cdot 14,17} = 0,089$$

$\mu_{bu} = 0,114 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot "A"}$

$\mu_{lu} = 0,3367\gamma - 0,1711$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{18,44}{9,54} = 1,93$$

$\mu_{lu} = 0,3367 \times 1,93 - 0,1711 = 0,480$

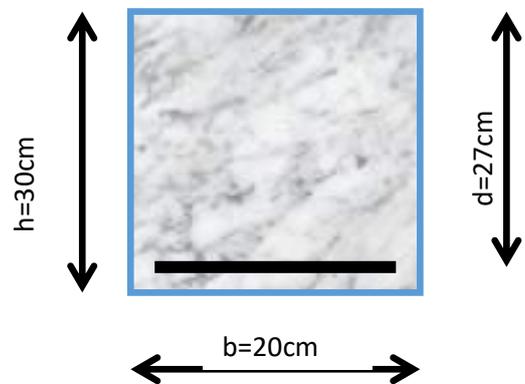


Figure III- 4 : Schéma de position des armatures.

$$\mu_{bu} = 0,114 < \mu_{lu} = 0,290$$

**Donc:**  $A' = 0 \Rightarrow$  (pas d'armature comprimée)

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,114}) = 0,151$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,27(1 - 0,4 \times 0,151) = 0,253m$$

$$Z = 25,30cm$$

$$\mu_{bu} = 0,114 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot "A"} \Rightarrow \varepsilon_s = 10\%$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,8 MPa$$

➤ **Section d'armature tendue**

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{18,44 \times 10^{-3}}{347,8 \times 0,253} = 2,09cm^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A^s \geq A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{20 \times 30}{1000}, 0,23 \times 20 \times 27 \times \frac{2,1}{400} \right\} = 0,65cm^2$$

$$A_s = 2,09 cm^2 \geq A_{\min} = 0,65cm^2 \dots\dots\dots CV$$

-On choisit **3T12** soit **3.39cm<sup>2</sup>**

## 2. En travée

$$M_u = 9,22KN.m$$

$$b = 20cm$$

$$d = 27cm$$

$$h = 30cm$$

$$M_{ser} = 4,77 KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{9,22 \times 10^{-3}}{0,2 \cdot (0,27)^2 \cdot 14,17} = 0,044$$

$$\mu_{bu} = 0,044 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot "A"}$$

$$\mu_{lu} = 0,3367\gamma - 0,1711$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{9,22}{4,77} = 1,93$$

$$\mu_{lu} = 0,3367 \times 1,93 - 0,1711 = 0,478$$

$$\mu_{bu} = 0,044 < \mu_{lu} = 0,290$$

**Donc : A' = 0**  $\Rightarrow$  (pas d' armature comprimé)

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,044}) = 0,062$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,27(1 - 0,4 \times 0,062) = 0,2633 \text{ m}$$

$$Z = 26,33 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = 0,044 < 0,186 \varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,8 \text{ MPa}$$

➤ **Section d'armature tendue**

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{9,22 \times 10^{-3}}{347,8 \times 0,2633} = 1,00 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{20 \times 30}{1000}, 0,23 \times 20 \times 27 \times \frac{2,1}{400} \right\} = 0,65 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,00 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0,65 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

- On choisit : **3T12** soit **3,39 cm<sup>2</sup>**
- Valeur de l'effort tranchant :  $V_u = T = 32,54 \text{ KN}$
- Valeur de la contrainte tangentielle :  $\tau_u$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{\tau_u^{\max}}{bd} = \frac{32,54 \times 10}{20 \times 27} = 0,602 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- Valeur limite de la contrainte tangentielle :  $\overline{\tau}_u$

$$\overline{\tau}_u = \min\{0,10f_{c28}, 4Mpa\} = 2,5Mpa$$

• **Vérification**

$$\tau_u = 0,602 \leq \overline{\tau}_u = 2,5Mpa \dots\dots\dots C.V$$

➤ **Calcul des armatures transversales**

D'après le "BAEL91 modifié 99" le diamètre des armatures transversales est de :

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}, \frac{b}{20}, \phi_{l\min}\right\} = \min\left\{\frac{300}{35}, \frac{200}{20}, 12mm\right\} = 8.57mm$$

$$\phi_t = 8mm$$

$$A_t = \frac{\pi \cdot \phi_t^2}{4} = \frac{3.14 \times 0.8^2}{4} = 0.502cm^2$$

$$A_t = m_t \cdot A_t = 4 \times 0.502 = 2.01cm^2$$

• **Espacement des armatures transversales**

$$S_t \leq \min(0,9 \cdot d; 40cm) = \min(0,9 \times 27; 40cm) = 24,3cm \dots\dots\dots [1]$$

Valeur de  $\tau_0$  :

- Il n'ya pas reprise de bétonnage
- La fissuration est peu nuisible

Donc :  $\tau_0 = 0.3 \cdot f_{tj} \cdot k = 0.3 \times 2,1 \times 1 = 0.63Mpa \dots\dots\dots [1]$

➤ Vérification à L'E.L.S :

• **Sur appuis :**

$$M_a = 9,54 KN/m \quad A_s = 3,39 cm^2$$

• **Position de l'axe neutre**

$$y = \frac{15 \cdot (A_s + A')}{b} \cdot \left( \sqrt{1 + \frac{b \cdot (d \cdot A_s + d' \cdot A')}{7.5 \cdot (A_s + A')}} - 1 \right) = \frac{15 \times 3,39}{20} \times \left( \sqrt{1 + \frac{20 \times (27 \times 3,39)}{7.5 \times 3,39^2}} - 1 \right) = 9,45cm$$

• **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \cdot [ A_s \cdot (d - y)^2 + A' \cdot (d' - y)^2 ] \Rightarrow I = \frac{20 \times 9,45^3}{3} + 15 \times 3,39 \times (27 - 9,45)^2 = 21287,98cm^4$$

$$K = M_a / I = (9.54 \times 10^3) / 21287,98 = 0,448$$

• **Calcul des contraintes**

- Contrainte de compression dans le béton

$$\sigma_s = K \times Y$$

$$\sigma_s = 0,448 \times 9,45 = 4,23 \text{ MPA}$$

- Contrainte dans les armatures tendues

$$\sigma_s = n \cdot K \cdot (d - y) = 15 \times 0,448 \times (27 - 9,45) = 117,93 \text{ MPa}$$

- **Vérifications**

- Etat limite de compression du béton

$$\sigma_s = 4,23 \text{ MPa} < 25 \times 0,6 = 15 \text{ MPa}$$

CV

- Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peut nuisible donc aucune vérification à faire

➤ En Travée :

$$M_t = 4,77 \text{ KN/m} \quad A_s = 3,39 \text{ cm}^2$$

- **Position de l'axe neutre**

$$y = \frac{15 \cdot (A_s + A')}{b} \cdot \left( \sqrt{1 + \frac{b \cdot (d \cdot A_s + d' \cdot A')}{7,5 \cdot (A_s + A')}} - 1 \right) = \frac{15 \times 3,39}{20} \times \left( \sqrt{1 + \frac{20 \times (27 \times 3,39)}{7,5 \times 3,39^2}} - 1 \right) = 9,45 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \cdot [ A_s \cdot (d - y)^2 + A' \cdot (y - d')^2 ] \Rightarrow I = \frac{20 \times 9,45^3}{3} + 15 \times 3,39 \times (27 - 9,45)^2 = 21287,98 \text{ cm}^4$$

$$K = M_t / I = (4,77 \times 10^3) / 21287,98 = 0,224$$

- **Calcul des contraintes**

- Contrainte de compression dans le béton

$$\sigma_s = 0,224 \times 9,45 = 2,11 \text{ MPA}$$

- Contrainte dans les armatures tendues

$$\sigma_s = n \cdot K \cdot (d - y) = 15 \times 0,224 \times (27 - 9,45) = 58,97 \text{ MPa}$$

➤ **Vérifications**

- Etat limite de compression du béton  $\sigma_b = 2,11 \text{ MPa} < 25 \times 0,6 = 15 \text{ MPa}$

CV

- Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peut nuisible donc aucune vérification à faire

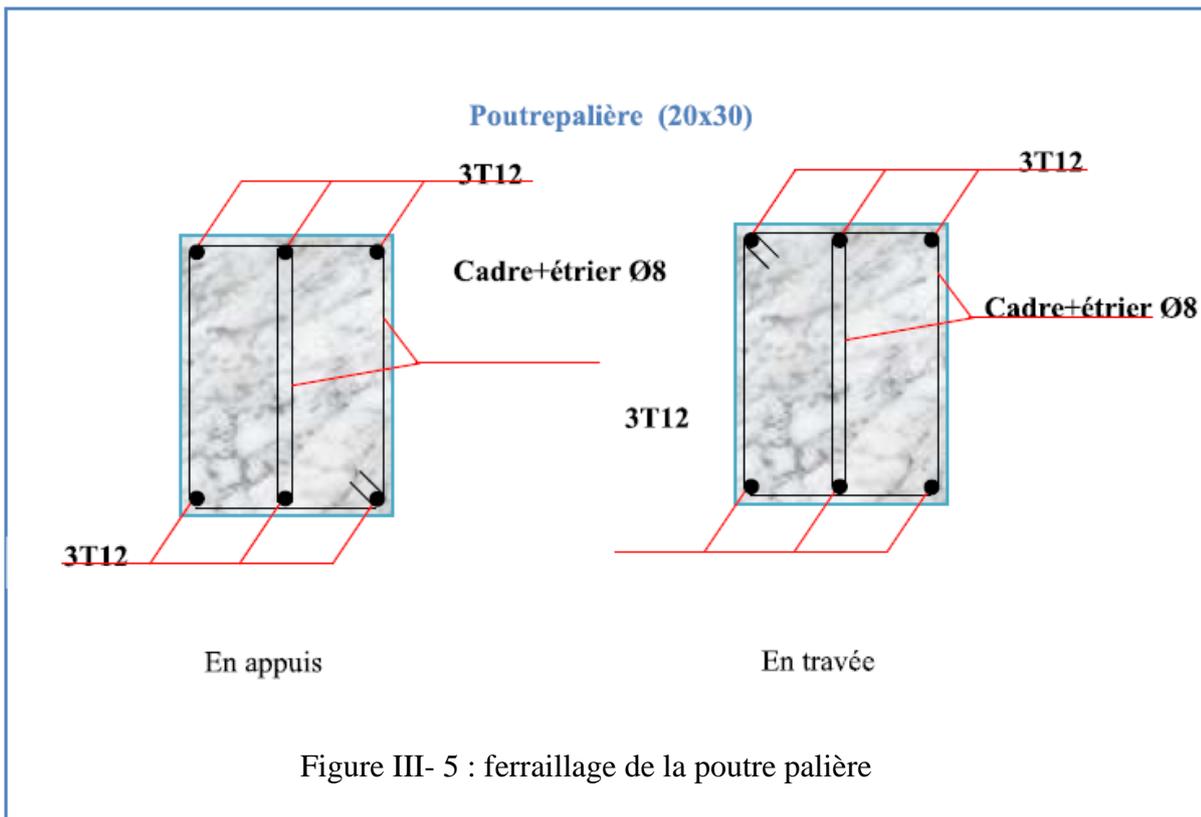


Figure III- 5 : ferrailage de la poutre palière

## **Chapitre IV : plancher**

## I. Introduction

Avant d'entamer tout calcul, il est plus pratique d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la structure, pour cela des règlements en vigueur, notamment le « RPA99 version 2003 », mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

La structure du bâtiment que nous sommes en train d'étudier est différente comme nous l'avons vu le souligner précédemment, elle est composée uniquement de voiles en béton armé porteurs ainsi que des planchers à dalle pleine.

## II. Pré dimensionnement des planchers

### II.1 Planchers à dalle pleine

Une dalle pleine est une plaque porteuse en béton armé coulé sur place, d'épaisseur de 10 à 20 cm ou plus qui repose sur des appuis : murs ou poutres.

Les dalles pleines sur appuis continus (ce qui est notre cas) peuvent porter dans deux directions (d'après le BAEL A.5.2, 1) ou bien dans un seul sens.

Soit un « panneau » de dalle chargé, de portées  $L_x$  et  $L_y$  mesurées entre nu d'appuis (Fig 1).

Soit :

$L_x$  : est la longueur suivant le sens X (sens porteur).

$L_y$  : est la longueur suivant le sens Y (répartition).

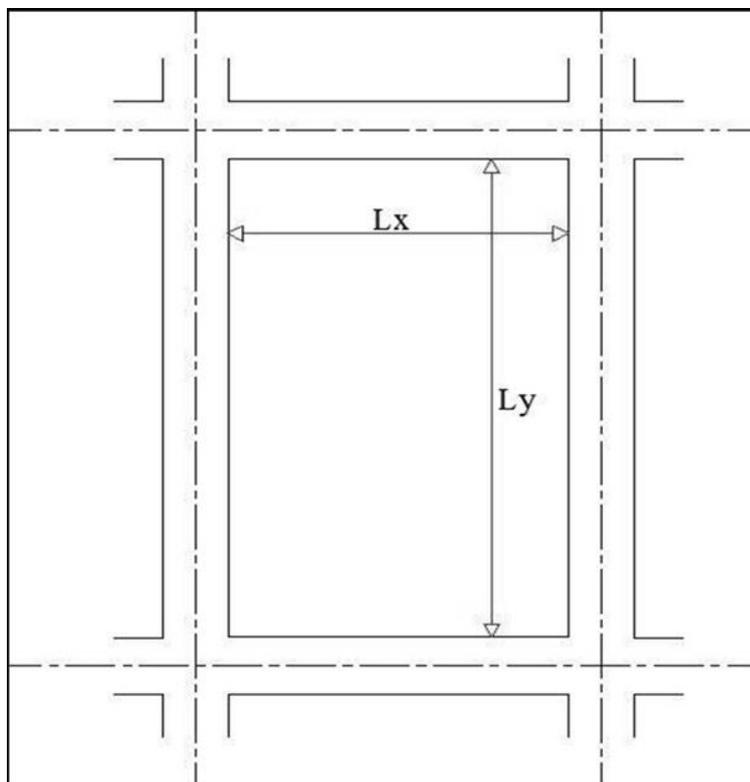


Figure IV- 1 : schéma d'un panneau de dalle.

### II.2 Epaisseur des dalles « $h_d$ »

Valeur «  $h_d$  » doit également permettre de satisfaire aux conditions

- La résistance à l'incendie.
- L'isolation acoustique.
- L'isolation phonique.
- La sollicitation d'effort tranchant

Par les La formules empiriques suivantes :

$$h_d/35 < h_d < L_x/30$$

$$3.80/35 < h_d < 3.80/30$$

$$10.85 < h_d < 12.66$$

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions et de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles des conditions ci-après :

- Nous avons la limite de RPA minimal qui est de 12 cm
- Sécurité contre l'incendie
  - $e = 7$  cm pour une heure de coupe-feu.
  - $e = 11$  cm pour deux heures de coupe-feu.

- Condition isolation acoustique

Selon les règles, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à : 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

- Isolation phonique

$$\text{Contre les bruits ariens : } 2500 \times h_d \geq 350 \text{ daN/m}^2 \quad h_d = 14 \text{ cm}$$

$$\text{Contre les bruits d'impacts : } 2500 \times h_d \geq 400 \text{ daN/m}^2 \quad h_d = 15 \text{ cm}$$

→ L'épaisseur de la dalle pleine sera égale à :  $h_d = 15$  cm

### II.2.1 Calcul des moments dus au poids propre de la dalle

Soit un panneau de dalle chargé de portées  $L_x$   $L_y$  mesurées entre nœud d'appuis

$$a = L_x/L_x$$

- Si  $0,40 \leq a \leq 1$

La dalle est considérée comme portant dans deux sens

- Si  $a \leq 0,40$

La dalle est considérée comme portant dans un seul sens

$$a = L_x/L_x = 3.80/10.09 = 0.37 \quad \text{La dalle travaille dans un sens}$$

$$a = L_x/L_x = 4.65/7.94 = 0.58 \quad \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

## II.3 Descente de charges

### II.2.1 Les charges permanentes

- Planchers terrasse (inaccessible) :

Tableau IV- 1 : Les charges permanentes de plancher terrasse

Matériau	Epaisseur cm	(Kg/m <sup>2</sup> /cm)	G (KN/m <sup>2</sup> )
Gravillon de protection	4	20	0.8
Etanchéité multicouche	/	/	0.12
Forme de pente en béton (1%)	H <sub>moy</sub> = 12	22	2.64
Isolation thermique en polystyrène	4	0.25	0.01
Dalle pleine en béton armé	15	25	3.75
Enduit au plâtre	1.5	10	0.15
			7.47

## ➤ Planchers étage courant

Tableau IV- 2 : Les charges permanentes de planchers étage courant

Matériau	Epaisseur cm	(Kg/m <sup>2</sup> /cm)	G (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	2	22	0.44
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Dalle pleine en béton armé	15	25	3.75
Enduit en plâtre	1,5	10	0.15
Cloisons légères	/	/	0.50
			5.6

Tableau IV- 3 : Les charges permanentes du plancher Sous-sol.

Matériau	Epaisseur cm	(Kg/m <sup>2</sup> /cm)	G (KN/m <sup>2</sup> )
Dalle pleine en béton armé	15	25	3.75
Cloisons légères	/	/	0.5
			4.25

## - Les charges d'exploitations

Surcharges qui varient fréquemment dans le temps, celles-ci sont présentées dans le D.T.R des charges permanentes et surcharges d'exploitations.

Il faut rappeler que notre ouvrage est bâtiment à usage d'habitation.

- Planchers terrasse (inaccessible) :  $Q = 100 \text{ daN/m}^2$
- Planchers étage courant (niveau 1 < 20) :  $Q = 150 \text{ daN/m}^2$
- Sous-sol :  $Q = 250 \text{ daN/m}^2$

- La combinaison d'action

La combinaison d'action

- Planchers terrasse (inaccessible)

$$\text{ELU : } P_{ser} = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow P_{ser} = 1.35 * 747 + 1.5 * 100$$

$$\Rightarrow P_{ser} = 1158.45 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{ELS : } P_{ser} = G + Q \Rightarrow P_{ser} = 747 + 100 \Rightarrow P_{ser} = 847 \text{ daN/m}^2$$

- Planchers étage courant

$$\text{ELU : } P_{ser} = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow P_{ser} = 1.35 * 560 + 1.5 * 150$$

$$\Rightarrow P_{ser} = 981 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{ELS : } P_{ser} = G + Q \Rightarrow P_{ser} = 560 + 150 \Rightarrow P_{ser} = 710 \text{ daN/m}^2$$

- Planchers étage courant

$$\text{ELU : } P_{ser} = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow P_{ser} = 1.35 * 585 + 1.5 * 500$$

$$\Rightarrow P_{ser} = 1539.75 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{ELS : } P_{ser} = G + Q \Rightarrow P_{ser} = 585 + 500 \Rightarrow P_{ser} = 1085 \text{ daN/m}^2$$

- Plancher sous-sol

$$\text{ELU : } P_{ser} = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow P_{ser} = 1.35 * 425 + 1.5 * 250$$

$$\Rightarrow P_{ser} = 948.75 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{ELS : } P_{ser} = G + Q \Rightarrow P_{ser} = 425 + 250 \Rightarrow P_{ser} = 657 \text{ daN/m}^2$$

### III. Plancher dalle pleine

Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, chargée perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux, deux ou quatre appuis. Des dalles pleines en porte à faux (console) existent aussi.

Dans notre structure, on a des dalles pleines sous forme rectangulaire qui repose sur quatre et deux appuis pour le calcul ont choisi les dalles les plus sollicitées :

- $(4.65, 7.94) \text{ m}^2$  qui travaille dans les deux sens ;
- $(3.80, 10.09) \text{ m}^2$  qui travaille dans un sens.

D'après le prédimensionnement nous adoptons une dalle de 15cm d'épaisseur.

### III.1 Principe de calcul

Une dalle pleine est une plaque horizontale porteuse en béton armé, d'épaisseur 8 à 16 cm. Elle est appuyée par 2,3 ou 4 appuis constitués par des poutres, des murs ou des voiles.

Pour le calcul, on utilisera la méthode BAEL, cette méthode s'applique aux dalles rectangulaires en continuité, totalement ou partiellement encastrées, soumises à un chargement quelconque, en respectant la règle de fermeture des moments à 1,25 MO dans les deux directions.

Cette règle permet de simplifier considérablement les calculs en évitant, pour les dalles appartenant à un maillage de rectangle, un calcul bidimensionnel fastidieux de rectangles chargés et déchargés.

En effet, la sécurité à la rupture de la dalle pourra être assurée par une redistribution des moments entre moments sur appuis et moments en travée. La marge de 0,25MO permet de réduire la fissuration qui serait dû à une insuffisance d'acier sur appui ou en travée par rapport à la solution obtenue par un calcul exact (programme aux éléments finis par exemple).

### III.2 Hypothèses de calcul

#### III.2.1. Dalle portant dans un seul sens

Appelé aussi dalle sur deux appuis, elle porte dans un seul sens, lorsque les deux conditions suivantes sont vérifiées :

$$a = L_x/L_x < 0.4$$

#### Remarque :

Les moments fléchissant sont évalués en prenant en compte la flexion uniquement suivant la petite dimension  $L_x$ .

Le calcul se fait comme pour une poutre de section rectangulaire de largeur ( $b = 1m$ ) et de hauteur ( $h_0$ ) et de portée ( $L_x$ ).

Les armatures ( $A_x$ ) calculées sont parallèles à ( $L_x$ ) et suivant le sens de ( $L_y$ ), on place des armatures de répartition ( $A_y$ ).

Pour la détermination des moments fléchissant d'une dalle continue et lorsqu'il s'agit d'un plancher a charge d'exploitation modérée et considéré semi-encastré au niveau des appuis de rive, on a alors :

#### III.2.2 Dalle portant dans deux directions

Dite dalle sur quatre appuis, elle porte dans deux directions, lorsque les deux conditions sont vérifiées :

$$0.4 < a = L_x/L_x < 1$$

⇒ La charge est uniformément chargée.

⇒ Ou la dalle est soumise à une charge concentrée.

**Remarque :**

D’après l’article (A.8.2, 32) du BAEL 91modif 99, Les dalles rectangulaires encastrées (totalement ou partiellement) peuvent être calculées à la flexion à partir des efforts qui s’y développeraient si elles étaient articulées sur leur contour.

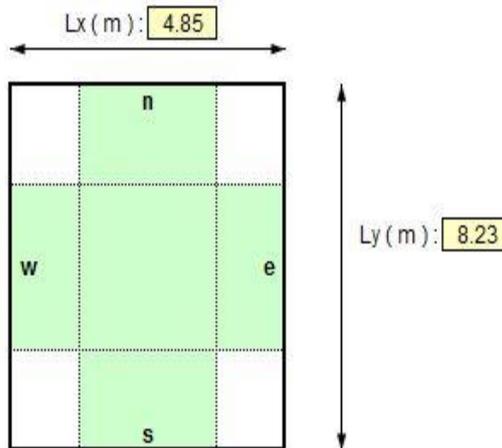
Les moments de flexion maximaux calculés dans l’hypothèse de l’articulation peuvent être réduits de 15% et 25% selon la condition d’encastrement ce qui conduit à un moment en travée  $M_t$  de, respectivement,  $0,85M_0$  et  $0,75M_0$ . Les moments d’encastrement seront dans ces conditions au moins de 40% et 50% des moments maximaux évalués dans l’hypothèse d’articulation.

**III.3 Calcul des dalles**

**III.3.1 Dalle travaille dans les deux sens**

➤ Plancher terrasse :

Tableau IV- 4 : Calcul des sections d’armatures (plancher terrasse)



<b>Charges (G) diverses</b>	
$G' (KN / m^2) =$	3.72
<b>Epaisseur de la dalle</b>	
$ep (m) =$	0.15
<b>Contrainte de l'acier utilisé</b>	
$FeE (MPa) =$	500
<b>Contrainte du béton à 28 j</b>	
$Fc28 (MPa) =$	25
<b>Charges d'exploitations Q</b>	
$Q (KN / m^2) =$	1.50
<b>Enrobage des aciers</b>	
$C (cm) =$	3

Tableau IV- 5 : vérification de la contrainte de cisaillement (plancher terrasse)

Calcul des sections d'armatures		
Ferraillage de la travée dans le sens ( Lx )	Soit ( Mu ), les moments agissants	Ax ( trav )= 3.91 cm <sup>2</sup> / m <sup>2</sup>
Ferraillage sur appui ( w )	Conditions : $\mu\mu < \mu l$ de Perchat	Ax ( w ) = 1.33 cm <sup>2</sup> / m <sup>2</sup>
Ferraillage sur appui ( e )	Les calculs s'effectuent comme pour	Ax ( e ) = 2.25 cm <sup>2</sup> / m <sup>2</sup>
Ferraillage de la travée dans le sens ( Ly )	une section rectangulaire	Ay ( trav )= 1.13 cm <sup>2</sup> / m <sup>2</sup>
Ferraillage sur appui ( n )	La largeur ( b ) sera alors = 1,00m	Ay ( n ) = 0.62 cm <sup>2</sup> / m <sup>2</sup>
Ferraillage sur appui ( s )		Ay ( s ) = 0.25 cm <sup>2</sup> / m <sup>2</sup>
Ferraillage mini dans la travée ( Ly )	( 8 x ep ) pour FeE 400 ( 6 x ep ) pour FeE 500 ou TS	$\rho_0(y) = 0.90$ cm <sup>2</sup> / m <sup>2</sup>
Vérification	Il faut que $Ay > \rho_0(y)$	Vérification : Vérifié
Ferraillage mini dans la travée ( Lx )	$\rho_0(y) \times ((3 - \alpha) / 2)$	$\rho_0(x) = 1.08$ cm <sup>2</sup> / m <sup>2</sup>
Vérification	Il faut que $Ax > \rho_0(x)$	Vérification : Vérifié

Calculs des moments agissants		
Rapport des cotés ( Lx / Ly )	Lx / Ly	$\alpha = 0.59$
Charges permanentes G	( épaisseur dalle x 25 KN / m <sup>3</sup> ) + G'	G = 7.47 KN / m <sup>2</sup>
Effort ultime repris par le plancher	( 1.35G + 1.5Q )	Pu = 11.58 KN / m
Détermination des coef $\mu_x$ et $\mu_y$	Dépend du rapport $\alpha$ Tableau BAEL page 243, annexe E3	$\mu_x = 0.0836$ $\mu_y = 0.2822$
Calcul des moments isostatiques	Sens Lx = $\mu_x \times ( Pu \times Lx^2 )$ Sens Ly = $\mu_y \times M_0(x)$	M0(x) = 22.78 KN.m M0(y) = 6.43 KN.m
Calcul des moments sur appuis	Mw = Coef Mw x M0(x) Me = Coef Me x M0(x) Mn = Coef Mn x M0(y) Ms = Coef Ms x M0(y)	Mw = 6.83 KN.m Me = 11.39 KN.m Mn = 3.21 KN.m Ms = 1.29 KN.m
Calcul des moments en travées	Mt(x) = Coef Mt(x) x M0(x) Mt(y) = Coef Mt(y) x M0(y)	Mt(x) = 19.36 KN.m Mt(y) = 5.79 KN.m

Vérification de la contrainte de cisaillement		
Effort tranchant maximal ( Maxi Ly )	( Pu x Lx x Ly ) / (( 2 x Ly ) + Lx )	Vu.max = 21.70 KN
Contrainte tangente de travail	Vu / ( 1.00 x ( ep - C ) )	$\tau_u = 0.181$ MPa
Contrainte tangente de travail admissible	( 0.07 x Fc28 ) / 1.5	$\tau_{u.adm} = 1.167$ MPa
Vérification	$\tau_u \leq \tau_{u.adm}$	Vérification : Vérifié

➤ Ferraillage adopté :  
Ferraillage en travée

$$A_x = 3.91 \text{ cm}^2 \rightarrow 2X6HA10 \text{ e} = 20 \text{ cm}$$

$$A_y = 1.13 \text{ cm}^2 \rightarrow 2X6HA10 \text{ e} = 20 \text{ cm}$$

➤ Etage courant :

Tableau IV- 6 : Calcul des moments agissants (plancher étage courant)

	<b>Charges (G) diverses</b> $G' \text{ (KN / m}^2\text{)} = 1.85$
	<b>Epaisseur de la dalle</b> $ep \text{ (m)} = 0.15$
	<b>Contrainte de l'acier utilisé</b> $FeE \text{ (MPa)} = 500$
	<b>Contrainte du béton à 28 j</b> $Fc28 \text{ (MPa)} = 25$
	<b>Charges d'exploitations Q</b> $Q \text{ (KN / m}^2\text{)} = 1.50$
	<b>Enrobage des aciers</b> $C \text{ (cm)} = 3$

Tableau IV- 7 : Calcul des sections d'armatures (plancher étage courant)

Calculs des moments agissants		
Rapport des cotés ( Lx / Ly )	$Lx / Ly$	$\alpha = 0.59$
Charges permanentes G	( épaisseur dalle x 25 KN / m <sup>3</sup> ) + G'	$G = 5.60 \text{ KN / m}^2$
Effort ultime repris par le plancher	( 1.35G + 1.5Q )	$Pu = 9.81 \text{ KN / m}$
Détermination des coef $\mu_x$ et $\mu_y$	Dépend du rapport $\alpha$ Tableau BAEL page 243, annexe E3	$\mu_x = 0.0836$ $\mu_y = 0.2822$
Calcul des moments isostatiques	Sens $Lx = \mu_x \times ( Pu \times Lx^2 )$ Sens $Ly = \mu_y \times M0(x)$	$M0(x) = 19.29 \text{ KN.m}$ $M0(y) = 5.44 \text{ KN.m}$
Calcul des moments sur appuis	$Mw = \text{Coef } Mw \times M0(x)$ $Me = \text{Coef } Me \times M0(x)$ $Mn = \text{Coef } Mn \times M0(y)$ $Ms = \text{Coef } Ms \times M0(y)$	$Mw = 5.79 \text{ KN.m}$ $Me = 9.65 \text{ KN.m}$ $Mn = 2.72 \text{ KN.m}$ $Ms = 1.09 \text{ KN.m}$
Calcul des moments en travées	$Mt(x) = \text{Coef } Mt(x) \times M0(x)$ $Mt(y) = \text{Coef } Mt(y) \times M0(y)$	$Mt(x) = 16.40 \text{ KN.m}$ $Mt(y) = 4.90 \text{ KN.m}$

Tableau IV- 8 : Calcul des sections d'armatures (plancher terrasse)

Calcul des sections d'armatures		
Ferraillage de la travée dans le sens ( Lx )	Soit ( $\mu_u$ ), les moments agissants Conditions : $\mu_u < \mu_l$ de Perchat Les calculs s'effectuent comme pour une section rectangulaire La largeur ( b ) sera alors = 1,00m	$Ax \text{ ( trav )} = 3.28 \text{ cm}^2 / \text{m}^2$
Ferraillage sur appui ( w )		$Ax \text{ ( w )} = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{m}^2$
Ferraillage sur appui ( e )		$Ax \text{ ( e )} = 1.89 \text{ cm}^2 / \text{m}^2$
Ferraillage de la travée dans le sens ( Ly )		$Ay \text{ ( trav )} = 0.95 \text{ cm}^2 / \text{m}^2$
Ferraillage sur appui ( n )		$Ay \text{ ( n )} = 0.53 \text{ cm}^2 / \text{m}^2$
Ferraillage sur appui ( s )		$Ay \text{ ( s )} = 0.21 \text{ cm}^2 / \text{m}^2$
Ferraillage mini dans la travée ( Ly )	( 8 x ep ) pour FeE 400 ( 6 x ep ) pour FeE 500 ou TS	$\rho0(y) = 0.90 \text{ cm}^2 / \text{m}^2$
Vérification	Il faut que $Ay > \rho0(y)$	Vérification : <b>Vérfié</b>
Ferraillage mini dans la travée ( Lx )	$\rho0(y) \times ((3 - \alpha) / 2)$	$\rho0(x) = 1.08 \text{ cm}^2 / \text{m}^2$
Vérification	Il faut que $Ax > \rho0(x)$	Vérification : <b>Vérfié</b>

Tableau IV- 9 : vérification de la contrainte de cisaillement (plancher étage courant)

Vérification de la contrainte de cisaillement		
Effort tranchant maximal ( Maxi Ly )	$(P_u \times L_x \times L_y) / ((2 \times L_y) + L_x)$	Vu.max = 18.37 KN
Contrainte tangente de travail	$V_u / (1.00 \times (e_p - C))$	$\tau_u = 0.153$ MPa
Contrainte tangente de travail admissible	$(0.07 \times F_{c28}) / 1.5$	$\tau_{u.adm} = 1.167$ MPa
Vérification	$\tau_u < \tau_{u.adm}$	Vérification : Vérifié

➤ Ferrailage adopté :

Ferrailage travée

$$A_x = 3.28 \text{ cm}^2 \implies 2X6HA10 \text{ e} = 20 \text{ cm}$$

$$A_y = 0.95 \text{ cm}^2 \implies 2X2HA10 \text{ e} = 20 \text{ cm}$$

➤ Panneaux de dalle portant dans une seule direction

- Plancher terrasse :

Charges ( G ) diverses	
G' ( KN / m² ) =	3.72

Travée de rive	
( 1 ) Oui, ( 2 ) Non	2

Epaisseur de la dalle	
ep ( m ) =	0.15

Contrainte de l'acier utilisé	
FeE ( MPa ) =	500

Contrainte du béton à 28 j	
Fc28 ( MPa ) =	25

Charges d'exploitations Q	
Q ( KN / m² ) =	1.00

Enrobage des aciers	
C ( cm ) =	3

Tableau IV- 10 : Calcul des moments agissants (plancher terrasse)

Calcul des moments agissants		
Charges permanentes G	$(\text{épaisseur dalle} \times 25 \text{ KN / m}^3) + G'$	G = 7.47 KN / m²
Effort ultime repris par le plancher	$(1.35G + 1.5Q)$	$P_u = 11.58$ KN / m
Moment isostatique de la travée	$(P_u \times L_x^2) / 8$	$M_0(\text{trav}) = 23.17$ KN.m
Moment sur appui gauche ( w )	$(M_0(w) \text{ prépond} \times \text{Coef } M_w)$	$M_w = 4.63$ KN.m
Moment sur appui droite ( e )	$(M_0(e) \text{ prépond} \times \text{Coef } M_e)$	$M_e = 11.58$ KN.m
Calcul du coefficient $\alpha$	$Q / (G + Q)$	$\alpha = 0.12$
Calcul du coefficient $\lambda$	$\text{Maxi} (1.05 ; 1 + (0.3 \times \alpha))$	$\lambda = 1.05$
Moment dans la travée	$[(2 \times \lambda \times M_0) - M_e - M_w] / 2$	$M_t = 16.22$ KN.m
Vérification	Travée de rive => $M_t > [(1.2 + 0.3\alpha) / 2] \times M_0$ Travée intermédiaire => $M_t > [(1 + 0.3\alpha) / 2] \times M_0$	Contrôle : Vérifié

Tableau IV- 11 : Calcul des sections d'armatures (plancher étage courant)

Calcul des sections d'armatures		
Ferraillage de la travée sens ( Lx )	Soit ( Mu ), moments agissants ( $\mu\mu < \mu l$ )	Ax = 3.24 cm <sup>2</sup> / m <sup>2</sup>
Ferraillage sur appui ( w )	Calculs identiques à une section rectangulaire ( ELU )	Ax ( w ) = 0.90 cm <sup>2</sup> / m <sup>2</sup>
Ferraillage sur appui ( e )		Ax ( e ) = 2.29 cm <sup>2</sup> / m <sup>2</sup>
Ferraillage mini dans le sens ( Ly )	( 8 x ep ) pour FeE 400 ( 6 x ep ) pour FeE 500 ou TS	$\rho_0(y) = 0.90$ cm <sup>2</sup> / m <sup>2</sup>
Ferraillage mini dans le sens ( Lx )	$\rho_0(y) \times (( 3 - \alpha ) / 2)$	$\rho_0(x) = 1.30$ cm <sup>2</sup> / m <sup>2</sup>

Tableau IV- 12 : vérification de la contrainte de cisaillement (plancher terrasse)

Vérification de la contrainte de cisaillement		
Effort tranchant maximal ( sens L(x) )	$1,10 \times (( Pu \times L(x) ) / 2)$	Vu.max = 25.49 KN
Contrainte tangente de travail	$Vu / ( 1.00 \times ( ep - C ) )$	$\tau_u = 0.212$ MPa
Contrainte tangente admissible	$( 0,07 \times Fc28 ) / 1,5$	$\tau_{u.adm} = 1.167$ MPa
Vérification	$\tau_u < \tau_{u.adm}$	Vérification : Vérifié

➤ Ferraillage de dalle pleine :  
Ferraillage travée

$A_x = 3.24 \text{ cm} \rightarrow 2X6HA10 \text{ e}=20\text{cm}$

- Plancher courant :

Charges ( G ) diverses	
G' ( KN / m <sup>2</sup> ) =	1.85
Travée de rive	
( 1 ) Oui, ( 2 ) Non	2
Epaisseur de la dalle	
ep ( m ) =	0.15
Contrainte de l'acier utilisé	
FeE ( MPa ) =	500
Contrainte du béton à 28 j	
Fc28 ( MPa ) =	25
Charges d'exploitations Q	
Q ( KN / m <sup>2</sup> ) =	1.50
Enrobage des aciers	
C ( cm ) =	3

Tableau IV- 13 : Calcul des moments agissants (plancher étage courant)

Calcul des moments agissants		
Charges permanentes G	( épaisseur dalle x 25 KN / m3 ) + G'	G = 5.60 KN / m <sup>2</sup>
Effort ultime repris par le plancher	( 1,35G + 1,5Q )	Pu = 9.81 KN / m
Moment isostatique de la travée	( Pu x Lx <sup>2</sup> ) / 8	Mo (trav) = 19.62 KN.m
Moment sur appui gauche ( w )	( M0(w) prépond x Coef Mw )	Mw = 3.92 KN.m
Moment sur appui droite ( e )	( M0(e) prépond x Coef Me )	Me = 9.81 KN.m
Calcul du coefficient α	Q / ( G + Q )	α = 0.21
Calcul du coefficient λ	Maxi ( 1,05 ; 1 + ( 0,3 x α ) )	λ = 1.06
Moment dans la travée	[ ( 2 x λ x M0 ) - Me - Mw ] / 2	Mt = 14.00 KN.m
Vérification	Travée de rive => Mt > [ ( 1,2 + 0,3α ) / 2 ] x M0 Travée intermédiaire => Mt > [ ( 1 + 0,3α ) / 2 ] x M0	Contrôle : Vérifié

Calcul des sections d'armatures		
Ferraillage de la travée sens ( Lx )	Soit ( Mu ), moments agissants ( μμ<μl )	Ax = 2.78 cm <sup>2</sup> / m <sup>2</sup>
Ferraillage sur appui ( w )	Calculs identiques à une section rectangulaire ( ELU )	Ax ( w ) = 0.76 cm <sup>2</sup> / m <sup>2</sup>
Ferraillage sur appui ( e )		Ax ( e ) = 1.93 cm <sup>2</sup> / m <sup>2</sup>
Ferraillage mini dans le sens ( Ly )	( 8 x ep ) pour FeE 400 ( 6 x ep ) pour FeE 500 ou TS	ρ0( y ) = 0.90 cm <sup>2</sup> / m <sup>2</sup>
Ferraillage mini dans le sens ( Lx )	ρ0( y ) x (( 3 - α ) / 2)	ρ0( x ) = 1.25 cm <sup>2</sup> / m <sup>2</sup>

Tableau IV- 14 : vérification de la contrainte de cisaillement (plancher étage courant)

Vérification de la contrainte de cisaillement		
Effort tranchant maximal ( sens L(x) )	1,10 x (( Pu x L(x) ) / 2 )	Vu.max = 21.58 KN
Contrainte tangente de travail	Vu / ( 1.00 x ( ep - C ) )	τu = 0.180 MPa
Contrainte tangente admissible	( 0,07 x Fc28 ) / 1,5	τu.adm = 1.167 MPa
Vérification	τu < τu.adm	Vérification : Vérifié

➤ Ferraillage adopté :

Ferraillage travée :

$$A_x = 2.78 \text{ cm} \rightarrow 2X6HA10 \text{ e} = 20\text{cm}$$

## **Chapitre V : Étude dynamique**

## I. Introduction

Un séisme est un phénomène naturel imprévu, il est le résultat d'une libération d'énergie potentielle accumulée dans les roches, provoqué par un jeu de mouvement des plaques tectoniques. L'étude sismique d'un ouvrage vise à déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure soumise à des Vibrations Libres Non Amorties (VLNA) et à établir sa réponse. Cette étude consiste aussi à évaluer les efforts produits par l'action du séisme sur la structure étudiée. Les Règles Parasismique Algérienne (RPA.99 modifié 2003) préconise et fixe des méthodes de conception et calcul d'ouvrage en zone sismique à adopter.

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse dynamique modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique accélérogrammes

### I.1 Condition d'application pour chaque méthode

#### I.1.1 La méthode statique équivalente

Elle est utilisée si :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation (prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 du RPA.99v2003) avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en (1), les conditions complémentaires suivantes :
  - Zone I :
    - Tous groupes.
  - Zone II :
    - Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
    - Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
    - Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
    - Groupe d'usage 3.
  - Zone III :
    - Groupes d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
    - Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
    - Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

#### I.1.2 La méthode d'analyse dynamique modale spectrale

Elle peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

#### I.1.3 La méthode d'analyse dynamique accélérogrammes

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

## II. Choix de la méthode de calcul

Le choix des méthodes de calcul et la maîtrise de la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif, une approche aussi fidèle que possible du comportement réel de l'ouvrage.

Notre choix de calcul s'est porté sur la méthode d'analyse dynamique modale spectrale et pour cause :

- Notre bâtiment appartient au groupe d'usage 2 avec une hauteur de 28,80 m, hors il est supérieur à la hauteur de 23 m exigé par l'article 4.1.2 du RPA99/2003.
- Notre ouvrage présente une configuration irrégulière en plan d'après l'article 3.5.1 du même règlement.

Toutefois, Les résultats de la méthode statique équivalente seront utilisés uniquement pour la vérification de la condition tirée de l'article 4.3.6 du RPA99/2003.

Il nous a semblé aussi que le logiciel de calcul (ETABS) était le plus adapté pour la modélisation de notre structure. Une brève présentation de ce logiciel.

## IV Présentation du logiciel ETABS

ETABS (**E**xtended 3D **A**nalysis of **B**uilding **S**ystems) est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de plusieurs types de structures.

## V Principe de la méthode statique équivalente

Le calcul statique équivalent implique la substitution au modèle dynamique des équivalents statiques qui sont censés produire les mêmes effets dynamiques. En d'autres termes, les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statique fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Cette action est apparentée au mouvement du sol, qui se produit dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

## VI Application de la méthode

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales, qui représentent dans le cas général, les axes principaux du plan horizontal de la structure.

La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure étudiée sera calculé selon la formule (tiré de l'article 4.2.3 du **RPA 99 v 2003**) :

$$v = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : facteur de qualité.

R : valeurs du coefficient de comportement.

W : Poids totale de la structure.

➤ Coefficient d'accélération de zone « A » :

Il dépend de la zone et le groupe d'usage du bâtiment, Donné par le tableau **4-1 du RPA99 v 2003**.

La zone d'implantation de notre structure est située à Khemis Miliana, classée zone IIb (moyenne sismicité) sur la carte de zonage sismique algérienne. Notre structure appartient au groupe d'usage 2 (ouvrages courants ou d'importance moyenne) d'après le même règlement (page 22).

$$\text{Résultat : } A = 0,25 \left\{ \begin{array}{l} \text{Zone IIb} \\ \text{Groupe d'usage} \end{array} \right.$$

➤ Facteur d'amplification dynamique moyen « D » :

Ce facteur est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3,0}{T}\right)^{5/3} & T > 3,0 \end{cases} \quad (4.2)$$

$T_2$  : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7).

Le site d'implantation de la structure appartient à la catégorie des sites fermes (S2), donc  $T_2 = 0,50 \text{ sec}$

$\eta$  : facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} \geq 0.7 \quad (4.3)$$

Où  $\zeta$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. La valeur de  $\zeta$  (%) est donnée par le tableau (4.2).

Puisque notre structure est composée exclusivement de voiles en Béton armé donc :  $\zeta = 10\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 10}}$$

$$\Rightarrow \eta = 0.76 \geq 0.7 \quad \text{Condition vérifiée}$$

T : la période fondamentale de la structure, elle peut être estimée à partir de la formule empirique suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad (4.6)$$

$h_N$ : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

$$\Rightarrow h_N = 61.2\text{m}$$

$C_T$ : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.

Le contreventement de notre structure est assuré totalement par des voiles en béton armé

$$\Rightarrow C_T = 0,050$$

$$T = 0,050 * (61,2)^{3/4} \Rightarrow T=1.09 \text{ sec}$$

#### Remarque :

Dans le cas d'un contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé (ce qui est le cas pour notre structure), on peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D} \quad (4.7)$$

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$D_y = 21.65 \text{ m} \left\{ \begin{array}{l} D_x = 27.9 \text{ m} \\ T_x = \frac{0.09 * 61.2}{\sqrt{27.9}} \Rightarrow T_x = 1.04 \text{ sec} \quad D_y = 21.65 \text{ m} \\ T_y = \frac{0.09 * 61.2}{\sqrt{21.65}} \Rightarrow T_y = 1.81 \text{ sec} \end{array} \right.$$

Il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4.6) et (4.7).

Donc :

$$T(x) = \min ( T ; T_x ) \Rightarrow T(x) = \min ( 0.67 ; 1.04 ) \Rightarrow T(x) = 0.67 \text{ sec}$$

$$T(y) = \min ( T ; T_y ) \Rightarrow T(y) = \min ( 0.67 ; 1.81 ) \Rightarrow T(x) = 0.67 \text{ sec}$$

En fin, d'après (4.2) :

$$T_2 = 0.50 \text{ sec} \leq T(x) = 0.55 \text{ sec} \leq 3.0 \text{ sec} \quad \left. \vphantom{T_2} \right\} \Rightarrow D = 2.5 \eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$T_2 = 0.50 \text{ sec} \leq T(y) = 0.62 \text{ sec} \leq 3.0 \text{ sec}$$

$$D(x) = 2.5 * 0.76 * \left(\frac{0.50}{1.04}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D(x) = 1.16$$

$$D(y) = 2.5 * 0.76 * \left(\frac{0.50}{1.04}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D(y) = 1.13$$

➤ Facteur de qualité « Q » :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad (4.4)$$

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon la satisfaction du critère de qualité "q" ou non, sa valeur est donnée

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q = 1 + 0,2 \Rightarrow Q = 1,2$$

$$Q_x = Q_y = 1,2$$

➤ Coefficient de comportement global de la structure « R » :

Il est déterminé en fonction du système de contreventement adopté. Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3

Le système de contreventement de notre structure est constitué uniquement de voiles porteurs  
 $\Rightarrow R = 3,5$

➤ Poids total de la structure « W » :

W est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (4.5)$$

$W_{Gi}$ : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

$W_{Qi}$ : charges d'exploitation.

$\beta$ : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5.

Le poids total de la structure est donné par le logiciel de calcul « ETABS » que nous avons utilisé pour notre modélisation :  $W = 9559.238872 \text{ KN}$

En fin :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{A \cdot D(x) \cdot Q}{R} W = \frac{0.15 \cdot 1.16 \cdot 1.2}{3.5} * 9559.2388 \quad V_x = 9324.02 \text{ KN} \\ V_y = \frac{A \cdot D(y) \cdot Q}{R} W = \frac{0.15 \cdot 1.13 \cdot 1.2}{3.5} * 9559.2388 \quad V_y = 9082.88 \text{ KN} \end{array} \right.$$

### VII Vérification de la condition des résultantes des forces sismique

D'après l'article 4.3.6 du RPA99/2003, 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.

$$V \text{ (dynamique)} > 80\% V \text{ (statique)}$$

Vérification : Effort tranchant due au séisme

Story	Load	Loc	VX	VY
STORY1	EX	Bottom	6959.22	204.41
STORY1	EY	Bottom	143.38	10981.14

$$E_x = V_x = \sqrt{V_x^2 + V_y^2} = 6962.22 \text{ KN}$$

$$V_y = \sqrt{V_x^2 + V_y^2} = 1107.46 \text{ KN}$$

$$V_{E_y} = x \text{ statique} = 9324.02 \text{ KN}$$

$$V_y \text{ statique} = 9082.88 \text{ KN}$$

✓ Vérification :

$$V_x \text{ (dynamique)} \geq 0.8 V_x \text{ (statique)}$$

$$V_y \text{ (dynamique)} \geq 0.8 V_x \text{ (statique)}$$

$$6962.22 \geq 7459.22 \quad \text{non Vérifier}$$

$$10982.07 \geq 9082.88 \quad \text{Verifier}$$

on prend  $\alpha = 1.0754$

Donc ;

$$E_x = V_x \text{ (dynamique)} = 7487.40$$

$$7487.40 \geq 7459.22 \text{ Vérifier}$$

### VIII Principe de la méthode d'analyse dynamique modale spectrale

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

L'action sismique est représentée par une courbe retraçant la variation d'accélération spectrale relative «  $S_a/g$  » d'un point du sol sous l'effet des secousses sismiques en fonction de la période propre de leurs oscillations non amorties.

Cette action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

### IX Modélisation mathématique par la méthode des éléments finis

La modélisation par simulation numérique sur ordinateur a connu une évolution importante ces dernières années, ce qui a pour résultat :

- ✓ De mieux circonscrire les sollicitations auxquelles sont soumis les ouvrages
- ✓ De développer des méthodes de calculs
- ✓ D'obtenir un juste équilibre entre l'économie et la sécurité
- ✓ De libérer le projeteur des phases mécaniques, de l'évaluation des sollicitations statiques et dynamiques.

Il faut cependant garder à l'esprit que l'ordinateur traite le modèle de structure qu'on lui donne, même si le modèle choisi n'est pas tout à fait compatible, compte tenu de la structure et des possibilités du logiciel utilisé. Certes, tout traitement sur ordinateur comporte une « surveillance » qui lui permet de repérer les fautes de codage, mais l'erreur de jugement faite a priori dans le choix du modèle et, a posteriori, dans l'interprétation des résultats, ne peut être mise en évidence par aucun programme.

La modélisation de la structure implique la prise en compte d'un certain nombre N de degrés de liberté. Le calcul de la réponse dynamique de la structure.

Demande le calcul d'un certain nombre n de modes propres. Afin d'optimiser ce calcul, il faut acquérir au moment de la modélisation, la certitude qu'un nombre de mode limité pourra assurer le calcul de la réponse dynamique recherchée.

D'après le RPA99/2003, les structures irrégulières en plans (notre structure), sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, doivent être représenté par un modèle tridimensionnel, encastré a la base et ou les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).



6	0.530392	0	0.2	64.9017	65.5451
7	0.475014	0	0.0015	64.9017	65.5465
8	0.470672	0	0.4298	64.9017	65.9763
9	0.467316	0.0002	0.1574	64.902	66.1337
10	0.439653	0.0001	0.242	64.902	66.3757
11	0.438692	0.0001	0.0032	64.9021	66.3789
12	0.419102	0	0.0406	64.9021	66.4195
13	0.340047	0	0.0103	64.9021	66.4298
14	0.325397	19.6582	0.0002	84.5603	66.43
15	0.321997	0.0584	0	84.6187	66.43
16	0.290924	0.001	0.0571	84.6197	66.4871
17	0.267961	0.4226	0	85.0423	66.4871
18	0.209423	0	0.0569	85.0423	66.5439
19	0.167864	1.1881	0.0015	86.2304	66.5455
20	0.157346	0	19.7332	86.2304	86.2787
21	0.137449	5.3024	0	91.5328	86.2787
22	0.089302	0.1058	2.1893	91.6386	88.468
23	0.087163	3.1399	0.0834	94.7784	88.5514
24	0.05261	0.0052	8.1401	94.7837	96.6916
25	0.047401	4.1929	0.0082	98.9765	96.6998

## XII.2 Interprétation des résultats

- ✓ Les facteurs de participations massiques ont atteint plus de 90% au 21ème mode pour le sens (xx) et au 24ème mode pour le sens (yy).

## XII.3 Calcul et vérification des déplacements des planchers

### ➤ Effet P-Δ :

Les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k »,
   
 $\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

$$\sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi}) \quad \text{(voir paragraphe 4.2.3 calcul de W)}$$

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau "k" :  $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »  
(voir paragraphe 4.2.10)

$h_k$  : hauteur de l'étage « k »

Si  $0,10 < \theta k \leq 0,20$ , les effets P- $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>o</sup> ordre par le facteur  $1/(1 - \theta k)$ . Si  $\theta k > 0,20$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau V- 2 : Déplacement horizontal de chaque niveau

STORY	$\alpha_x$	$\Delta_y$
Ascenseur	0,0229194	0,00766
STORY20	0,02930256	0,01245
STORY19	0,02984877	0,01253
STORY18	0,02958102	0,01262
STORY17	0,0296667	0,01267
STORY16	0,02959173	0,01267
STORY15	0,02940966	0,01263
STORY14	0,02907765	0,01251
STORY13	0,02856357	0,01232
STORY12	0,02786742	0,01206
STORY11	0,02697849	0,01171
STORY10	0,02588607	0,01127
STORY9	0,02457945	0,01073
STORY8	0,0230265	0,01009
STORY7	0,02123793	0,00934
STORY6	0,01916019	0,00847
STORY5	0,01679328	0,00746
STORY4	0,01410507	0,00633
STORY3	0,01104201	0,00501
STORY2	0,00755055	0,0035
STORY1	0,00338436	0,00163

#### XII.4 Calcul des déplacements latéraux inter étages

D'après l'article 4.4.3 du RPA99/2003, le déplacement horizontal de chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suite :

$$\delta_k = R * \delta_{ek}$$

$\delta_{ek}$ : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R = 3,5)

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égale a :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Près calcul nous obtiendront les résultats illustrés dans le tableau ci-après :

Déplacements latéraux inter étages

➤ Vérification des déplacements latéraux inter étages :

D'après l'article 5.10 du RPA99/2003, Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta_k \leq \bar{\Delta}$$

$$\Rightarrow \bar{\Delta} = 0.01 * h_e = 2.88 \text{ cm}$$

donc la condition est vérifiée

➤ Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

L'effet P-Delta représente la tendance au renversement de la construction. Son aggravation sollicite particulièrement et de façon croissante les éléments porteurs périphériques.

D'après l'article 5.9 du RPA99/2003, L'effet P-Δ peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$O_k = P_k * \Delta_k / V_k * h_k \leq 0.10$$

$P_k$ : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k"

$$P_k = \sum_{i=k}^n W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$V_k$ : effort tranchant d'étage au niveau "k"  $\Rightarrow V_k = \sum_{i=k}^n F_i$

$O_k$ : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

$h_k$  : hauteur de l'étage « k ».

Les résultats des calculs sont illustrés dans le tableau ci-après :

	$P_k 'w'$	$\Delta k_x$	$\Delta k_y$	$P_k * \Delta k_x$	$P_k * \Delta k_y$	$Vk_x$ « effort tranchant »	$Vk_y$	$Vk_x * h_k$	$Vk_y * h_k$	$\theta_x$	$\theta_y$
Ascenseur	183,23	0,0229194	0,00765765	4,199521662	1,40311121	34,5	39,41	105,57	120,5946	0,039779499	0,011634942
Etage 20	5440,26	0,02930256	0,01244502	159,4135451	67,70414451	1053,49	1275,8	3223,6794	3903,948	0,049450806	0,017342481
Etage 19	10125,8	0,02984877	0,0125307	302,2426753	126,8833621	1926,65	2427,83	5895,549	7429,1598	0,051266248	0,0170791
Etage 18	14758,47	0,02958102	0,01261638	436,5705962	186,1984657	2619,66	3437,55	8016,1596	10518,903	0,054461315	0,01770132
STORY17	19391,14	0,0296667	0,01266993	575,271133	245,6843864	3150,89	4308,78	9641,7234	13184,8668	0,059664762	0,018633816
STORY16	24023,81	0,02959173	0,01266993	710,9060991	304,379991	3556,58	5058,62	10883,135	15479,3772	0,065321813	0,019663581
STORY15	28656,48	0,02940966	0,01262709	842,7773336	361,847952	3878,47	5709,24	11868,118	17470,2744	0,071011876	0,020712208
STORY14	33289,15	0,02907765	0,01250928	967,9702525	416,4232983	4154,03	6284,36	12711,332	19230,1416	0,076150184	0,021654718
STORY13	37921,82	0,02856357	0,0123165	1083,18256	467,064096	4409,25	6805,14	13492,305	20823,7284	0,080281506	0,022429417
STORY12	42554,49	0,02786742	0,01205946	1185,883846	513,18417	4658,49	7286,92	14254,979	22297,9752	0,083190849	0,023014833
STORY11	47187,16	0,02697849	0,01170603	1273,038324	552,3743106	4911,32	7737,9	15028,639	23677,974	0,084707491	0,023328614
STORY10	51819,83	0,02588607	0,01126692	1341,411747	583,849879	5178,9	8160,43	15847,434	24970,9158	0,084645359	0,023381196
STORY9	56452,5	0,02457945	0,01073142	1387,571401	605,8154876	5472,27	8553,65	16745,146	26174,169	0,082864096	0,023145548
STORY8	61085,17	0,0230265	0,01008882	1406,577667	616,2772848	5792,03	8915,61	17723,612	27281,7666	0,079361796	0,022589347
STORY7	65717,84	0,02123793	0,00933912	1395,710886	613,7467939	6120,28	9243,1	18728,057	28283,886	0,074525131	0,021699522
STORY6	70350,51	0,01916019	0,00847161	1347,929138	595,982084	6427,93	9528,95	19669,466	29158,587	0,068529016	0,020439333
STORY5	74983,18	0,01679328	0,00746487	1259,213537	559,7396909	6694,9	9760,86	20486,394	29868,2316	0,061465846	0,018740302
STORY4	79615,85	0,01410507	0,00632961	1122,987137	503,9372803	6919,57	9930,66	21173,884	30387,8196	0,053036426	0,016583529
STORY3	84248,52	0,01104201	0,00501228	930,2730003	422,2771718	7095,76	10068,65	21713,026	30810,069	0,042844006	0,013705817
STORY2	88881,19	0,00755055	0,00350217	671,1018692	311,2770372	7211,63	10313,68	22067,588	31559,8608	0,030411202	0,009863067
STORY1	93513,86	0,00338436	0,00162792	316,4845672	152,233083	7484,18	10981,14	22901,591	33602,2884	0,013819327	0,004530438

➤ Conclusion :

Puisque tous les coefficients  $\theta$  suivant les deux sens et de tous les niveaux, sont inférieur à 0,10, L'effet P- $\Delta$  peut être négligé

➤ **Vérification au renversement**

$$\frac{M_{\text{stabilisateur}}}{M_{\text{renversement}}} \geq 1.5$$

Ms: Moment stabilisant.

Mr: Moment renversement.

W: Poids du bâtiment.

F: Force sismique au niveau

➤ **Sens Longitudinal (XX)**

W(KN)	Xg(m)	Mr(KN.m)	Ms(KN.m)	Ms/Mr	Verification
34399.2389	15.45	237598.23	531468.24	2.24	CV

➤ **Sens Longitudinal (YY)**

W(KN)	Yg(m)	Mr(KN.m)	Ms(KN.m)	Ms/Mr	Verification
34399.2389	12.33	245440.58	423970.62	1.73	CV

## **Chapitre VI : Ferrailage des voiles**

## I. Introduction

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en a l'occurrence le CBA 93 et le RPA99 version 2003..

## II. Sections Minimales Et Maximales

Selon RPA 99 version 2003 Les pourcentages minimaux des voiles sont donnés : 0.2 %

- Diamètre des barres

Pour les voiles le diamètre des barres utilisées ne doit pas dépasser le dixième de l'épaisseur des voiles [2], ce qui nous donne un diamètre maximal de 20mm.

D'après RPA 99 ver 2003 Le diamètre minimal des barres longitudinales est 10mm pour les voiles.

## III. Ferrailage des voiles

Les voiles sont sollicités par un moment fléchissant, un effort normal et un effort tranchant.

On devra disposer les armatures suivantes :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

### III.1 Voile pleine

#### III.1.2 Principe de calcul

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifiée selon 99 sous les efforts  $N_{max}$  et  $M_{cor}$ ,

- Pour le ferrailage
  - $0.8 G \pm E_x$
  - $0.8 G \pm E_y$
- Pour la vérification
  - $G+Q \pm E_x$
  - $G+Q \pm E_y$

#### ➤ Armatures verticales

On utilise la méthode de Navier :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué

M : Moment fléchissant appliqué.

A : Section transversale du voile.

V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie, On distingue 3 cas :

- **1<sup>er</sup> cas :**  
 $(\sigma_1, \sigma_2) > 0 \Rightarrow$  la section du voile est entièrement comprimée (pas de zone tendue).  
 La zone courante est armée par le minimum exigé par RPA 99 ( $A_{min} = 0.20\% . a . L$ ).

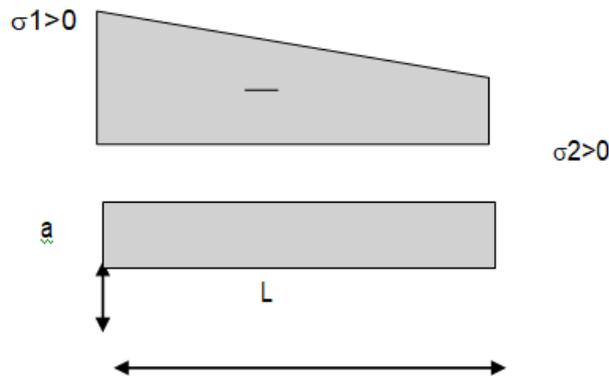


Figure VI - 1 le volume des contraintes de zone comprimée.:

- **2<sup>ème</sup> Cas :**

$(\sigma_1, \sigma_2) < 0 \Rightarrow$  La section du voile est entièrement tendue (pas de Zone comprime)

- $\Rightarrow$  On calcule le volume des contraintes de traction  $F_t$
- $\Rightarrow$  D'où la section des armatures verticales  $A_V = F_t / f_e$
- $\Rightarrow$  Compare  $A_V$  avec la section minimale.
  - Si :  $A_V \leq A_{min} = 0.20\% . a . L$  on ferraille avec la section minimale
  - Si :  $A_V > A_{min} = 0.20\% . a . L$  on ferraille avec  $A_V$

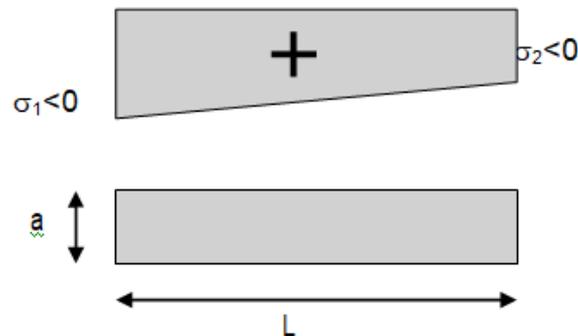


Figure VI - 2 : le volume des contraintes de traction.

- **3<sup>ème</sup> cas :**

$(\sigma_1, \sigma_2)$  Sont de signe différent  $\Rightarrow$  la section du voile est partiellement

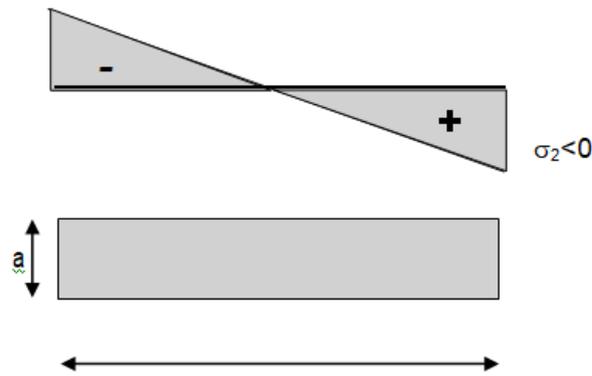


Figure VI - 3 : le volume des contraintes pour la zone tendue

➤ **Armatures horizontales :**

Ces armatures doivent être supportées les efforts de traction. D'après (R.P.A 99, article 7-7-2)

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPA}$$

Avec :

$T = 1,4 T_{calcul}$  : effort tranchant du au séisme.

a : épaisseur du voile.

d : 0,9.h – (hauteur utile).

h : hauteur totale de la section brute.

$\tau_b$  : Contrainte admissible du béton

-Le pourcentage minimal d'armatures est :

- 0,15% a .1m  $\Rightarrow \tau_b \leq 0,025 \cdot f_{c28} = 0,5 \text{ MPa}$
- 0,25% a .1m  $\Rightarrow \tau_b > 0,025 \cdot f_{c28} = 0,5 \text{ MPa}$

-L'espacement :  $S \leq (1,5a, 30\text{cm})$  d'après (R.P.A 99, article 7.7.4.3, page 64).

-Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :

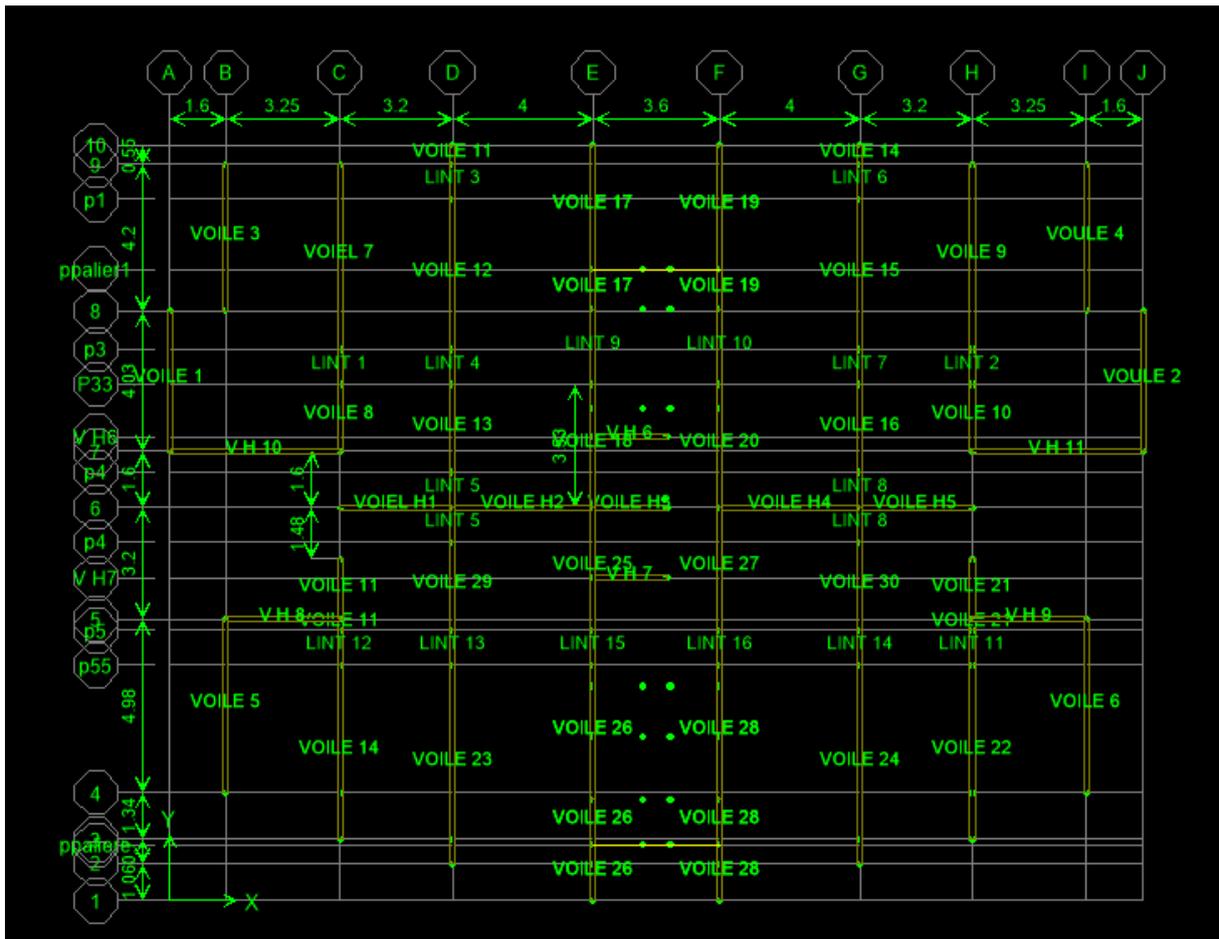
- 40  $\phi$  : Les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible
- 20  $\phi$  : Les barres situées dans les zones comprimées sous l'action des charges.

-Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

➤ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales perpendiculaires à la face du voile sont des épingles en nombre au moins 4 épingles au mètre carré, servant à retenir les deux nappes d'armatures verticales.

#### IV. Disposition des voiles



V. Calcul du ferraillage des voiles :

➤ Voile v1-v2 :

Story	Pier	L(m)	P (T)	V2 (T)	M3 (T.m)	Lt (m)	Lc (m)		Av (cm2)	Ah (cm2)	Avj (cm2)	At	CHOIX AV	CHOIX Ah
STORY1	VOILE V1v2	4,04	-195,71	39,53	255,511	0,97	2,08	PC	0,21	9,09	12,17	4HA10	2X20HA10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY2	VOILE V1v2	4,04	-195,25	22,81	186,044	0,59	2,83	pc	0,1	9,09	7,02	4HA10	2X20HA10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY3	VOILE V1v2	4,04	-184,65	13,46	145,866	0,29	3,44	pc	0,04	9,09	4,14	absence	2X20HA10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY4	VOILE V1v2	4,04	-175,26	9,4	121,641	0,06	3,91	pc	0,008	9,09	2,89	absence	2X20HA10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY5	VOILE V1v2	4,04	-110,29	7,25	102,112	0,55	2,93	PC	0,054	9,09	2,23	absence	2X20HA10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY6	VOILE V1v2	4,04	-104,73	6,06	88,501	0,41	3,21	pc	0,03	9,09	1,86	absence	2X20HA10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY7	VOILE V1v2	4,04	-99,04	5,43	77,17	0,27	3,49	pc	0,02	9,09	1,67	absence	2X20HA10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY8	VOILE V1v2	4,04	-93,12	5,06	67,205	0,13	3,76	pc	0	9,09	1,55	absence	2X20HA10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY9	VOILE V1v2	4,04	-85,92	4,76	58,117	2	0,84	pc	0	9,09	1,46	absence	2X20HA10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY10	VOILE V1v2	4,04	-78,7	4,5	49,718	4,04	0	ET	26,59	9,09	1,38	absence	2X20HA10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY11	VOILE V1v2	4,04	-71,45	4,34	41,95	4,04	0	ET	23,59	9,09	1,33	absence	2X20HA10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY12	VOILE V1v2	4,04	-64,12	4,28	34,779	4,04	0	ET	20,68	9,09	1,31	absence	2X20HA10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY13	VOILE V1v2	4,04	-56,64	4,28	28,151	4,04	0	ET	17,83	9,09	1,31	absence	2X20HA10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY14	VOILE V1v2	4,04	-48,96	4,28	22,009	4,04	0	ET	15,01	9,09	1,31	absence	2X20HA10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY15	VOILE V1v2	4,04	-41,06	4,24	16,344	4,04	0	ET	12,23	9,09	1,3	absence	2X20HA10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY16	VOILE V1v2	4,04	-33,01	4,1	11,317	4,04	0	ET	9,52	9,09	1,26	absence	2X20HA10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY17	VOILE V1v2	4,04	-24,94	3,8	7,611	4,04	0	ET	7,03	9,09	1,17	absence	2X20HA10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY18	VOILE V1v2	4,04	-17,14	3,26	7,791	4,04	0	ET	5,27	9,09	1,004	absence	2X20HA10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY19	VOILE V1v2	4,04	-10,21	3,91	10,464	0,69	2,65	pc	0,006	9,09	1,2	absence	2X20HA10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY20	VOILE V1v2	4,04	-5,44	6,94	12,469	1,42	1,18	pc	4,27	9,09	2,13	absence	2X20HA10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm

➤ Voile v3-v4 :

Story	Pier	L(m)	P (T)	V2 (T)	M3 (T.m)	Lt (m)	Lc (m)		Av (cm2)	AH(cm2)	AVJ(cm2)	Aciers transversaux	choix AV	choix AH
STORY1	VOILE V13 v14	2,52	-53,21	3,89	77,994	0,89	0,72	PC	2,69	5,67	1,19		2X13HA14e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY2	VOILE V13 v14	2,52	-40,99	44,48	76,921	0,97	0,56	pc	0,13	5,67	13,69	abcence	2X13HA14e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY3	VOILE V13 v14	2,52	-32,1	52,87	84,318	1,05	0,4	pc	0,14	5,67	16,28	abcence	2X13HA14e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY4	VOILE V13 v14	2,52	-26,96	57,04	86,867	1,09	0,32	pc	0,15	5,67	17,56	abcence	2X13HA14e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY5	VOILE V13 v14	2,52	-24,31	59	87,039	1,11	0,29	PC	0,15	5,67	18,17	abcence	2X13HA14e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY6	VOILE V13 v14	2,52	-23,17	59,46	85,586	1,11	0,28	pc	0,15	5,67	18,13	abcence	2X13HA14e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY7	VOILE V13 v14	2,52	-22,82	58,85	82,997	1,11	0,29	pc	0,15	5,67	18,12	abcence	2X13HA14e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY8	VOILE V13 v14	2,52	-22,82	62,32	79,596	1,1	0,3	pc	0,14	5,67	19,19	abcence	2X13HA14e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY9	VOILE V13 v14	2,52	-22,9	55,48	75,597	1,09	0,32	pc	0,13	5,67	17,08	abcence	2X13HA14e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY10	VOILE V13 v14	2,52	-22,87	53,04	71,154	1,08	0,34	pc	0,12	5,67	16,33	abcence	2X13HA14e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY11	VOILE V13 v14	2,52	-22,59	50,24	66,379	1,07	0,36	pc	0,11	5,67	15,47	abcence	2X13HA14e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY12	VOILE V13 v14	2,52	-22	47,15	61,352	1,04	0,37	pc	0,1	5,67	14,52	absence	2X13HA12 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY13	VOILE V13 v14	2,52	-21,01	43,8	56,123	1,06	0,39	pc	0	5,67	13,49	absence	2X13HA12 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY14	VOILE V13 v14	2,52	-19,59	40,2	50,71	1,05	0,4	pc	0	5,67	12,38	absence	2X13HA12 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY15	VOILE V13 v14	2,52	-17,7	36,36	45,102	1,05	0,41	pc	0	5,67	11,19	absence	2X13HA12 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY16	VOILE V13 v14	2,52	-15,37	32,23	39,283	1,05	0,41	pc	0	5,67	9,92	absence	2X13HA10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY17	VOILE V13 v14	2,52	-12,64	27,8	33,249	1,05	0,4	pc	0	5,67	8,56	absence	2X13HA10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY18	VOILE V13 v14	2,52	-9,66	23,16	27,101	1,07	0,37	pc	0	5,67	7,13	absence	2X13HA10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY19	VOILE V13 v14	2,52	-6,69	18,24	20,86	1,09	0,33	pc	0	5,76	5,61	absence	2X13HA10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY20	VOILE V13 v14	2,52	-4,02	15,56	16,726	1,13	0,25	pc	0	5,67	4,79	absence	2X13HA10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm

➤ Voile v7-v8 :

Story	Pier	L (m)	P (T)	V2 (T)	M3 (T.m)	Lt (m)	Lc (m)		Av (cm2)	Ah (cm2)	AVJ (cm2)	At	choix Av	Choix Ah
STORY1	VOILE V7 V9	5,3	134,27	60,26	411,387	1,88	1,52	PC	0,32	11,92	18,56	absence	2x25HA10 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY2	VOILE V7 V9	5,3	127,5	54,17	335,535	1,76	1,77	PC	0,25	11,92	16,68	absence	2x25HA10 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY3	VOILE V7 V9	5,3	106,96	-48,91	284,222	1,76	1,76	PC	0,21	11,92	15,06	absence	2x25HA10 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY4	VOILE V7 V9	5,3	86,82	-45,33	247,291	1,42	2,12	PC	0,19	11,92	13,96	absence	2x25HA10 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY5	VOILE V7 V9	5,3	68,43	-42,39	217,154	1,91	1,47	PC	0,17	11,92	13,05	absence	2x25HA10 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY6	VOILE V7 V9	5,3	51,96	-39,86	191,447	2,01	1,27	PC	0,15	11,92	12,27	absence	2x25HA10 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY7	VOILE V7 V9	5,3	37,26	-37,62	168,749	2,13	1,03	PC	0,14	11,92	11,58	absence	2x25HA10 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY8	VOILE V7 V9	5,3	24,16	-35,6	148,195	2,26	0,76	PC	0,12	11,92	10,96	absence	2x25HA10 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY9	VOILE V7 V9	5,3	12,54	-8,82	129,23	2,42	0,45	PC	0,11	11,92	10,37	absence	2x25HA10 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY10	VOILE V7 V9	5,3	2,3	-31,85	111,557	2,6	0,08	PC	0,09	11,92	9,8	absence	2x25HA10 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY11	VOILE V7 V9	5,3	-6,59	-30,02	95,004	2,48	0,32	PC	0,08	11,92	9,24	absence	2x25HA10 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY12	VOILE V7 V9	5,3	-14,17	-28,2	79,454	2,23	0,83	PC	0,06	11,92	8,68	absence	2x25HA10 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY13	VOILE V7 V9	5,3	-20,41	-26,38	64,797	1,91	1,47	PC	0,5	11,92	8,12	absence	2x25HA10 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY14	VOILE V7 V9	5,3	-25,28	-24,49	50,934	1,48	2,32	PC	0,03	11,92	7,54	absence	2x25HA10 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY15	VOILE V7 V9	5,3	-28,67	-22,45	37,803	0,87	3,55	PC	0,01	11,92	6,91	absence	2x25HA10 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY16	VOILE V7 V9	5,3	-30,37	-20,08	25,441	5,3	0	ET	10,29	11,92	6,18	absence	2x25HA10 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY17	VOILE V7 V9	5,3	-30,04	-17,2	14,14	5,3	0	ET	15,9	11,92	5,29	absence	2x25HA10 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY18	VOILE V7 V9	5,3	-27,19	-13,61	5,031	5,3	0	ET	15,9	11,92	4,19	absence	2x25HA10 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY19	VOILE V7 V9	5,3	-21,19	-9,61	2,04	5,3	0	PC	15,9	11,92	2,95	absence	2x25HA10 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY20	VOILE V7 V9	5,3	-13,12	-9,54	11,979	5,3	0	PC	15,9	11,92	2,93	absence	2x25HA10 e=22cm	2X16HA10 e=20cm

➤ Voile v8-v10 :

Story	Pier	L (m)	P (T)	V2 (T)	M3 (T.m)	Lt (m)	Lc (m)		AV (cm2)	Ah (cm2)	AVJ (cm2)	At	choix Av	Choix Ah
STORY1	VOILE V8 V10	1,92	-4,77	-25,75	49,835	0,93	0,05	PC	0,12	4,32	7,93	absence	2X10HA10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY2	VOILE V8 V10	1,92	-3,86	-27,45	44,54	0,93	0,05	PC	0,11	4,32	8,45	absence	2X10HA10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY3	VOILE V8 V10	1,92	-9,65	-27,32	42,242	0,88	0,14	PC	0,1	4,32	8,6	absence	2X10HA10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY4	VOILE V8 V10	1,92	-14,61	-26,37	39,11	0,84	0,22	PC	0,09	4,32	8,41	absence	2X10HA10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY5	VOILE V8 V10	1,92	-18,05	-26,37	35,92	0,8	0,3	PC	0,08	4,32	8,12	absence	2X10HA10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY6	VOILE V8 V10	1,92	-20,27	-25,31	32,933	0,77	0,37	PC	0,07	4,32	7,79	absence	2X10HA10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY7	VOILE V8 V10	1,92	-21,59	-24,2	30,152	0,74	0,43	PC	0,06	4,32	7,45	absence	2X10HA10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY8	VOILE V8 V10	1,92	-22,29	-35,6	27,543	0,71	0,49	PC	0,06	4,32	7,11	absence	2X10HA10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY9	VOILE V8 V10	1,92	-22,56	-22	25,054	0,68	0,55	PC	0,05	4,32	6,77	absence	2X10HA10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY10	VOILE V8 V10	1,92	-22,51	-20,91	22,656	0,91	1,96	PC	0,05	4,32	6,44	absence	2X10HA10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY11	VOILE V8 V10	1,92	-22,2	-19,82	20,337	0,62	0,67	PC	0,042	4,32	6,1	absence	2X10HA10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY12	VOILE V8 V10	1,92	-21,63	-18,71	18,088	0,59	0,73	PC	0,036	4,32	5,76	absence	2X10HA10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY13	VOILE V8 V10	1,92	-20,8	-17,57	15,881	0,55	0,8	PC	0,031	4,32	5,41	absence	2X10HA10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY14	VOILE V8 V10	1,92	-19,71	-16,39	13,666	0,51	0,88	PC	0,02	4,32	5,05	absence	2X10HA10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY15	VOILE V8 V10	1,92	-18,34	-15,13	11,365	0,46	0,99	PC	0,019	4,32	4,66	absence	2X10HA10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY16	VOILE V8 V10	1,92	-16,63	-13,73	8,887	0,38	1,14	PC	0	4,32	4,22	absence	2X10HA10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY17	VOILE V8 V10	1,92	-14,42	-12,11	6,142	0,23	1,44	PC	0	4,32	3,72	absence	2X10HA10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY18	VOILE V8 V10	1,92	-11,44	-10,23	3,064	1,92	0	ET	5,76	4,32	3,51	absence	2X10HA10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY19	VOILE V8 V10	1,92	-8	-8,15	-0,292	1,92	0	ET	5,76	4,32	2,95	absence	2X10HA10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY20	VOILE V8 V10	1,92	-4,91	-7,87	-2,978	0,45	1,01	PC	0	4,32	2,42	absence	2X10HA10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm

➤ Voile v21-v11 :

Story	Pier	L(m)	P (T)	V2 (T)	M3 (T.m)	Lt (m)	Lc (m)		Av (cm2)	AH(cm2)	AVJ(cm2)	Aciers transversaux	choixAV	CHOIX AH
STORY1	VOILE V21 V11	2,05	146,34	18,56	949,122	0,97	0,1	PC	2,12	4,61	5,71	4HA10	2x11HA10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY2	VOILE V21 V11	2,05	125,42	10,27	902,59	0,97	0,09	pc	2,02	4,61	3,16	4HA10	2x11HA10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY3	VOILE V21 V11	2,05	105,89	11,82	856,808	0,98	0,08	pc	1,91	4,61	3,64	4HA10	2x11HA10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY4	VOILE V21 V11	2,05	87,91	10,27	795,979	0,98	0,07	pc	1,78	4,61	3,16	4HA10	2x11HA10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY5	VOILE V21 V11	2,05	73,02	9,59	736,219	0,99	0,06	PC	1,56	4,61	2,95	4HA10	2x11HA10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY6	VOILE V21 V11	2,05	60,2	8,79	674,298	0,99	0,06	pc	1,51	4,61	2,7	4HA10	2x11HA10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY7	VOILE V21 V11	2,05	48,99	8,21	613,066	0,99	0,05	pc	1,37	4,61	2,52	4HA10	2x11HA10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY8	VOILE V21 V11	2,05	38,94	7,67	552,353	1	0,04	pc	3	4,61	2,36	4HA10	2x11HA10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY9	VOILE V21 V11	2,05	29,83	7,19	493,054	1	0,04	pc	3,01	4,61	2,21	4HA10	2x11HA10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY10	VOILE V21 V11	2,05	21,54	6,73	435,432	1	0,03	pc	0,97	4,61	2,07	4HA10	2x11HA10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY11	VOILE V21 V11	2,05	14,01	6,29	379,886	1,01	0,02	pc	3,03	4,61	1,93	4HA10	2x11HA10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY12	VOILE V21 V11	2,05	7,23	5,84	326,653	1,01	0,02	pc	3,05	4,61	1,79	4HA10	2x11HA10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY13	VOILE V21 V11	2,05	1,21	5,41	275,974	1,02	0,003	pc	3,07	4,61	1,66	4HA10	2x11HA10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY14	VOILE V21 V11	2,05	-4,04	4,96	228,073	1,01	0,001	pc	3,05	4,61	1,52	4HA10	2x11HA10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY15	VOILE V21 V11	2,05	-8,41	4,5	183,165	1	0,03	pc	3,02	4,61	1,38	4HA10	2x11HA10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY16	VOILE V21 V11	2,05	-11,76	3,96	141,539	0,99	0,05	pc	2,98	4,61	1,21	4HA10	2x11HA10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY17	VOILE V21 V11	2,05	-13,73	3,34	103,368	0,97	0,09	pc	2,93	4,61	1,02	4HA10	2x11HA10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY18	VOILE V21 V11	2,05	-13,7	2,51	69,141	0,95	0,13	pc	2,86	4,61	0,77	abcence	2x11HA10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY19	VOILE V21 V11	2,05	-10,36	1,62	39,033	0,93	0,18	pc	2,76	4,61	0,49	abcence	2x11HA10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY20	VOILE V21 V11	2,05	-5,95	2,16	15,401	0,88	0,27	PC	2,66	4,61	0,66	abcence	2x11HA10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm

➤ Voile v15-v12 :

Story	Pier	L (m)	P (T)	V2 (T)	M3 (T.m)	Lt (m)	Lc (m)		A v (cm2)	A h (cm2)	AVj (cm2)	A t	choix Av	Choix Ah
STORY1	VOILE V17 V18	3,52	-63,69	-49,04	164,033	1,35	0,8	PC	0,2	7,92	15,1	absence	2X17HA12 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY2	VOILE V17 V18	3,52	-55,2	-65,16	166,825	1,41	0,68	PC	0,2	7,92	20,01	absence	2X17HA14 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY3	VOILE V17 V18	3,52	-58,64	-72,06	165,06	1,39	0,72	PC	0,2	7,92	22,19	absence	2X17HA14 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY4	VOILE V17 V18	3,52	-60,56	-75,58	161,191	1,37	0,77	PC	0,2	7,92	23,27	absence	2X17HA14 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY5	VOILE V17 V18	3,52	-61,62	-76,9	155,452	1,36	0,78	PC	0,2	7,92	23,68	absence	2X17HA14 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY6	VOILE V17 V18	3,52	-61,97	-76,77	148,491	1,32	0,86	PC	0,2	7,92	23,64	absence	2X17HA14 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY7	VOILE V17 V18	3,52	-61,74	-75,61	140,689	1,3	0,9	PC	0,1	7,92	23,28	absence	2X17HA14 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY8	VOILE V17 V18	3,52	-61,02	-73,74	132,34	1,28	0,95	PC	0,16	7,92	22,71	absence	2X17HA14 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY9	VOILE V17 V18	3,52	-59,85	-71,35	123,622	1,26	0,99	PC	0,14	7,92	21,97	absence	2X17HA14 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY10	VOILE V17 V18	3,52	-58,27	-68,54	114,652	1,23	1,04	PC	0,13	7,92	21,1	absence	2X17HA14 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY11	VOILE V17 V19	3,52	-56,3	-65,39	105,503	1,2	1,1	PC	0,12	7,92	20,14	absence	2X17HA14 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY12	VOILE V17 V18	3,52	-53,94	-61,95	96,214	1,18	1,15	PC	0,1	7,92	19,08	absence	2X17HA14 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY13	VOILE V17 V18	3,52	-51,17	-58,22	86,795	1,15	1,21	PC	0	7,92	17,93	absence	2X17HA12 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY14	VOILE V17 V18	3,52	-47,98	-54,19	77,219	1,11	1,28	PC	0	7,92	16,69	absence	2X17HA12 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY15	VOILE V17 V18	3,52	-44,31	-49,79	67,431	1,08	1,35	PC	0	7,92	15,33	absence	2X17HA12 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY16	VOILE V17 V18	3,52	-40,07	-44,96	57,371	1,03	1,44	PC	0	7,92	13,84	absence	2X17HA12 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY17	VOILE V17 V18	3,52	-35,14	-39,62	47,01	0,98	1,54	PC	0	7,92	12,2	absence	2X17HA10 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY18	VOILE V17 V18	3,52	-31,31	-34,53	39,403	0,93	1,64	PC	0	7,92	10,63	absence	2X17HA10 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY19	VOILE V17 V18	3,52	-20,55	-28,78	25,881	0,94	1,63	PC	0	7,92	8,86	absence	2X17HA10 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY20	VOILE V17 V18	3,52	-9,94	-22,07	16	1,12	1,28	PC	0	7,92	6,79	absence	2X17HA10 e=22cm	2X16HA10 e=20cm

➤ Voile v17-v19 :

Story	Pier	L (m)	P (T)	V2 (T)	M3 (T.m)	Lt (m)	Lc (m)		AV (cm2)	Ah (cm2)	AVJ (cm2)	A t	choix Av	Choix Ah
STORY1	VOILE V17 V19	4,7	263,96	57,33	205,448	0	4,7	EC	14,1	10,57	17,65	4HA10	2X22HA14 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY2	VOILE V17 V19	4,7	255,41	53,41	150,483	0	4,7	EC	14,1	10,57	16,45	absence	2X22HA14 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY3	VOILE V17 V19	4,7	238,99	53,24	128,117	0	4,7	EC	14,1	10,57	16,39	absence	2X22HA14 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY4	VOILE V17 V19	4,7	218,36	53,59	116,112	0	2,12	EC	14,1	10,57	16,5	absence	2X22HA14 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY5	VOILE V17 V19	4,7	195,83	53,33	106,862	0	1,47	EC	14,1	10,57	16,42	absence	2X22HA14 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY6	VOILE V17 V19	4,7	150,97	52,5	175,138	0	4,7	EC	14,1	10,57	16,17	absence	2X22HA14 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY7	VOILE V17 V19	4,7	149,63	51,2	90,824	2,13	1,03	EC	14,1	10,57	15,76	absence	2X22HA14 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY8	VOILE V17 V19	4,7	127,24	49,56	83,244	0	4,7	EC	14,1	10,57	15,26	absence	2X22HA14 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY9	VOILE V17 V19	4,7	105,84	47,64	75,812	0	4,7	EC	14,1	10,57	14,67	absence	2X22HA14 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY10	VOILE V17 V19	4,7	85,7	45,52	68,512	0	4,7	EC	14,1	10,57	14,02	absence	2X22HA14 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY11	VOILE V17 V19	4,7	67	43,22	61,342	0,33	4,02	PC	0	10,57	13,31	absence	2X22HA10 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY12	VOILE V17 V19	4,7	49,92	40,77	54,293	0,65	3,38	PC	0	10,57	12,55	absence	2X22HA10 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY13	VOILE V17 V19	4,7	34,63	38,17	47,336	1	2,69	PC	0	10,57	11,75	absence	2X22HA10 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY14	VOILE V17 V19	4,7	21,3	35,42	40,428	1,52	1,65	PC	0	10,57	10,9	absence	2X22HA10 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY15	VOILE V17 V19	4,7	10,13	32,45	33,536	1,79	1,11	PC	0	10,57	9,99	absence	2X22HA10 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY16	VOILE V17 V19	4,7	1,37	29,23	26,668	2,25	0,18	PC	0	10,57	9	absence	2X22HA10 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY17	VOILE V17 V19	4,7	-4,73	25,67	19,922	1,91	0,87	PC	0	10,57	7,9	absence	2X22HA10 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY18	VOILE V17 V19	4,7	-7,95	21,72	13,537	1,26	2,16	PC	0	10,57	6,68	absence	2X22HA10 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY19	VOILE V17 V19	4,7	-8,14	17,01	7,915	0,45	3,78	PC	0	10,57	5,29	absence	2X22HA10 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY20	VOILE V17 V19	4,7	-6,24	12,82	7,507	3,81	0,81	PC	0	10,57	3,94	absence	2X22HA10 e=22cm	2X16HA10 e=20cm

➤ Voile v18-v20 :

Story	Pier	L (m)	P (T)	V2 (T)	M3 (T.m)	Lt (m)	Lc (m)		A v (cm2)	A h (cm2)	AVj (cm2)	A t	choix Av	Choix Ah
STORY1	VOILE V17 V18	3,52	-63,69	-49,04	164,033	1,35	0,8	PC	0,2	7,92	15,1	absence	2X17HA12 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY2	VOILE V17 V18	3,52	-55,2	-65,16	166,825	1,41	0,68	PC	0,2	7,92	20,01	absence	2X17HA14 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY3	VOILE V17 V18	3,52	-58,64	-72,06	165,06	1,39	0,72	PC	0,2	7,92	22,19	absence	2X17HA14 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY4	VOILE V17 V18	3,52	-60,56	-75,58	161,191	1,37	0,77	PC	0,2	7,92	23,27	absence	2X17HA14 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY5	VOILE V17 V18	3,52	-61,62	-76,9	155,452	1,36	0,78	PC	0,2	7,92	23,68	absence	2X17HA14 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY6	VOILE V17 V18	3,52	-61,97	-76,77	148,491	1,32	0,86	PC	0,2	7,92	23,64	absence	2X17HA14 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY7	VOILE V17 V18	3,52	-61,74	-75,61	140,689	1,3	0,9	PC	0,1	7,92	23,28	absence	2X17HA14 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY8	VOILE V17 V18	3,52	-61,02	-73,74	132,34	1,28	0,95	PC	0,16	7,92	22,71	absence	2X17HA14 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY9	VOILE V17 V18	3,52	-59,85	-71,35	123,622	1,26	0,99	PC	0,14	7,92	21,97	absence	2X17HA14 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY10	VOILE V17 V18	3,52	-58,27	-68,54	114,652	1,23	1,04	PC	0,13	7,92	21,1	absence	2X17HA14 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY11	VOILE V17 V19	3,52	-56,3	-65,39	105,503	1,2	1,1	PC	0,12	7,92	20,14	absence	2X17HA14 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY12	VOILE V17 V18	3,52	-53,94	-61,95	96,214	1,18	1,15	PC	0,1	7,92	19,08	absence	2X17HA14 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY13	VOILE V17 V18	3,52	-51,17	-58,22	86,795	1,15	1,21	PC	0	7,92	17,93	absence	2X17HA12 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY14	VOILE V17 V18	3,52	-47,98	-54,19	77,219	1,11	1,28	PC	0	7,92	16,69	absence	2X17HA12 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY15	VOILE V17 V18	3,52	-44,31	-49,79	67,431	1,08	1,35	PC	0	7,92	15,33	absence	2X17HA12 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY16	VOILE V17 V18	3,52	-40,07	-44,96	57,371	1,03	1,44	PC	0	7,92	13,84	absence	2X17HA12 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY17	VOILE V17 V18	3,52	-35,14	-39,62	47,01	0,98	1,54	PC	0	7,92	12,2	absence	2X17HA10 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY18	VOILE V17 V18	3,52	-31,31	-34,53	39,403	0,93	1,64	PC	0	7,92	10,63	absence	2X17HA10 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY19	VOILE V17 V18	3,52	-20,55	-28,78	25,881	0,94	1,63	PC	0	7,92	8,86	absence	2X17HA10 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY20	VOILE V17 V18	3,52	-9,94	-22,07	16	1,12	1,28	PC	0	7,92	6,79	absence	2X17HA10 e=22cm	2X16HA10 e=20cm

➤ Voile v22-v14 :

Story	Pier	L(m)	P (T)	V2 (T)	M3 (T.m)	Lt (m)	Lc (m)		Av (cm2)	AH(cm2)	AVJ(cm2)	AT	choix AV	CHOIX AH
STORY1	VOILE V14 V22	4,99	-48,01	54,74	2267,99	2,45	0,08	PC	2,09	11,22	16,85	4HA10	2x23HA12 e=22cm	2X16HA12 e=20cm
STORY2	VOILE V14 V22	4,99	-50,16	43,26	2097,04	2,44	0,09	pc	1,93	11,22	13,32	4HA10	2x23HA12 e=22cm	2X16HA12 e=20cm
STORY3	VOILE V14 V22	4,99	-55,28	37,74	1930,384	2,34	0,11	pc	1,77	11,22	11,62	4HA10	2x23HA12 e=22cm	2X16HA12 e=20cm
STORY4	VOILE V14 V22	4,99	-59,87	34,1	1763,297	2,42	0,14	pc	1,62	11,22	10,5	4HA10	2x23HA12 e=22cm	2X16HA12 e=20cm
STORY5	VOILE V14 V22	4,99	-63,57	31,7	1609,723	2,41	0,16	PC	1,48	11,22	9,67	4HA10	2x23HA12 e=22cm	2X16HA12 e=20cm
STORY6	VOILE V14 V22	4,99	-66,06	29,63	1461,426	2,4	0,18	pc	1,34	11,22	9,12	4HA10	2x23HA12 e=22cm	2X16HA12 e=20cm
STORY7	VOILE V14 V22	4,99	-67,51	27,93	1319,607	2,38	0,21	pc	1,21	11,22	8,6	4HA10	2x23HA12 e=22cm	2X16HA12 e=20cm
STORY8	VOILE V14 V22	4,99	-68	26,41	1182,391	2,37	0,23	pc	1,08	11,22	8,13	4HA10	2x23HA12 e=22cm	2X16HA12 e=20cm
STORY9	VOILE V14 V22	4,99	-67,63	23,56	1050,013	2,36	0,26	pc	0,96	11,22	7,25	4HA10	2x23HA12 e=22cm	2X16HA12 e=20cm
STORY10	VOILE V14 V22	4,99	-66,44	23,62	922,24	2,35	0,29	pc	0,84	11,22	7,27	4HA10	2x23HA12 e=22cm	2X16HA12 e=20cm
STORY11	VOILE V14 V22	4,99	-64,49	22,27	799,273	2,32	0,33	pc	0,73	11,22	6,85	4HA10	2x23HA12 e=22cm	2X16HA12 e=20cm
STORY12	VOILE V14 V22	4,99	-61,81	20,95	681,243	2,3	0,37	pc	0,62	11,22	6,45	4HA10	2x23HA12 e=22cm	2X16HA12 e=20cm
STORY13	VOILE V14 V22	4,99	-58,4	19,66	568,416	2,28	0,48	pc	0,52	11,22	6,05	4HA10	2x23HA12 e=22cm	2X16HA12 e=20cm
STORY14	VOILE V14 V22	4,99	-54,22	18,34	461,225	2,25	0,48	pc	0,42	11,22	5,64	4HA10	2x23HA12 e=22cm	2X16HA12 e=20cm
STORY15	VOILE V14 V22	4,99	-49,12	16,91	360,369	2,21	0,56	pc	0,32	11,22	8,95	4HA10	2x23HA12 e=22cm	2X16HA12 e=20cm
STORY16	VOILE V14 V22	4,99	-42,93	15,23	267,083	2,16	0,66	pc	6,48	11,22	4,69	absence	2x23HA12 e=22cm	2X16HA12 e=20cm
STORY17	VOILE V14 V22	4,99	-35,7	13,19	182,956	2,09	0,8	pc	6,27	11,22	4,06	absence	2x23HA12 e=22cm	2X16HA12 e=20cm
STORY18	VOILE V14 V22	4,99	-27,92	10,48	110,942	1,97	1,04	pc	5,91	11,22	3,22	absence	2x23HA12 e=22cm	2X16HA12 e=20cm
STORY19	VOILE V14 V22	4,99	-19,93	7,29	54,834	1,74	1,5	pc	5,22	11,22	2,24	absence	2x23HA12 e=22cm	2X16HA12 e=20cm
STORY20	VOILE V14 V22	4,99	-12,38	9,41	31,766	1,68	1,61	PC	5,05	11,22	2,89	absence	2x23HA12 e=22cm	2X16HA12 e=20cm

## ➤ Voile v13-v16 :

Story	Pier	L(m)	P (T)	V2 (T)	M3 (T.m)	Lt (m)	Lc (m)		Av (cm2)	AH(cm2)	AVJ(cm2)	Aciers transversaux
STORY1	VOILE V13 v16	2,52	-53,21	3,89	77,994	0,89	0,72	PC	2,69	5,67	1,19	absence
STORY2	VOILE V13 v16	2,52	-40,99	44,48	76,921	0,97	0,56	pc	0,13	5,67	13,69	absence
STORY3	VOILE V13 v16	2,52	-32,1	52,87	84,318	1,05	0,4	pc	0,14	5,67	16,28	absence
STORY4	VOILE V13 v16	2,52	-26,96	57,04	86,867	1,09	0,32	pc	0,15	5,67	17,56	absence
STORY5	VOILE V13 v16	2,52	-24,31	59	87,039	1,11	0,29	PC	0,15	5,67	18,17	absence
STORY6	VOILE V13 v16	2,52	-23,17	59,46	85,586	1,11	0,28	pc	0,15	5,67	18,13	absence
STORY7	VOILE V13 v16	2,52	-22,82	58,85	82,997	1,11	0,29	pc	0,15	5,67	18,12	absence
STORY8	VOILE V13 v16	2,52	-22,82	62,32	79,596	1,1	0,3	pc	0,14	5,67	19,19	absence
STORY9	VOILE V13 v16	2,52	-22,9	55,48	75,597	1,09	0,32	pc	0,13	5,67	17,08	absence
STORY10	VOILE V13 v16	2,52	-22,87	53,04	71,154	1,08	0,34	pc	0,12	5,67	16,33	absence
STORY11	VOILE V13 v16	2,52	-22,59	50,24	66,379	1,07	0,36	pc	0,11	5,67	15,47	absence
STORY12	VOILE V13 v16	2,52	-22	47,15	61,352	1,04	0,37	pc	0,1	5,67	14,52	absence
STORY13	VOILE V13 v16	2,52	-21,01	43,8	56,123	1,06	0,39	pc	0	5,67	13,49	absence
STORY14	VOILE V13 v16	2,52	-19,59	40,2	50,71	1,05	0,4	pc	0	5,67	12,38	absence
STORY15	VOILE V13 v16	2,52	-17,7	36,36	45,102	1,05	0,41	pc	0	5,67	11,19	absence
STORY16	VOILE V13 v16	2,52	-15,37	32,23	39,283	1,05	0,41	pc	0	5,67	9,92	absence
STORY17	VOILE V13 v16	2,52	-12,64	27,8	33,249	1,05	0,4	pc	0	5,67	8,56	absence
STORY18	VOILE V13 v16	2,52	-9,66	23,16	27,101	1,07	0,37	pc	0	5,67	7,13	absence
STORY19	VOILE V13 v16	2,52	-6,69	18,24	20,86	1,09	0,33	pc	0	5,76	5,61	absence
STORY20	VOILE V13 v16	2,52	-4,02	15,56	16,726	1,13	0,25	pc	0	5,67	4,79	absence

➤ Voile v28-v26 :

Story	Pier	L (m)	P (T)	V2 (T)	M3 (T.m)	Lt (m)	Lc (m)		AV (cm2)	A h (cm2)	AVj (cm2)	A t	choix Av	Choix Ah
STORY1	VOILE V28 V26	6,75	380,66	-73,59	551,81	0,75	5,23	PC	0,14	15,18	22,66	4HA10	2X34HA10 e=20cm	2X16HA12 e=20cm
STORY2	VOILE V28 V26	6,75	370,11	-80,09	470,643	0,38	5,95	PC	0	15,18	24,66	4HA10	2X34HA10 e=20cm	2X16HA12 e=20cm
STORY3	VOILE V28 V26	6,75	345,46	-80,25	417,063	0,22	6,29	PC	0	15,18	24,74	absence	2X34HA10 e=20cm	2X16HA12 e=20cm
STORY4	VOILE V28 V26	6,75	314,92	-80	379,385	0,22	6,3	PC	0	15,18	24,64	absence	2X34HA10 e=20cm	2X16HA12 e=20cm
STORY5	VOILE V28 V26	6,75	282,05	-78,83	347,32	0,29	6,16	PC	0	15,18	24,27	absence	2X34HA10 e=20cm	2X16HA12 e=20cm
STORY6	VOILE V28 V26	6,75	248,69	-76,95	317,839	0,4	5,94	PC	0	15,18	23,7	absence	2X34HA10 e=20cm	2X16HA12 e=20cm
STORY7	VOILE V28 V26	6,75	215,83	-74	289,735	0,54	5,65	PC	0	15,18	22,79	absence	2X34HA10 e=20cm	2X16HA12 e=20cm
STORY8	VOILE V28 V26	6,75	184,08	-71,69	262,599	0,71	5,32	PC	0	15,18	22,08	absence	2X34HA10 e=20cm	2X16HA12 e=20cm
STORY9	VOILE V28 V26	6,75	153,83	-68,57	236,256	0,9	4,94	PC	0	15,18	21,11	absence	2X34HA10 e=20cm	2X16HA12 e=20cm
STORY10	VOILE V28 V26	6,75	125,36	-65,19	210,659	1,15	4,54	PC	0,13	15,18	20,07	absence	2X34HA10 e=20cm	2X16HA12 e=20cm
STORY11	VOILE V28 V26	6,75	98,87	62,08	185,792	1,35	4,04	PC	0	15,18	19,12	absence	2X34HA10 e=20cm	2X16HA12 e=20cm
STORY12	VOILE V28 V26	6,75	74,57	58,48	161,639	1,62	3,5	PC	0	15,18	18,01	absence	2X34HA10 e=20cm	2X16HA12 e=20cm
STORY13	VOILE V28 V26	6,75	52,66	54,62	138,16	1,92	2,89	PC	0	15,18	16,82	absence	2X34HA10 e=20cm	2X16HA12 e=20cm
STORY14	VOILE V28 V26	6,75	33,37	50,42	115,314	2,27	2,19	PC	0	15,18	15,52	absence	2X34HA10 e=20cm	2X16HA12 e=20cm
STORY15	VOILE V28 V26	6,75	17	45,8	93,097	2,68	1,38	PC	0	15,18	14,1	absence	2X34HA10 e=20cm	2X16HA12 e=20cm
STORY16	VOILE V28 V26	6,75	3,93	40,6	71,613	3,16	0,41	PC	0	15,18	12,5	absence	2X34HA10 e=20cm	2X16HA12 e=20cm
STORY17	VOILE V28 V26	6,75	-5,4	34,66	51,143	2,97	0,8	PC	0	15,18	10,67	absence	2X34HA10 e=20cm	2X16HA12 e=20cm
STORY18	VOILE V28 V26	6,75	-10,5	27,9	32,263	2,13	2,47	PC	0	15,18	8,59	absence	2X34HA10 e=20cm	2X16HA12 e=20cm
STORY19	VOILE V28 V26	6,75	-10,92	21,9	15,906	0,76	5,21	PC	0	15,18	6,74	absence	2X34HA10 e=20cm	2X16HA12 e=20cm
STORY20	VOILE V28 V26	6,75	-8,35	18,11	10,303	0,29	6,15	PC	17,07	15,18	5,75	absence	2X34HA10 e=20cm	2X16HA12 e=20cm

➤ Voile v30-v29 :

Story	Pier	L (m)	P (T)	V2 (T)	M3 (T.m)	Lt (m)	Lc (m)		Av(cm2)	A h (cm2)	AVj (cm2)	A t	choix Av	Choix Ah
STORY1	VOILE V30 V29	2,53	-94,19	36,99	78,447	0,62	1,28	PC	0,1	5,69	11,39	absence	2X12HA12 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY2	VOILE V30 V29	2,53	-81,07	48,62	79,897	0,72	1,08	PC	0,11	5,69	14,97	absence	2X12HA14 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY3	VOILE V30 V29	2,53	-69,75	57,57	88,387	0,84	0,84	PC	0,14	5,69	17,73	absence	2X12HA14 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY4	VOILE V30 V29	2,53	-61,63	62	91,23	0,9	0,72	PC	0,15	5,69	19,09	absence	2X12HA16 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY5	VOILE V30 V29	2,53	-55,91	63,95	91,246	0,93	0,65	PC	0,15	5,69	19,69	absence	2X12HA16 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY6	VOILE V30 V29	2,53	-51,65	64,33	89,573	0,95	0,61	PC	0,15	5,69	19,81	absence	2X12HA16 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY7	VOILE V30 V29	2,53	-44,06	63,63	87,808	0,99	0,53	PC	0,15	5,69	19,59	absence	2X12HA16 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY8	VOILE V30 V29	2,53	-41,44	62,19	84,258	1	0,52	PC	0,14	5,69	19,15	absence	2X12HA16 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY9	VOILE V30 V29	2,53	-38,99	60,18	80,156	1	0,51	PC	0,13	5,69	18,53	absence	2X12HA16 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY10	VOILE V30 V29	2,53	-36,55	57,75	75,656	1	0,51	PC	0,13	5,69	17,78	absence	2X12HA14 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY11	VOILE V30 V29	2,53	-34,03	54,98	70,862	1	0,51	PC	0,12	5,69	16,93	absence	2X12HA14 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY12	VOILE V30 V29	2,53	-31,36	51,94	65,847	1,01	0,5	PC	0,11	5,69	15,99	absence	2X12HA14 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY13	VOILE V30 V29	2,53	-28,47	48,65	60,651	1,01	0,5	PC	0,1	5,69	14,98	absence	2X12HA14 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY14	VOILE V30 V29	2,53	-25,34	45,14	55,282	1,02	0,48	PC	0	5,69	13,9	absence	2X12HA14 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY15	VOILE V30 V29	2,53	-21,95	41,37	49,722	1,02	0,47	PC	0	5,69	12,74	absence	2X12HA12 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY16	VOILE V30 V29	2,53	-18,32	37,31	43,943	1,04	0,44	PC	0	5,69	11,49	absence	2X12HA12 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY17	VOILE V30 V29	2,53	-14,52	32,94	37,939	1,06	0,4	PC	0	5,69	10,14	absence	2X12HA12 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY18	VOILE V30 V29	2,53	-10,68	28,35	31,803	1,08	0,35	PC	0	5,69	8,73	absence	2X12HA10 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY19	VOILE V30 V29	2,53	-7,07	23,41	25,556	1,11	0,29	PC	0	5,69	7,21	absence	2X12HA10 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY20	VOILE V30 V29	2,53	-8,35	18,11	10,303	0,29	6,15	PC	17,07	5,69	5,75	absence	2X12HA10 e=22cm	2X16HA10 e=20cm

➤ Voile v23-v24 :

Story	Pier	L (m)	P (T)	V2 (T)	M3 (T.m)	Lt (m)	Lc (m)		AV(cm2)	A h (cm2)	AVJ (cm2)	At	choix Av	Choix Ah
STORY1	VOILE V23 V24	5,69	375,38	-65,49	446,504	0,57	4,53	PC	0,13	12,8	20,17	4HA10	2X26HA10 e=22cm	2X16HA12 e=20cm
STORY2	VOILE V17 V18	5,69	358,79	-65,38	370,355	0,23	5,22	PC	0	12,8	20,13	4HA10	2X26HA10 e=22cm	2X16HA12 e=20cm
STORY3	VOILE V17 V18	5,69	318,46	-63,15	322,238	0,17	5,33	PC	0	12,8	19,45	absence	2X26HA10 e=22cm	2X16HA12 e=20cm
STORY4	VOILE V17 V18	5,69	289,43	-61,84	289,155	0,14	5,4	PC	0	12,8	19,04	absence	2X26HA10 e=22cm	2X16HA12 e=20cm
STORY5	VOILE V17 V18	5,69	259,25	60,96	262,204	0,17	5,33	PC	0	12,8	18,77	absence	2X26HA10 e=22cm	2X16HA12 e=20cm
STORY6	VOILE V17 V18	5,69	229	59,32	238,472	0,25	5,18	PC	0,2	12,8	18,27	absence	2X26HA10 e=22cm	2X16HA12 e=20cm
STORY7	VOILE V17 V18	5,69	210,09	58,25	216,373	0,22	5,23	PC	0	12,8	17,94	absence	2X26HA10 e=22cm	2X16HA12 e=20cm
STORY8	VOILE V17 V18	5,69	180,5	56,38	195,659	0,35	4,97	PC	0	12,8	17,36	absence	2X26HA10 e=22cm	2X16HA12 e=20cm
STORY9	VOILE V17 V18	5,69	152,19	54,21	175,773	0,5	4,67	PC	0	12,8	16,69	absence	2X26HA10 e=22cm	2X16HA12 e=20cm
STORY10	VOILE V17 V18	5,69	125,44	51,78	156,579	0,68	4,32	PC	0,13	12,8	15,94	absence	2X26HA10 e=22cm	2X16HA12 e=20cm
STORY11	VOILE V17 V19	5,69	100,44	49,13	138,029	0,88	3,92	PC	0	12,8	15,13	absence	2X26HA10 e=22cm	2X16HA12 e=20cm
STORY12	VOILE V17 V18	5,69	77,4	46,29	120,095	1,1	3,47	PC	0	12,8	14,25	absence	2X26HA10 e=22cm	2X16HA12 e=20cm
STORY13	VOILE V17 V18	5,69	56,48	43,3	102,733	1,36	2,96	PC	0	12,8	13,33	absence	2X26HA10 e=22cm	2X16HA12 e=20cm
STORY14	VOILE V17 V18	5,69	37,87	40,13	85,888	1,65	2,38	PC	0	12,8	12,36	absence	2X26HA10 e=22cm	2X16HA12 e=20cm
STORY15	VOILE V17 V18	5,69	21,78	36,73	69,53	1,99	1,69	PC	0	12,8	11,31	absence	2X26HA10 e=22cm	2X16HA12 e=20cm
STORY16	VOILE V17 V18	5,69	8,48	32,98	53,71	2,41	0,85	PC	0	12,8	10,15	absence	2X26HA10 e=22cm	2X16HA12 e=20cm
STORY17	VOILE V17 V18	5,69	-1,71	28,77	38,633	2,72	0,23	PC	0	12,8	8,86	absence	2X26HA10 e=22cm	2X16HA12 e=20cm
STORY18	VOILE V17 V18	5,69	-8,46	23,93	24,769	1,92	1,84	PC	0	12,8	7,37	absence	2X26HA10 e=22cm	2X16HA12 e=20cm
STORY19	VOILE V17 V18	5,69	-11,42	18,26	12,974	0,47	4,74	PC	0	12,8	5,62	absence	2X26HA10 e=22cm	2X16HA12 e=20cm
STORY20	VOILE V17 V18	5,69	-10,82	11,58	5,956	5,69	0	ET	17,07	12,8	3,56	absence	2X26HA10 e=22cm	2X16HA12 e=20cm

➤ Voile H2-H4 :

Story	Pier	L(m)	P (T)	V2 (T)	M3 (T.m)	Lt (m)	Lc (m)		Armature Verticale (cm2)	Armature Horizontal (cm2)	Armature Couture (cm2)	Aciers x Transversaux	CHOIX Av	choix Ah
STORY1	VOILE H2 H4	4	-180,94	112,88	408,592	1,4	1,8	pc	4,22	9	34,176	4HA10	2x19HA20 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY2	VOILE H2 H4	4	-120,44	149,75	423,404	1,62	0,75	pc	4,68	9	46,123	4HA10	2x19HA20 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY3	VOILE H2 H4	4	-119,99	161,01	415,704	1,61	0,76	pc	4,84	9	49,59	4HA10	2x19HA20 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY4	VOILE H2 H4	4	-118,42	165,58	400,974	1,6	0,78	pc	4,81	9	50,99	4HA10	2x19HA20 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY5	VOILE H2 H4	4	-115,35	165,91	382,539	1,58	0,8	pc	4,79	9	50,1	4HA10	2x19HA20 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY6	VOILE H2 H4	4	-111,14	163,42	362,251	1,59	0,81	pc	4,77	9	50,33	4HA10	2x19HA20 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY7	VOILE H2 H4	4	-106,12	158,84	340,957	1,58	0,82	pc	4,75	9	48,92	4HA10	2x19HA20 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY8	VOILE H2 H4	4	-100,55	152,92	319,462	1,58	0,83	pc	4,74	9	47,09	4HA10	2x19HA20 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY9	VOILE H2 H4	4	-94,62	146,42	298,446	1,57	0,84	pc	4,73	9	45,09	4HA10	2x19HA20 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY10	VOILE H2 H4	4	-88,48	139,81	278,228	1,57	0,84	pc	4,72	9	43,06	4HA10	2x19HA20 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY11	VOILE H2 H4	4	-82,19	133,3	258,742	1,57	0,84	pc	4,72	9	41,05	4HA10	2x19HA20 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY12	VOILE H2 H4	4	-75,79	126,82	239,715	1,57	0,84	pc	4,73	9	39,06	absence	2x19HA20 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY13	VOILE H2 H4	4	-69,29	120,25	220,843	1,58	0,83	pc	4,74	9	37,03	absence	2x19HA16 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY14	VOILE H2 H4	4	-62,65	113,41	201,814	1,58	0,82	pc	4,75	9	34,93	absence	2x19HA16 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY15	VOILE H2 H4	4	-55,81	106,01	182,231	1,59	0,81	pc	4,77	9	32,65	absence	2x19HA16 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY16	VOILE H2 H4	4	-48,62	97,56	161,57	1,95	0,8	pc	4,79	9	30,04	absence	2x19HA16 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY17	VOILE H2 H4	4	-40,73	87,48	139,296	1,61	0,77	pc	4,83	9	26,94	absence	2x19HA16 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY18	VOILE H2 H4	4	-31,33	75,22	115,075	1,63	0,72	pc	4,91	9	23,16	absence	2x19HA14 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY19	VOILE H2 H4	4	-20,75	61,34	89,571	1,69	0,61	pc	5,07	9	18,89	absence	2x19HA14 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY20	VOILE H2 H4	4	-9,57	49,43	68,169	1,85	0,28	pc	5,57	9	15,22	absence	2x19HA14 e=22cm	2X16HA10 e=20cm

➤ Voile H3-H6-H7 :

Story	Pier	L(m)	P (T)	V2 (T)	M3 (T.m)	Lt (m)	Lc (m)		Av (cm2)	Ah (cm2)	Avj (cm2)	At	choix Av	choix Ah
STORY1	VOILE H3 H6 H7	2,1	171,99	33,38	93,666	0,37	1,34	PC	1,12	4,745	10,28	4HA10	2x10Ha12 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY2	VOILE H3 H6 H7	2,1	137	22,14	63,811	0,26	1,57	pc	0,78	4,745	6,81	4HA10	2x10Ha12 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY3	VOILE H3 H6 H7	2,1	115,98	21,33	58,039	0,37	1,35	pc	0,94	4,745	6,56	4HA10	2x10Ha12 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY4	VOILE H3 H6 H7	2,1	99,3	20,81	53,797	0,37	1,35	pc	1,11	4,745	6,4	4HA10	2x10Ha12 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY5	VOILE H3 H6 H7	2,1	85,15	20,25	50,093	0,42	1,42	pc	1,27	4,745	6,23	abcence	2x10Ha12 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY6	VOILE H3 H6 H7	2,1	72,91	19,57	46,62	0,47	1,14	pc	1,42	4,745	6,02	abcence	2x10Ha12 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY7	VOILE H3 H6 H7	2,1	62,23	18,75	43,284	0,52	1,05	pc	1,56	4,725	5,77	abcence	2x10Ha10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY8	VOILE H3 H6 H7	2,1	52,82	17,84	40,141	0,56	0,96	pc	1,96	4,725	5,49	abcence	2x10Ha10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY9	VOILE H3 H6 H7	2,1	44,38	16,94	37,244	0,88	0,33	pc	2,64	4,725	5,49	abcence	2x10Ha10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY10	VOILE H3 H6 H7	2,1	36,62	16,12	34,915	0,66	0,77	pc	1,99	4,725	4,96	abcence	2x10Ha10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY11	VOILE H3 H6 H7	2,1	29,37	15,35	32,05	0,71	0,67	pc	2,13	4,725	4,72	abcence	2x10Ha10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY12	VOILE H3 H6 H7	2,1	22,5	14,62	29,603	0,77	0,55	pc	2,31	4,725	4,5	absence	2x10Ha10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY13	VOILE H3 H6 H7	2,1	15,93	13,89	27,175	0,83	0,43	pc	2,5	4,725	4,27	absence	2x10Ha10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY14	VOILE H3 H6 H7	2,1	-5,95	13,15	25,122	0,91	0,26	pc	2,45	4,725	4,05	absence	2x10Ha10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY15	VOILE H3 H6 H7	2,1	-9,7	12,35	22,574	0,89	0,31	pc	2,67	4,725	3,8	absence	2x10Ha10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY16	VOILE H3 H6 H7	2,1	-12,94	11,42	19,81	0,71	0,77	pc	2,42	4,725	3,16	absence	2x10Ha10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY17	VOILE H3 H6 H7	2,1	-15,29	10,27	16,743	0,71	0,67	pc	2,42	4,725	3,16	absence	2x10Ha10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY18	VOILE H3 H6 H7	2,1	-16,13	8,69	13,205	0,6	0,89	pc	1,8	4,725	2,67	absence	2x10Ha10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY19	VOILE H3 H6 H7	2,1	-13,72	6,87	9,564	0,52	1,05	pc	1,56	4,725	2,11	absence	2x10Ha10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
STORY20	VOILE H3 H6 H7	2,1	-8,87	2,24	3,947	0,22	1,56	pc	0,67	4,725	0,68	absence	2x10Ha10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm
ASCENSEUR	VOILE H3 H6 H7	2,1	-2,98	0,9	3,629	0,74	0,6	pc	2,24	4,725	0,27	absence	2x10Ha10 e=20cm	2X16HA10 e=20cm

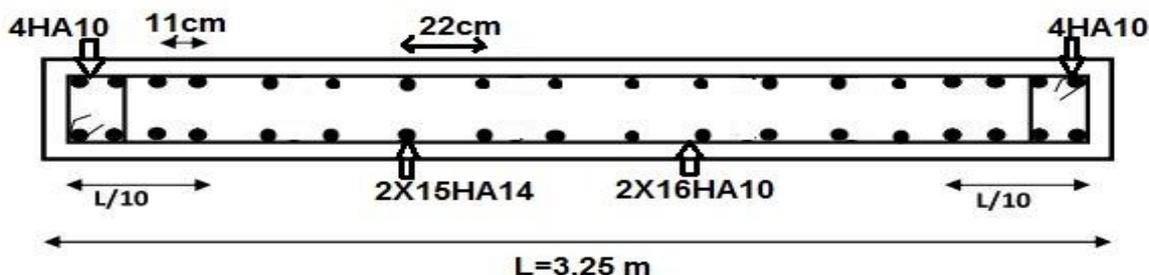
➤ Voile VH10-VH11 :

Story	VOILE VH10 Vh11	L(m)	P (T)	V2 (T)	M3 (T.m)	Lt (m)	Lc (m)		Av (cm2)	Ah (cm2)	Avj (cm2)	At	choix AV	choix AH
STORY1	VOILE VH10 Vh11	4,85	-14,99	104,11	609,338	2,37	0,09	PC	7,13	10,91	32,05	4HA10	2X23HA16 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY2	VOILE VH10 Vh11	4,85	-29,31	105,76	530,127	2,31	0,21	pc	6,94	10,91	32,57	4HA10	2X23HA16 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY3	VOILE VH10 Vh11	4,85	-39,14	103,86	475,871	2,26	0,32	pc	6,76	10,91	31,98	4HA10	2X23HA16 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY4	VOILE VH10 Vh11	4,85	-45,76	98,15	430,038	2,21	0,41	pc	6,64	10,91	30,23	4HA10	2X23HA16 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY5	VOILE VH10 Vh11	4,85	-50,29	93,54	389,206	2,17	0,5	pc	6,51	10,91	28,81	4HA10	2X23HA16 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY6	VOILE VH10 Vh11	4,85	-53,35	88,48	352,203	2,12	0,59	pc	6,38	10,91	27,25	absence	2X23HA16 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY7	VOILE VH10 Vh11	4,85	-55,25	83,01	318,562	2,05	0,67	pc	6,25	10,91	25,56	absence	2X23HA16 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY8	VOILE VH10 Vh11	4,85	-56,16	77,47	288,17	2,04	0,76	pc	6,12	10,91	23,86	absence	2X23HA16 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY9	VOILE VH10 Vh11	4,85	-56,23	72,31	260,772	2	0,84	pc	6	10,91	22,27	absence	2X23HA16 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY10	VOILE VH10 Vh11	4,85	-55,53	67,82	235,795	1,96	0,92	pc	5,98	10,91	20,88	absence	2X23HA16 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY11	VOILE VH10 Vh11	4,85	-54,12	63,96	212,512	1,92	0,99	pc	5,77	10,91	19,96	absence	2X23HA16 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY12	VOILE VH10 Vh11	4,85	-52,04	60,52	190,291	1,88	1,07	pc	5,66	10,91	18,64	absence	2X23HA14 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY13	VOILE VH10 Vh11	4,85	-49,28	57,28	168,678	1,85	1,14	pc	5,55	10,91	17,64	absence	2X23HA14 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY14	VOILE VH10 Vh11	4,85	-45,81	54,1	147,313	1,81	1,21	pc	5,44	10,91	16,66	absence	2X23HA14 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY15	VOILE VH10 Vh11	4,85	-41,53	50,75	125,827	1,77	1,29	pc	5,33	10,91	15,63	absence	2X23HA14 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY16	VOILE VH10 Vh11	4,85	-36,29	46,84	103,863	1,74	1,36	pc	5,22	10,91	14,42	absence	2X23HA14 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY17	VOILE VH10 Vh11	4,85	-45,7	41,83	84,995	1,37	2,1	pc	4,11	10,91	12,88	absence	2X23HA14 e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY18	VOILE VH10 Vh11	4,85	-34,65	35,07	62,475	1,33	2,17	pc	4,01	10,91	10,8	absence	2X23HA12e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY19	VOILE VH10 Vh11	4,85	-17,52	27,02	43,295	1,63	1,58	pc	4,89	10,91	8,32	absence	2X23HA12e=22cm	2X16HA10 e=20cm
STORY20	VOILE VH10 Vh11	4,85	-5,83	19,12	29,79	2,04	0,76	pc	6,12	10,91	5,88	absence	2X23HA12e=22cm	2X16HA10 e=20cm

➤ Voile Ascenseur :

Story	Pier	L (m)	P (T)	V2 (T)	M3 (T.m)	Lt (m)	Lc (m)		A V (cm2)	Ah (cm2)	AVJ (cm2)	At	choix Av	Choix Ah
Ascenseur	Ascenseur	4,05	-4,28	-4,01	-11,914	1,53	0,58	PC	4,6	9,2	1,21	absence	2X19HA10 e=22cm	2X16HA10 e=20cm

➤ Schéma de ferrailage Voile H8 H9 :



## VI. Principe des linteaux

Les linteaux sont des éléments reliant deux trumeaux d'un voile, à leurs extrémités par encastrement. Dans le cas des murs à ouvertures, les rotations subies par les sections horizontales se traduisent par de fortes courbures et, donc, par de fortes exigences de ductilité de linteaux qui seront appelés à dissiper une partie importante de l'énergie par la formation des rotules plastiques entre les trumeaux et les linteaux comme c'est indiqué sur le schéma à droite. Il faut rappeler qu'une rotule plastique est le point de départ de la déformation d'un voile quand il est sollicité. Ce point continue à se déformer (se plastifier) sans pour autant se rompre, tant que l'épuisement totale de sa capacité de déformation n'a pas été atteint. Les linteaux sont donc fortement sollicités à l'effort tranchant, avec parfois d'importants efforts axiaux de compression ou de traction. Leur endommagement dépend directement des dispositions d'armatures. Une disposition très rapprochée des armatures transversales ou la mise en place des armatures en X équilibrant directement les tensions diagonales en améliorent la ductilité du linteau

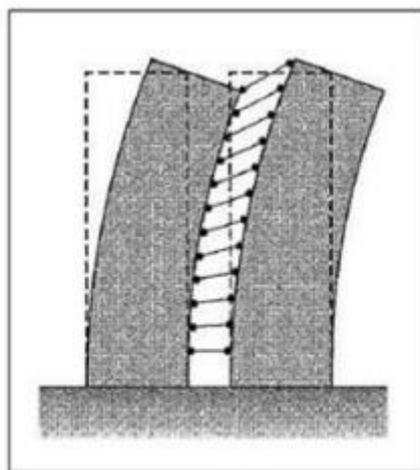


Figure VI - 4 : Liaisons des trumeaux par les linteaux

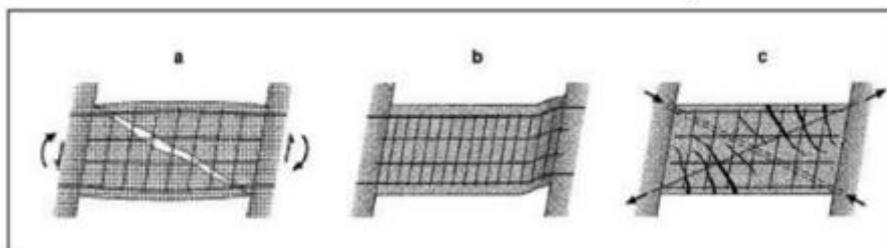


Figure VI - 5 : Disposition des linteaux

### VI.1 Ferrailage des linteaux

Pour le calcul, il faut traiter les linteaux comme des poutres soumises à la flexion simple (avec les efforts  $M$ ,  $V$ ). Après une vérification des contraintes limites de cisaillement ( $\tau_u$ ) dans linteaux, le ferrailage s'effectuera selon l'article 7.7.3 du RPA99/2003 qui préconise deux cas :

⇒ **1<sup>er</sup> cas** :  $\tau b \leq 0,06fc28$  (article 7.7.3.1 du RPA99/2003) On dispose alors le ferrailage suivant :

- Des aciers longitudinaux de flexion ( $A_l$ )
- Des aciers transversaux ( $A_t$ )
- Des aciers en partie courante (aciers de peau) ( $A_c$ )

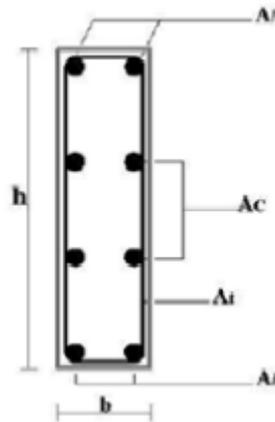


Figure VI - 6 : Linteau du 1<sup>er</sup> cas.

⇒ **2<sup>ème</sup> cas** :  $\tau b > 0,06fc28$  (article 7.7.3.1 du RPA99/2003)

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires. Les efforts ( $M$ ,  $V$ ) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales ( $AD$ ) à disposer obligatoirement.

➤ Ferrailage minimale :

- ( $A_l ; A_l' \geq 0,0015$  Si  $\tau b > 0,06fc28$ )
- ( $b \cdot h \cdot A_c \geq 0,0020 b \cdot h$  Si  $\tau b \leq 0,06fc28$ )
- ( $AD \geq 0,0015 b \cdot h$  Si  $\tau b \geq 0,025fc28$ )
- $AD \geq 0$
- ( $A_t \geq 0,0015 b \cdot s$  Si  $\tau b > 0,025fc28$ )
- $A_t \geq 0,0025 b$

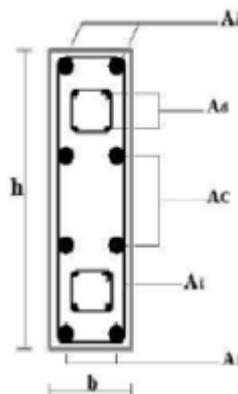


Figure VI - 7 : Linteau du 2<sup>ème</sup> cas

➤ Ferraillage des linteaux :

Tableau VI- 1 : Ferraillage des linteaux

Linteau	Longueur d'ouverture (m)	Armature longitudinaux cm <sup>2</sup>	Armature Transversaux cm <sup>2</sup>	Armature de peaux cm <sup>2</sup>	Armature diagonaux cm <sup>2</sup>
1-2	1	Calculé 1.8 cm <sup>2</sup> Choix 4T12	Calculé 0.56 cm <sup>2</sup> Choix $\phi 10$	Calculé 2.4 cm <sup>2</sup> Choix 4T12	Calculé 5.72 cm <sup>2</sup> Choix 4T14
3-4-6-7	1	Calculé 6.43 cm <sup>2</sup> Choix 4T16	Calculé 1.01 cm <sup>2</sup> Choix $\phi 10$	Calculé 2.4 cm <sup>2</sup> Choix 4T12	
9-10	2.15	Calculé 11.89 cm <sup>2</sup> Choix 4T20	Calculé 1.01 cm <sup>2</sup> Choix $\phi 10$	Calculé 2.4 cm <sup>2</sup> Choix 4T12	
5-8	2	Calculé 8.97 cm <sup>2</sup> Choix 4T20	Calculé 1.01 cm <sup>2</sup> Choix $\phi 10$	Calculé 2.4 cm <sup>2</sup> Choix 4T12	
11-12	1	Calculé 1.8 cm <sup>2</sup> Choix 4T12	Calculé 0.56 cm <sup>2</sup> Choix $\phi 10$	Calculé 2.4 cm <sup>2</sup> Choix 4T12	Calculé 3.98 cm <sup>2</sup> Choix 4T12
13-14	1	Calculé 1.8 cm <sup>2</sup> Choix 4T12	Calculé 0.56 cm <sup>2</sup> Choix $\phi 10$	Calculé 2.4 cm <sup>2</sup> Choix 4T12	Calculé 4.11 cm <sup>2</sup> Choix 4T12

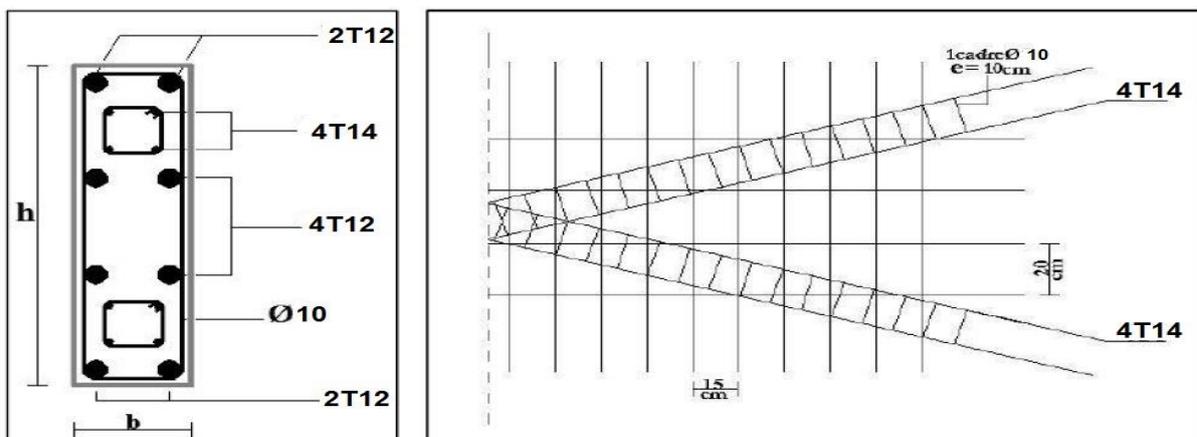


Figure VI - 8 : Schéma de ferraillage de linteau 1-2

## **Chapitre VII : Etude de fondation**

## I. Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol.

Le mode de fondation sera établi suivant la capacité portante du sol

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieurs

### ➤ Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continuent sous mur.
- Les semelles continuent sous poteaux.
- Les semelles isolées.
- Les radiers.

### ➤ Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

## II. Fonctions assurées par les fondations

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à la fondation

Un effort normal charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.

Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.

Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

### II.1 Critères du choix du système de fondation

Le choix du type de fondation doit faire l'objet de soins attentifs, et être compatible avec le type de structure, d'où :

- Il convient d'éviter d'asseoir la construction sur deux formations géologiques de propriétés mécaniques très différentes.
- Il est souhaitable d'éviter d'associer sous un même bloc des systèmes de fondations très différentes.

- Il convient que la cote à laquelle sont descendues les fondations soit aussi uniforme que possible et d'éviter les décrochements brutaux.
- Il est nécessaire de disposer au niveau des points d'appui (semelles) un réseau bidirectionnel de longrines tendant à s'opposer à leur déplacement relatif horizontal tant en compression qu'en extension, De même, dans certains cas, un dallage lié à la structure peut être suffisant.

### III. Semelles filantes

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que  $\rightarrow \sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

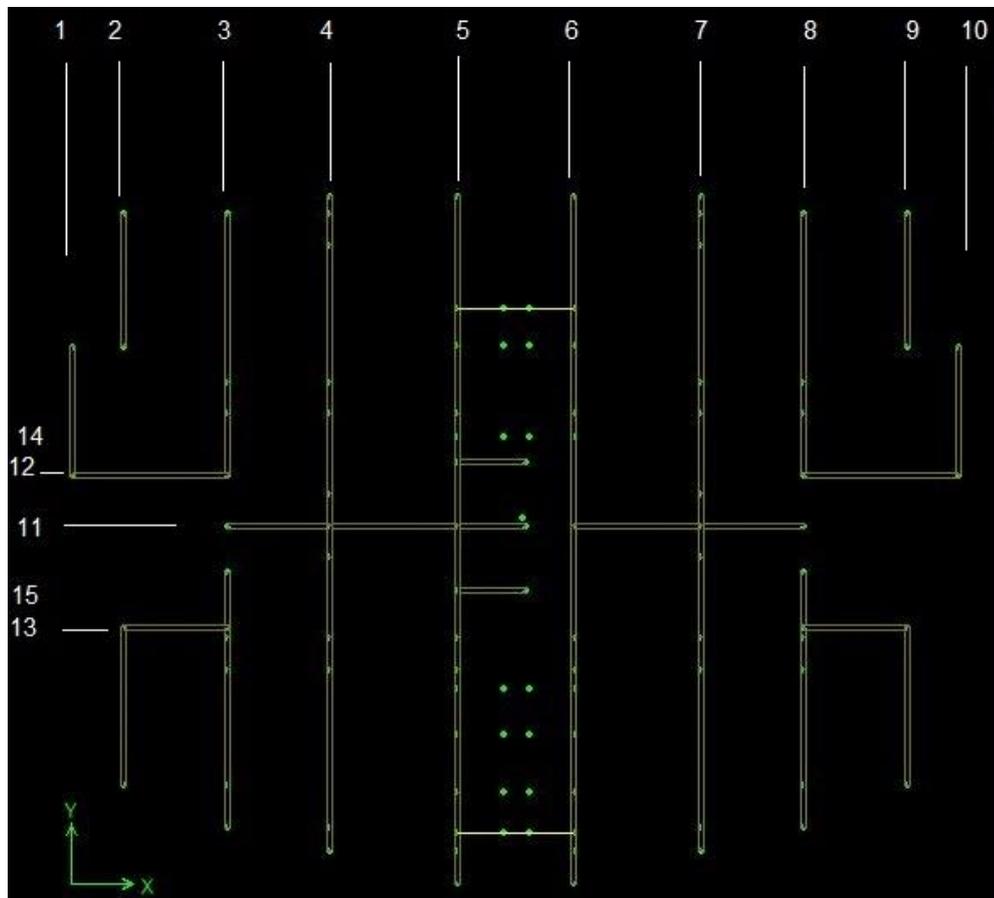
Tel que  $\rightarrow N = \sum N_i$  de chaque file de poteaux

$$S = B * L$$

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur de la file considérée.

$$\rightarrow B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$$



Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VII- 1 : sections des semelles filantes

Files	N (tn)	N*1.3	$\sigma_{sol}$ (tn/m <sup>2</sup> )	L (m)	B (m)	choix B (m)	S (m <sup>2</sup> )
F1	227.97	296.36	15.3	4.02	4.82	4.85	19.50
F2	489.67	636.57	15.3	18.00	2.31	2.35	42.30
F3	801.12	1041.46	15.3	19.34	3.52	3.55	68.66
F4	1202.27	1562.95	15.3	20.04	5.10	5.10	102.20
F5	1329.17	1727.92	15.3	21.65	5.22	2.25	48.71
F6	1483.49	1928.54	15.3	21.65	5.82	5.85	126.65
F7	1232.45	1602.19	15.3	20.59	5.09	5.10	105.01
F8	845.94	1099.72	15.3	19.34	3.72	3.75	72.53
F9	480.46	624.60	15.3	18.00	2.27	2.30	41.40
F10	209.49	272.34	15.3	4.02	4.43	4.45	17.89
F11	1207.76	1570.09	15.3	18.00	5.70	5.70	102.60
F12	524.86	682.32	15.3	27.70	1.61	1.65	45.71
F13	330.2	429.26	15.3	24.50	1.15	1.15	28.18
F14	136.81	177.85	15.3	21.00	0.55	0.55	11.55
F15	143.92	187.10	15.3	21.00	0.58	0.60	12.60

➤ Conclusion :

Les semelles filantes sont encombrées, c.-à-d la somme des surfaces des semelles est supérieure à 50% de la surface de l'ouvrage.

⇒ Donc il est recommandé d'opter pour un radier général.

## IV. Radier général

### IV.1 Introduction

Le radier est constitué par une semelle générale couvrant toute la surface au soldu bâtiment, cette dalle peut être massive' de forte épaisseur' ou nervure, dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur

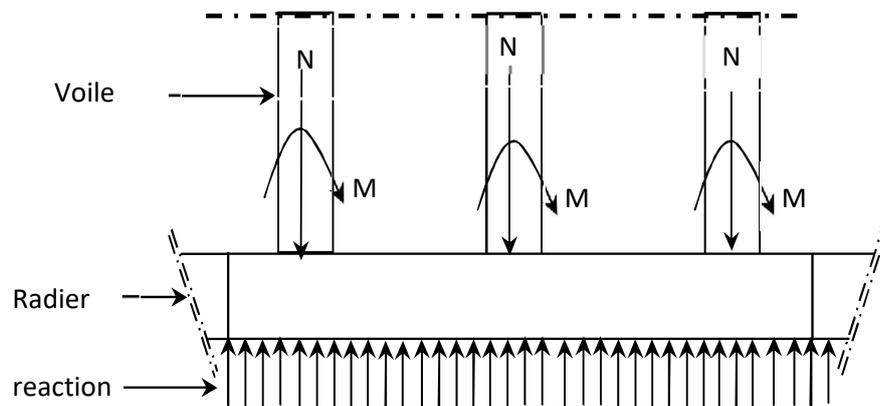


Figure VII- 1 : Schéma du radier général

#### IV.2 Pré dimensionnement de radier :

➤ Selon la condition d'épaisseur minimale :  
la hauteur de radier doit avoir au minimum 25cm ( $h_{min} \geq 25\text{cm}$ ).

➤ Selon la condition forfaitaire :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h_l \leq \frac{L_{max}}{5}$$

- H : épaisseur de radier
- $L_{max}$  : distance entre deux voiles successifs
- $L_{max} = 4m \rightarrow 50\text{cm} \leq h \leq 80\text{cm} \rightarrow h=50\text{cm}$

➤ Selon la condition longueur d'élasticité

Pour la raideur de la dalle de radier, on utilise la notion de longueur élastique définie par :

L'expression suivante :  $L_{max} \leq \left(\frac{\pi}{2}\right)L_e$

$$L_e = \sqrt{\frac{4*EI}{K*b}} > \frac{\pi}{2} L_{max}$$

Avec :

- $L_e$  : la longueur d'élastique
- $b=1$  la largeur de la semelle par la bande d'un mètre ( $b=1\text{m}$ )
- K : coefficient d'élasticité du sol ;
- I : inertie du radier
- E : module d'Young du béton

➔ On optera  $h=44.79\text{cm}$

➤ Conclusion

On adoptera une épaisseur du radier ➔  $h=50\text{cm}$

#### IV.3 Vérification des contraintes :

➤ ELS

<b>G + Q</b>						
pois volumique des terres	2.00		1483.49	N		
	HC	Surface				
g0	2.65	900.00	4770.00		e0=	10.82
		NTOTAL	6253.49			
M			16058.70	M		
$\sigma_1$	2.20	bars	$\sigma_m$	1.45	$\sigma_{sol}$	1.50
$\sigma_2$	-0.81	bars				

⇒ CV

➤ G+Q+E :

<b>G + Q ± E</b>						
pois volumique des terres			1390.97			
	HC	Surface				
g0	2.65	900.00	4770.00		e0=	20.30
		NTOTAL	6160.97			
M			28235.87	M		
$\sigma_1$	3.46	bars	$\sigma_m$	2.07	1,50 $\sigma_{sol}$	2.25
$\sigma_2$	-2.09	bars				

⇒ CV

➤ 0.8G+E :

<b>G + Q ± E</b>						
pois volumique des terres	2		2410.3	N		
	HC	Surface				
g0	2.65	900.00	4770.00		e0=	2.47
		NTOTAL	7180.30			
M			5946.78	M		
$\sigma_1$	1.19	bars	$\sigma_m$	0.99	1,50 $\sigma_{sol}$	2.25
$\sigma_2$	0.40	bars				

⇒ CV

➤ ELU :

<b>1.35G+1.5Q</b>						
pois volumique des terres	2.00		2034.85	N		
	HC	Surface				
g0	2.65	900.00	0.00		e0=	10.82
		NTOTAL	2034.85			
M			22025.56	M		
$\sigma_1$	0.72	bars	$\sigma_m$	0.47	$\sigma_{sol}$	1.50
$\sigma_2$	-0.26	bars				

⇒ CV

## V. Ferrailage

on a une hauteur d'ancrage égale 3m.

	<b>Lx/Ly=</b>	<b>0.590</b>			
	<b><math>\mu</math></b>	<b>q</b>	<b>L</b>	<b>L<sup>2</sup></b>	<b>M</b>
$M_x = \mu_x \cdot q \cdot L^2$	<b>0.084</b>	<b>4.71</b>	<b>4.850</b>	<b>23.523</b>	<b>9.259</b>
$M_y = \mu_y \cdot M_x$	<b>0.282</b>		<b>8.230</b>		<b>2.613</b>
<b>Page 2</b>					
<b>Direction des y</b>					
<b>Ma</b>	<b>4.629</b>			<b>A=3.33cm<sup>2</sup></b>	<b>T12,e=15cm</b>
<b>Mt</b>	<b>7.407</b>			<b>A=5.34cm<sup>2</sup></b>	<b>T12,e=15cm</b>
<b>Direction des x</b>					
<b>Ma</b>	<b>1.306</b>			<b>A=0.93 cm<sup>2</sup></b>	<b>T12,e=15cm</b>
<b>Mt</b>	<b>2.090</b>			<b>A=1.5cm<sup>2</sup></b>	<b>T12,e=15cm</b>

	SENS	Mu(Tn)	As calcule	Choix
Travée	XX	<b>2.09</b>	<b>1.5</b>	<b>2X7HA12 e=15cm</b>
	YY	<b>7.407</b>	<b>5.34</b>	<b>2X7HA12 e=15cm</b>
Appuis	XX	<b>1.306</b>	<b>0.93</b>	<b>2X7HA12 e=15cm</b>
	YY	<b>4.629</b>	<b>3.33</b>	<b>2X7HA12 e=15cm</b>

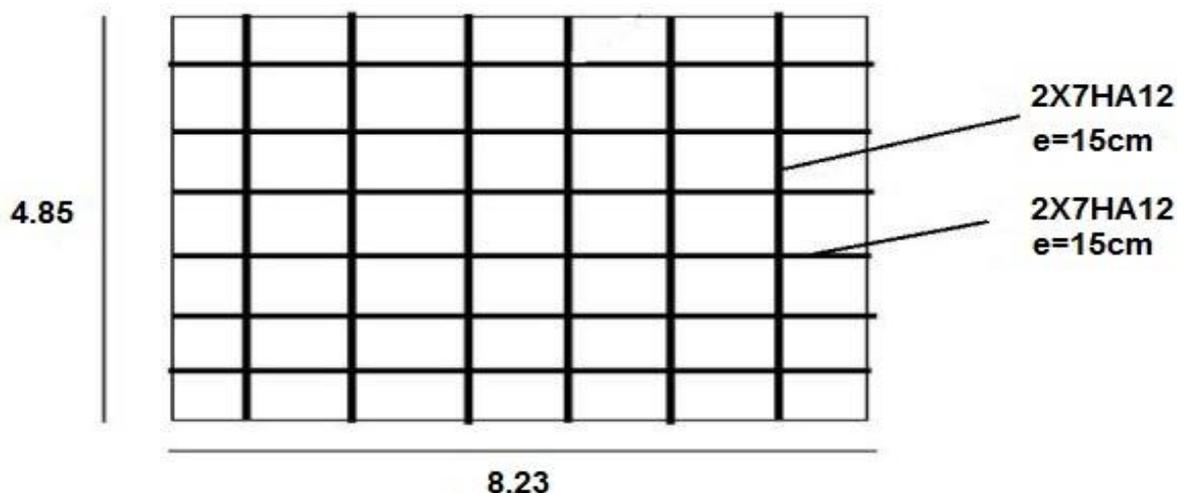


Figure VII- 2 : Plan de ferrailage de radier

## VII. Etude de voile périphérique

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC. Il a une grande rigidité, crée à la base de caisson rigide et indéformable avec les planchers de RDC et les fondations.

### ➤ Pré dimensionnement

Le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- Epaisseur  $e \geq 15\text{cm}$
- Les armatures sont constituées de deux nappes.

- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1%B dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures du voile ne doivent pas réduire sa rigidité.
- La longueur de recouvrement est de  $50 \varnothing$  avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

➤ **Armatures verticales**

$A_v = 7.47 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \times 25\text{HA}10 \text{ e} = 20\text{cm}$

➤ **Armatures horizontales**

$A_h = 4.59 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \times 16\text{HA}10 \text{ e} = 20\text{cm}$

### VIII. Plan de ferrailage

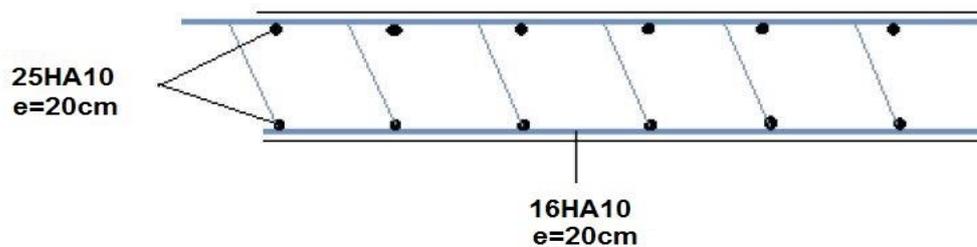


Figure VII- 3 : Coupe horizontale de ferrailage de voile périphérique

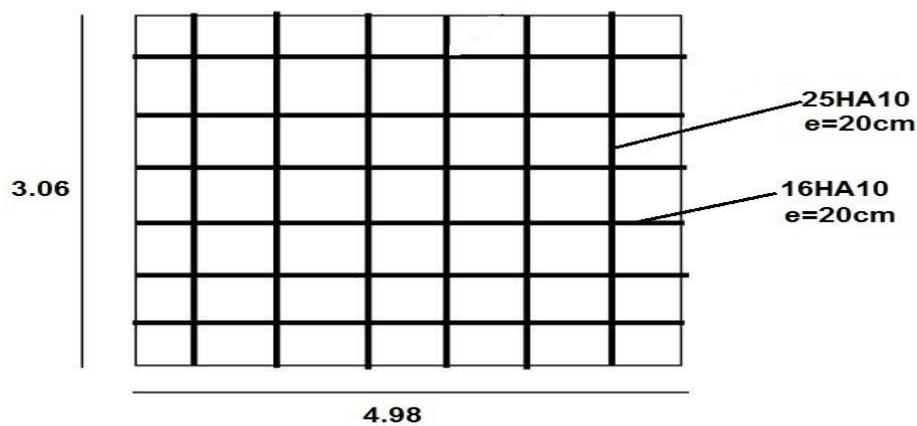


Figure VII- 4 : Ferrailage de voile périphérique

## **Conclusion générale**

L'objectif de ce projet était de renforcer et d'appliquer les connaissances acquises au cours de cursus universitaire.

Dans cette thèse, nous avons appliqué de nombreux aspects du génie civil, des méthodes et des techniques qui sont toutes considérées comme des connaissances importantes que tout ingénieur devrait acquérir le long de ses études.

Le sujet de notre modeste projet est « Etude d'une structure en BA de 20 étages implanté à Khemis Miliana »

Grâce à ce projet, nous avons pu comprendre et apprécier le fonctionnement interne de ce type de structure et la façon de le mettre en œuvre.

En arrivant à ce point de notre projet nous pouvons conclure que :

- Structures à voiles porteurs ne sont pas complètement faibles face aux séismes.
- Il présente des facilités pour Le calcul et la modélisation car il ne contient pas un système portique (poutres/poteaux).

Et enfin, nous espérons que ce projet sera bénéfique et enrichissant pour tous ceux qui vont l'utiliser et aussi un grand début pour nous qui faisons nos premiers pas vers la vie professionnelle.

## **Références bibliographiques**

*[1]* Règles parasismique algériennes 1999.version2003.

*[2]* Règles béton armé aux états limites 1991 BAEL 91.modifier99.

*[3]* Règles de conception et de calcul des ouvrages en BA(CBA93).

*[4]* Charges permanentes et charges d'exploitation .....D.T.R B.C