



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU



Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme master en génie civil.
Option : construction civil et industriel.

Thème Thème

*Etude d'un bâtiment (S-sol+R+7) à usage
d'habitation et Commercial contreventé par
Voiles et portiques (Modélisé avec ROBOT)*

Etudié par :

Mr : TABTA BILLEL

Dirigé par :

Mr : MERAKEB

Année 2017/2018

REMERCIEMENTS

Au terme de ce travail, nous saisissons cette occasion pour exprimer nos vifs remerciements à toute personne ayant contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce travail.

Nous souhaitons tout d'abord remercier notre encadreur Mr MERAKEB, qui nous a encadrées avec patience durant la réalisation de ce travail de fin d'études. Ces conseils, ces encouragements et sa disponibilité nous ont été bien utiles, notamment pour la rédaction de ce projet.

L'expression de notre haute reconnaissance à Tous les enseignants et équipe de la bibliothèque de génie civil qui n'a épargné aucun effort pour mettre à notre disposition la documentation et les explications nécessaires.

Nous exprimons également notre gratitude aux membres du jury, qui nous ont honorés en acceptant de juger ce travail.

Enfin nous tenons à remercier sincèrement l'ensemble du corps enseignant de l'université UMMTO.



*Toutes les lettres ne sauraient
trouver les mots qu'il faut...
Tous les mots ne sauraient exprimer la gratitude,
l'amour, le respect, la reconnaissance...
Aussi, c'est tout simplement que
Je dédie cette thèse ...*

À MES CHERS PARENTS

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consentis pour mon instruction et mon bien être.

Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagnera toujours.

Que ce travail soit l'exaucement de vos vœux tant formulés, le fruit de vos innombrables sacrifices, bien que je ne vous en acquitterai jamais assez.

Puisse Dieu, le Très Haut, vous accorder santé, bonheur et longue vie et faire en sorte que jamais je ne vous déçoive.

Et pour mon frère OUSSAMA et la frangine TIZIRI qui toujours à mon cote

A LA MEMOIRE DE MON GRAND-PERE

J'aurais tant aimé que vous soyez présents.

Que Dieu ait vos âmes dans sa sainte miséricorde.

*À MES CHERS ONCLES, TANTES,
LEURS EPOUX ET ÉPOUSE*

A MES CHERS COUSINS, COUSINES

Veillez trouver dans ce travail l'expression de mon

respect le plus profond et mon affection la plus sincère surtout ma tant

CHAFIZA .





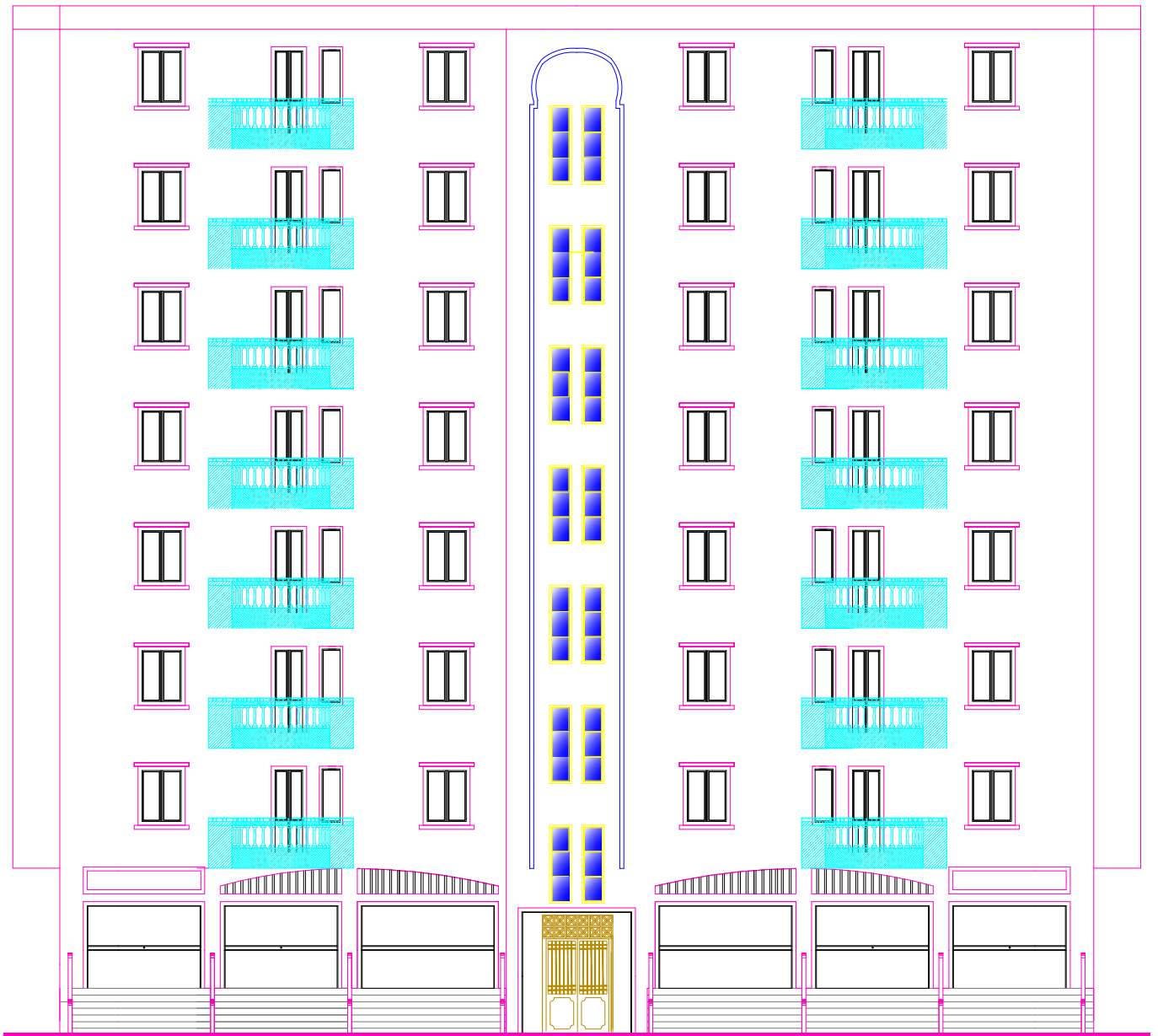
À MES AMIS POUR TOUJOURS :

*Jigo (star); Yacin (les projets virtuels); Amine (acteur);
Hamou (la caisse); Moumouh; Aziz (pablou-éscoubar)
(3ap karinou); Mouhand au-salam (Don-join); anis (costeau); ramdan
(aikido); makhluf (3DS-Max); Elhadi (artiste); Binor (zine
n'michlet); Salim (charoukhan); Ghilas (Gusto); Hand (calcul); Boussad
(I'Ghania), Brahim (Chikor); salim (Zawjoni); Madjide (Haraga)
Billel (copier colle); Raouf (PAPA); Khalad (Kissate) Karim
(Goumina); Oussama (symbole); bilal (Marien); Farid (chique);
mouhand (à suivre), Hakim (zhar makanch).....*

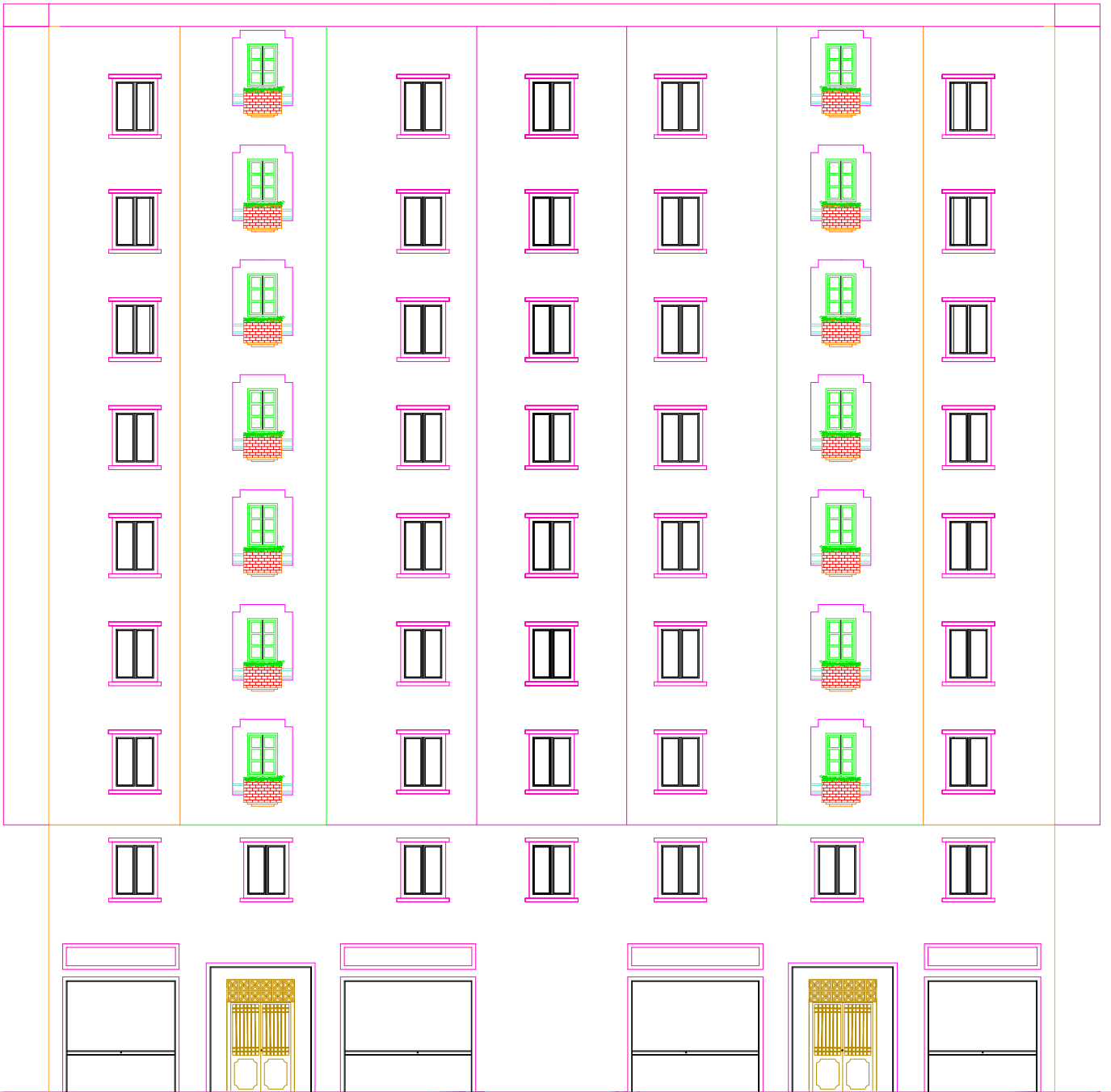
En souvenir de notre sincère et profonde amitié et des moments agréables que nous avons passés ensemble. Veuillez trouver dans ce travail l'expression de mon respect le plus profond et mon affection la plus sincère.

*À TOUTES LES PERSONNES QUI ONT PARTICIPÉ À
L'ÉLABORATION DE CE TRAVAIL, À TOUS CEUX
QUE J'AI OMIS DE CITER. ET TOUTE LA
PROMOTION 2018 GENIE CIVIL M2-CCI.*





| | | | |
|--|----------------------|---|--|
| UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI OUZOU | | Faculté du génie de la construction Département de génie civil | |
| Mr: TABTA BILLEL | la façade principale | plan : 1 | |
| Plan Architectural | | 2018 | |



UNIVERSITE MOULOD MAMMERI
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

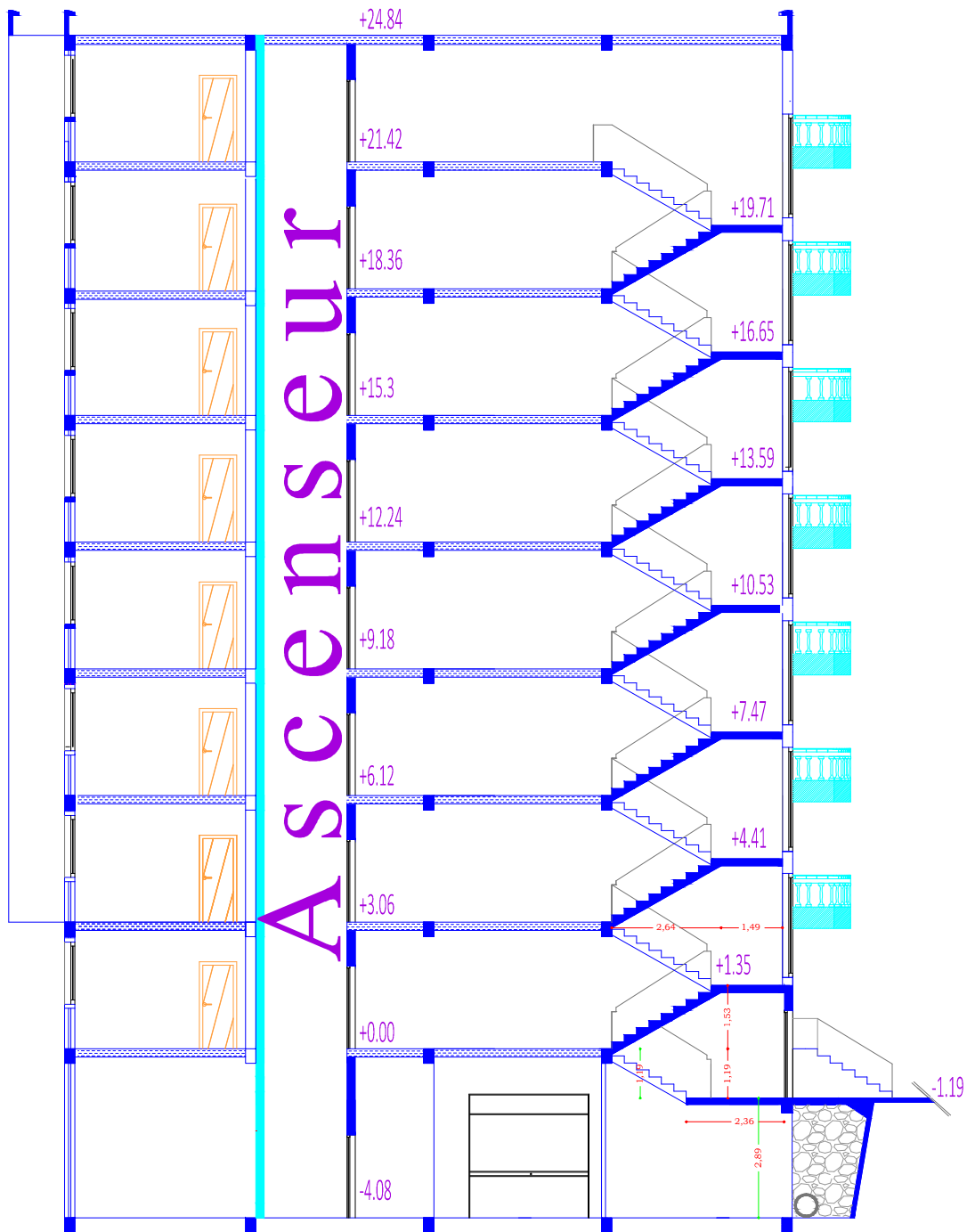
Mr: TABTA BILLEL

la face postérieure

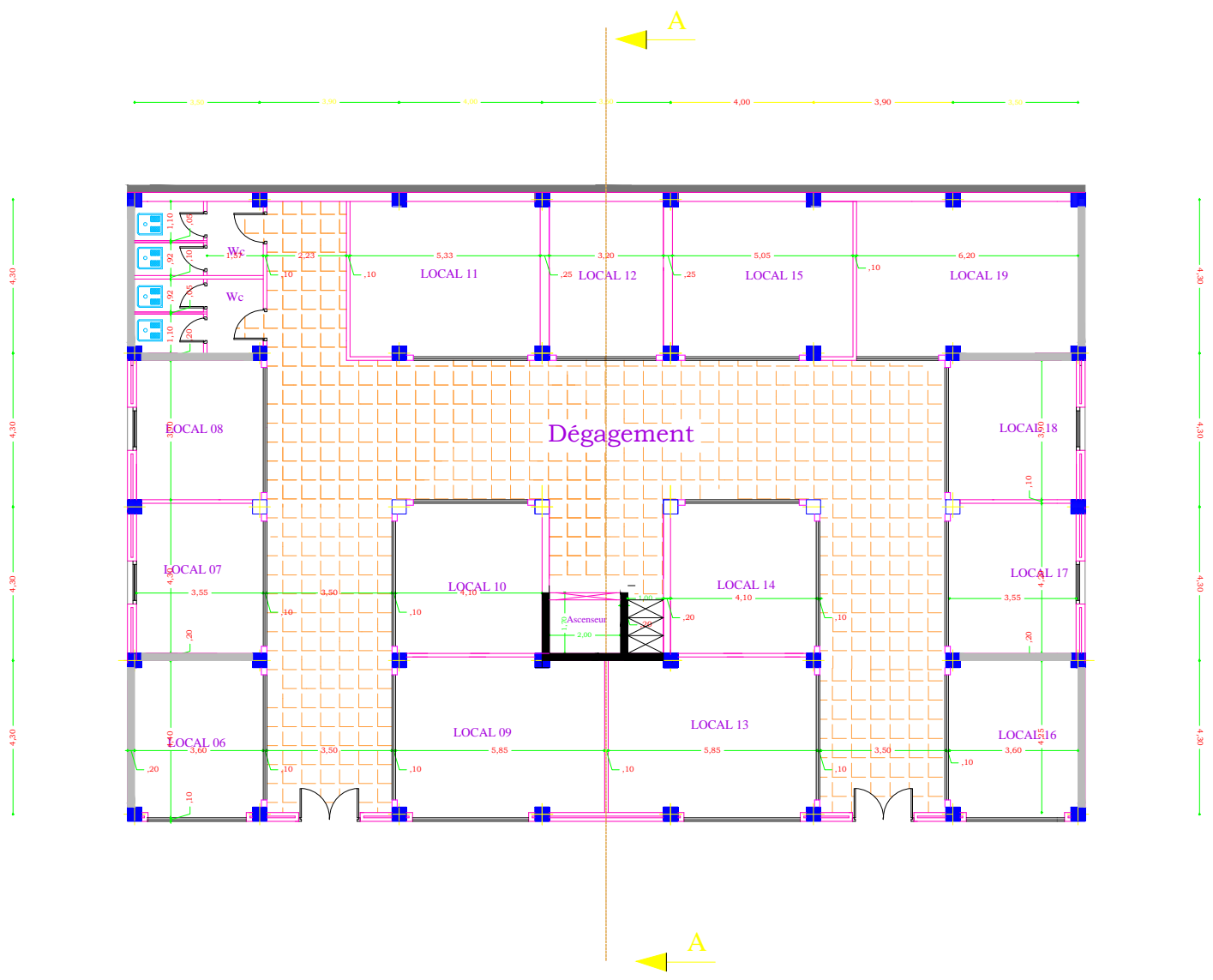
plan : 2

Plan Architectural

2018



| | | | |
|---|-----------------------------|---|--|
| UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU | | Faculté du génie de la construction Département de génie civil | |
| Mr: TABTA BILLEL | Plan Architecture coupe A-A | plan :3 | |
| Plan Architectural | | 2018 | |



UNIVERSITE MOULOU MAMMERI
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

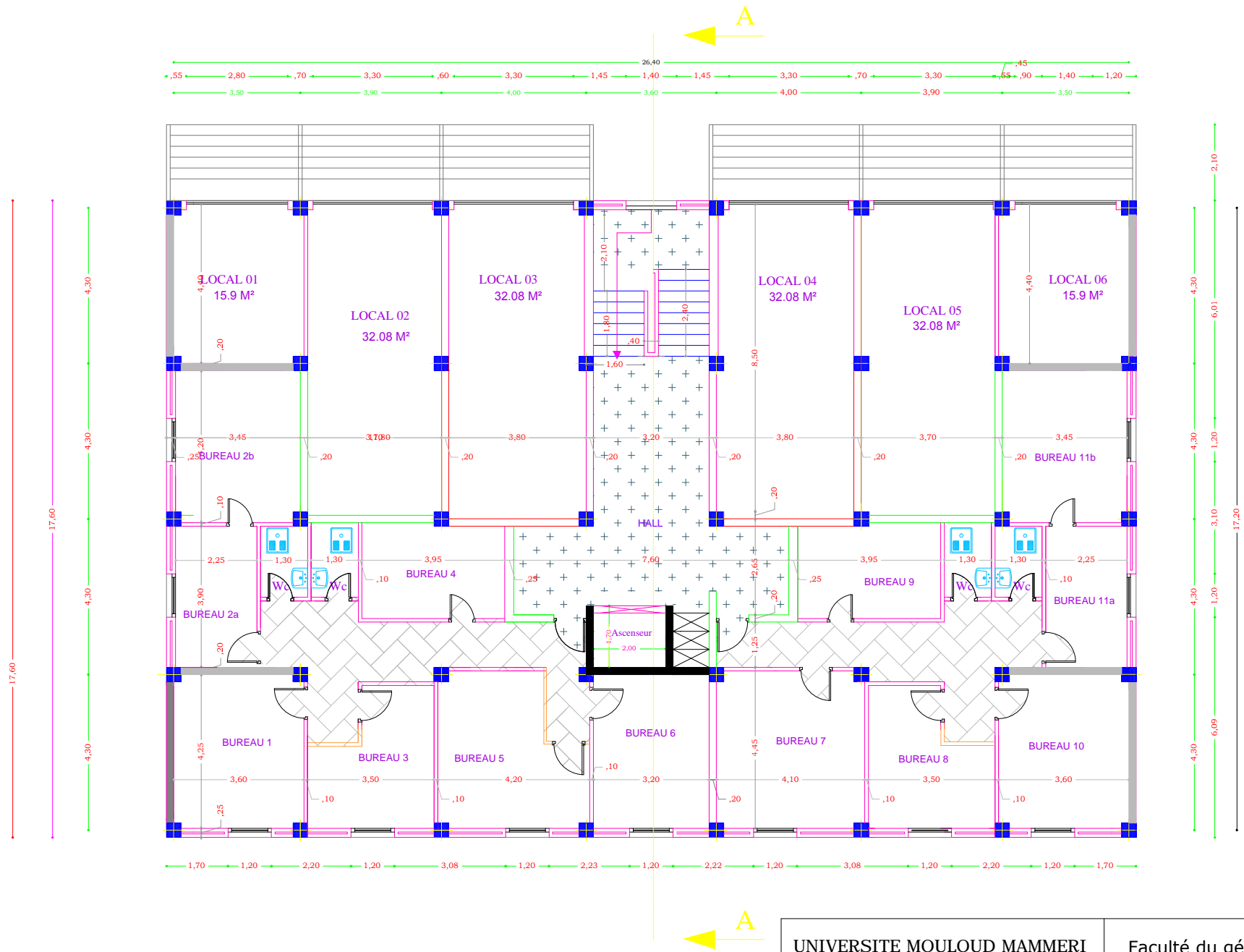
Mr: TABTA BILLEL

Plan de sous-sol

plan : 4

Plan Architectural

2018



UNIVERSITE MOULOU MAMMERI
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

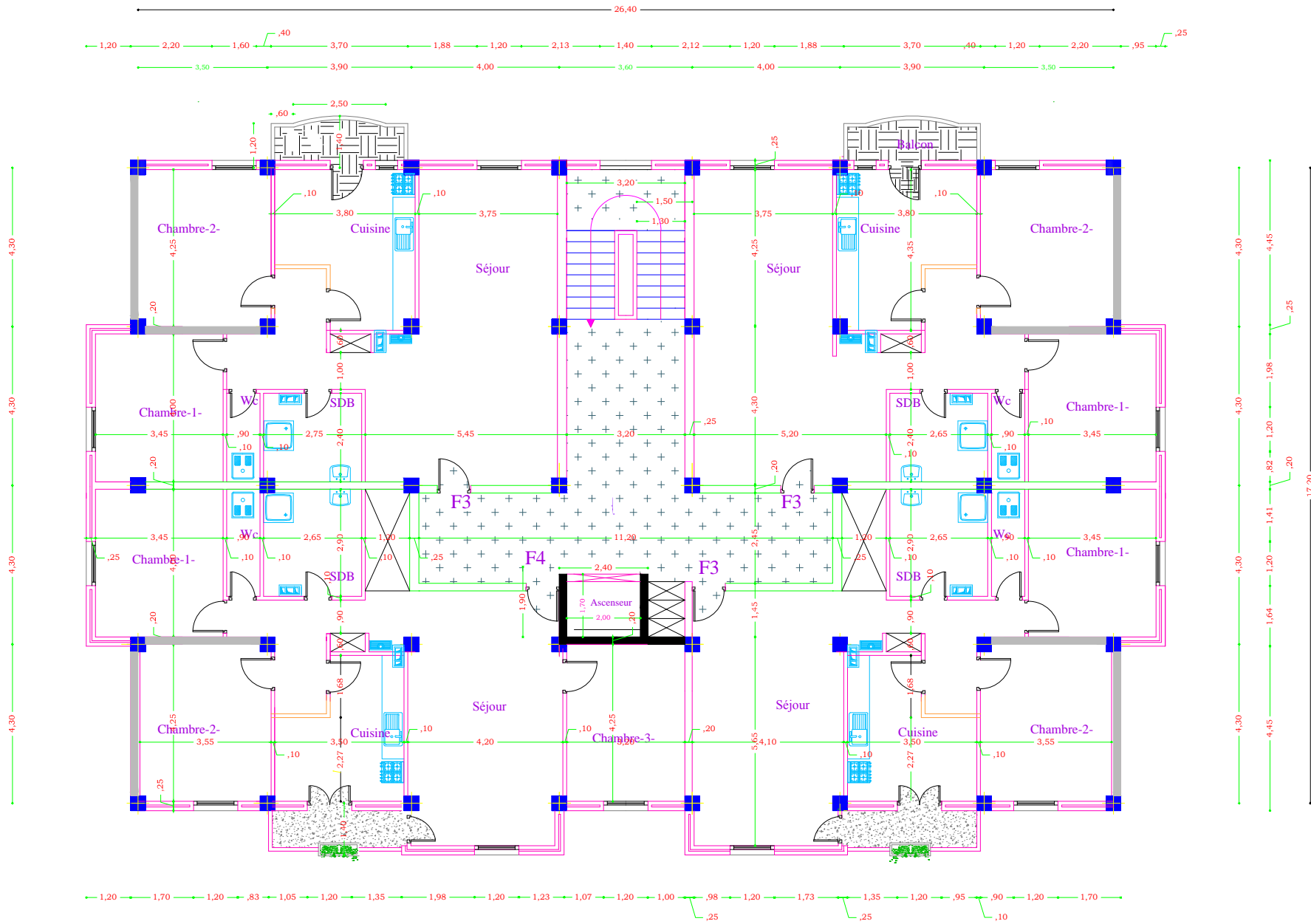
Mr: TABTA BILLEL

Plan RDC

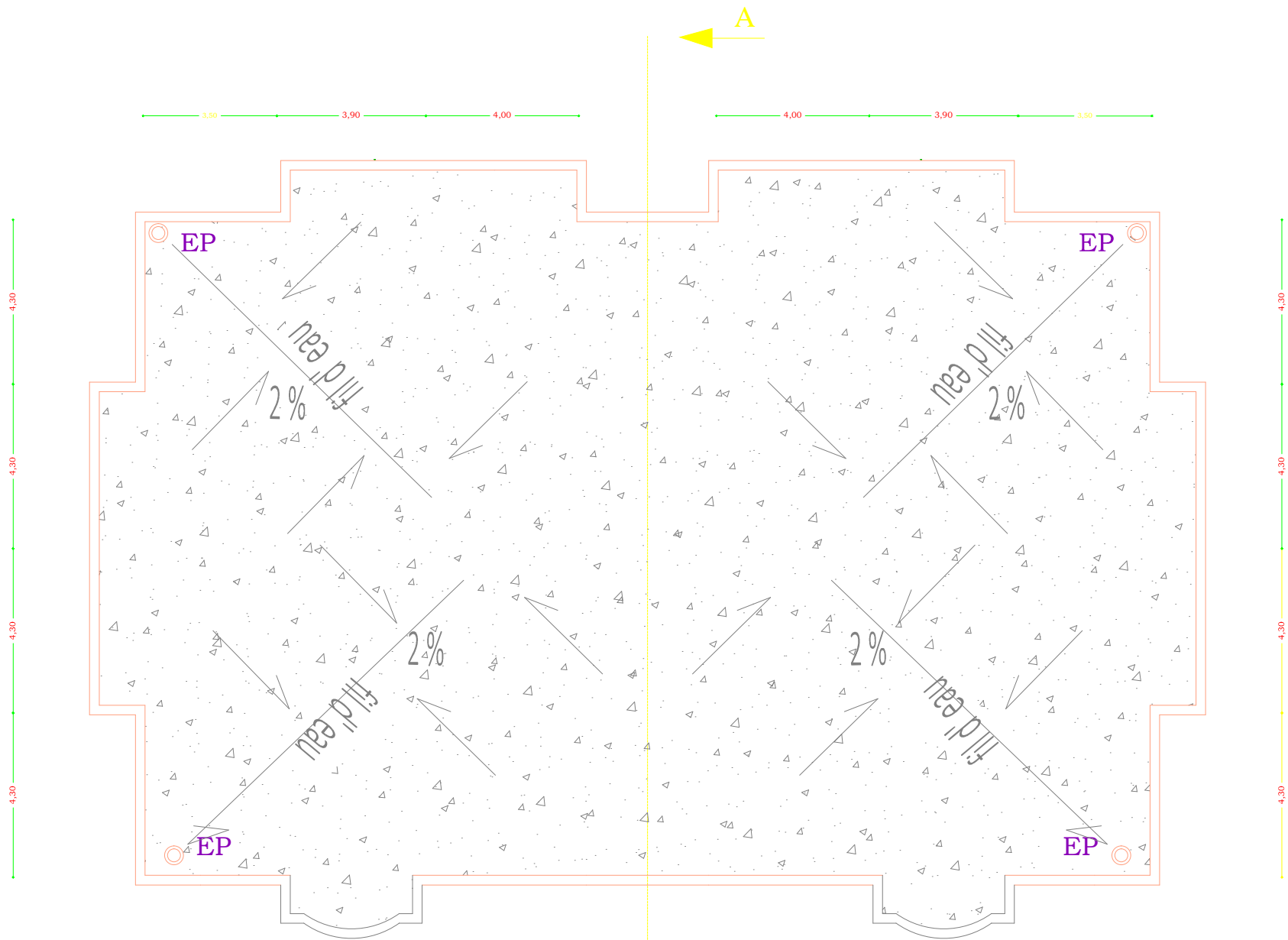
plan : 5

Plan Architectural

2018



| | | | |
|--|----------------------------------|---|----------|
| UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI OUZOU | | Faculté du génie de la construction Département de génie civil | |
| Mr: TABTA BILLEL | plan de coffrage d'étage courant | | plan : 6 |
| Plan Architectural | | | 2018 |



A

A

UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

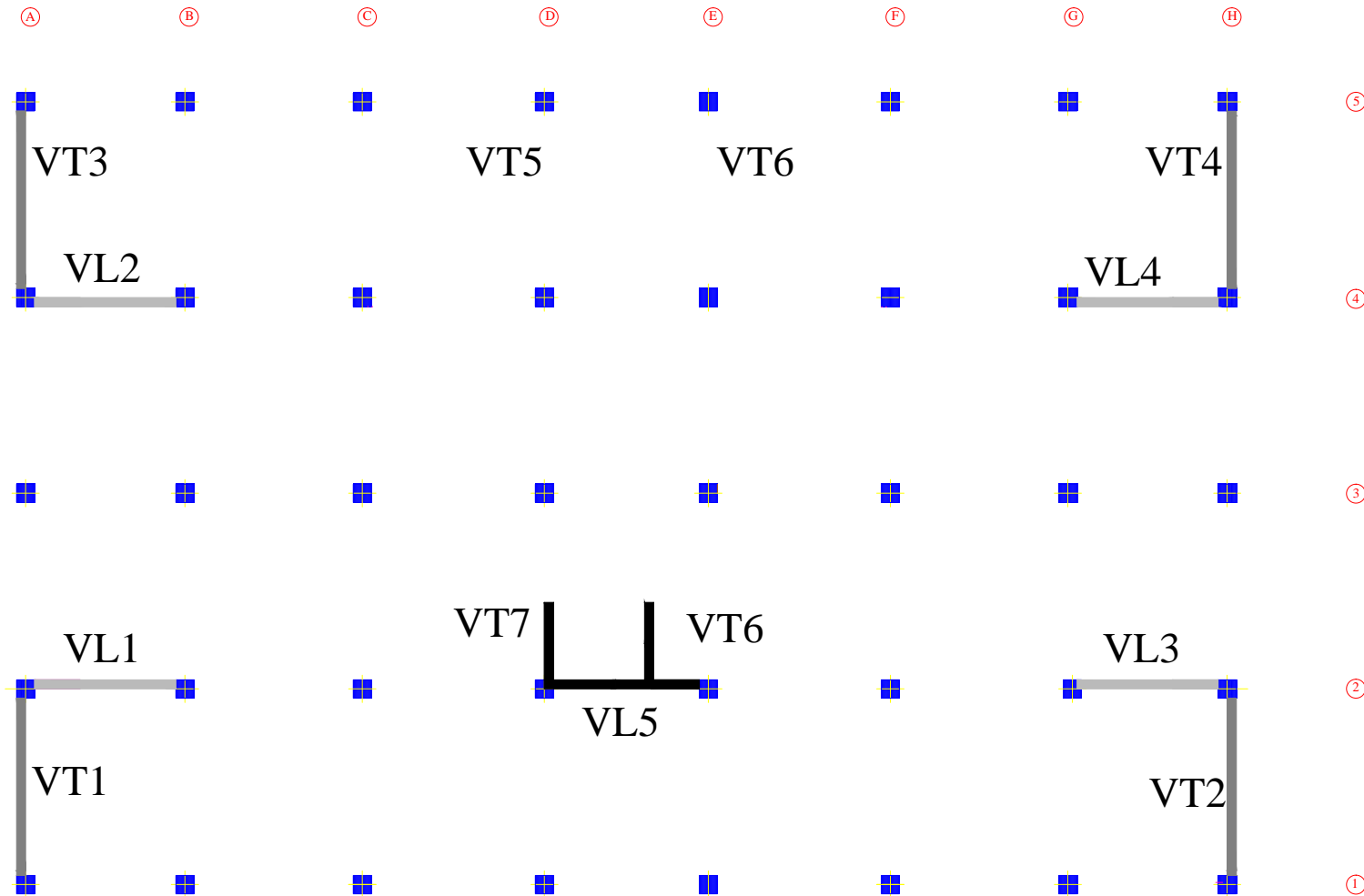
Mr: TABTA BILLEL

Plan de terrasse

plan : 7

Plan Architectural

2018



DISPOSITION DES VOILES

| | | | |
|---|---------------------------|---|----------|
| UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU | | Faculté du génie de la construction Département de génie civil | |
| Mr: TABTA BILLEL | La disposition des voiles | | plan : 8 |
| Plan Architectural | | | 2018 |

Le sommaire

Chapitre I : Présentation de la structure

| | | |
|------|--|---|
| I.1) | Caractéristiques géométriques de l'ouvrage : | 5 |
| I.2) | Les éléments de l'ouvrage : | 5 |
| I.3) | Etude du sol : | 6 |
| I.4) | Principe des justifications (ArtA 1.2 BAEL 91) : | 6 |

Chapitre II : Pré-dimensionnement

| | | |
|-------|---------------------------------|----|
| II.1) | Les planchers : | 14 |
| II.2) | Dalle pleine : | 15 |
| II.3) | Les poutres : | 16 |
| II.4) | Le voile : | 18 |
| II.5) | les poteaux : | 19 |

Chapitre III : éléments secondaires

| | | |
|--------|---|----|
| III.1) | L'acrotère : | 31 |
| III.2) | Calcul des planchers | 38 |
| III.3) | l'escalier : | 61 |
| III.4) | poutre palière | 74 |
| III.5) | Les porte-à-faux | 81 |
| III.6) | Etude de la salle machine : | 90 |
| III.7) | Calcul des balcons : | 98 |

Chapitre IV : Etude de contreventement

| | | |
|-------|---|-----|
| IV.1) | Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres : | 103 |
| IV.2) | Etude à la torsion : | 111 |
| IV.3) | Calcul des inerties fictives des portiques : | 113 |

Chapitre IV : Modélisation et Vérification des résultats

| | | |
|------|--|-----|
| V.1) | Expos de la méthode d'analyse modale spectrale | 122 |
| V.2) | Vérification aux exigences de l'RPA 99 modifié en 2003 | 135 |

Chapitre VI : Ferrailage des éléments principaux

| | | |
|-------|--|-----|
| VI.1) | Ferrailage des poutres | 147 |
| VI.2) | Ferrailage des Poteaux : | 165 |
| VI.3) | Ferrailage des voiles | 173 |

Chapitre VII : Infrastructure

| | | |
|--------|--|-----|
| VII.1) | Choix du type de fondation : | 193 |
| VII.2) | Semelle isolée : | 194 |
| VII.2) | Semelles filantes : | 195 |
| VII.3) | Etude du radier général : | 198 |

Chapitre VIII : mur de soutènement

| | | |
|---------|---|-----|
| VIII.1) | Pré-dimensionnement du mur plaque : | 219 |
| VIII.2) | Calcul des sollicitations : | 219 |
| VIII.3) | Calcul des sections d'armatures : | 222 |

Les plans d'exécution

Conclusion

La bibliographie

Introduction générale

La **construction parasismique** regroupe l'étude du comportement des bâtiments et des structures sujets à un chargement dynamique du type sismique et la réalisation de la superstructure et infrastructures résistant aux tremblements de terre.

Les objectifs principaux de la construction parasismique sont de :

- Comprendre l'interaction entre la superstructure et l'infrastructure de génie civil ou entre l'infrastructure de génie civil et le sol,
- Prévoir les conséquences potentielles des tremblements de terre,
- Concevoir et construire des structures résistantes aux séismes, conformément aux normes de construction locales.

En Algérie, les expériences vécues, durant les derniers séismes, ont conduit les pouvoirs publics avec l'assistance des experts du domaine à revoir et à modifier le règlement parasismique Algérien en publiant le RPA99 version 2003 dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiés. Ce règlement vise à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

Dans le présent travail, on présentera « **l'étude d'un bâtiment (S-sol+R+7) à usage d'habitation, commercial et bureautique avec l'application du logiciel ROBOT v 2016** »

L'étude de ce projet sera menée selon les étapes principales suivantes:

- ✓ La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition de ses différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- ✓ La deuxième étape sera la détermination des actions verticales présentes dans le bâtiment et le prédimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.
- ✓ La troisième étape sera le calcul des éléments secondaires (Acrotère, Planchers...).
- ✓ La quatrième étape portera sur l'étude de contreventement.
- ✓ La cinquième étape portera sur la modélisation de la structure et vérification des exigences du RPA.
- ✓ La sixième étape portera sur le ferrailage de la structure (poutres, poteaux, voiles).
- ✓ La septième étape portera sur l'étude des fondations
- ✓ La huitième étape portera sur l'étude le mur du soutènement
- ✓ On terminera le travail par une conclusion générale.

Introduction :

Le projet en question consiste à étudier une structure en béton armé composée d'un sous-sol à usage commercial et un RDC à usage bureautique, plus 7 étages d'habitation implantée à la wilaya de Tizi-ouzou

Selon les classifications établies par le règlement parasismique Algérien on a un bâtiment à de moyenne importance group d'usage 2 implanté dans une zone de moyenne sismicité **Zone IIa**

I.1) Présentation de l'ouvrage :**Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :**

- La hauteur totale :..... 29.52 [m]
- Hauteur totale du sous sol :.....4.08 [m]
- La hauteur du RDC : 3.06 [m]
- La hauteur d'étage courant :..... 3.06 [m]
- La longueur du bloc :26.40 [m]
- La largeur du bloc : 17.20 [m]

Les éléments de l'ouvrage :**Ossature :**

Le contreventement du bâtiment est à ossature mixte, composé de :

- Poteaux et poutres, formant un système de portiques dans les deux sens transversal et longitudinal, destinés à reprendre les charges et surcharges verticales et une partie des charges horizontales.
- Des voiles en béton armé disposés dans les deux sens longitudinal et transversal, constituant un système de contreventement assurant la rigidité et la stabilité de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales et ils reprennent une partie des charges verticales.

Plancher :

Les planchers peuvent être des planchers à corps creux ou dalle pleine limitant les étages et supportant les revêtements chargés. Les planchers assurent deux fonctions :

Fonction de résistance mécanique :

Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitations et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.

Fonction d'isolation :

Ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Le plancher terrasse sera inaccessible avec un système d'étanchéités multicouches et une pente de (2%) pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

Maçonnerie : on a deux types

-Murs de façades : réalisés en double cloisons de briques creuses de 10[cm] séparée par une lame d'air de 5cm.

-Murs de séparations intérieurs : réalisés en simple cloison de briques de 10[cm] dans le rôle de séparer les différentes pièces d'un étage du bâtiment.

Les escaliers :

Le bâtiment est muni d'une cage d'escaliers, assurant la circulation sur toute

La hauteur du bâtiment. Ils sont réalisés en béton armé à deux volées coulées sur place, et le coulage s'effectuera par étage.

Les revêtements :

- carrelage pour les planchers et les escaliers.
- céramique pour les salles d'eaux et cuisines.

Les enduits :

- mortier de ciment pour les murs de façades, cages d'escaliers et les locaux humides.
- plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.

I.2) Etude du sol :

D'après le rapport géotechnique (résultat d'une série d'essais établis) sur un des trains qui est se situe à proximité du notre, le sol présente une bonne assiette pour le bâtiment, La contrainte admissible est calculée à partir des essais de pénétration dynamique à 1[m] de profonde.

La admissible sera calcules à titre indicatif selon la relation de Meyerhof :

$$\sigma_{adm} = R_p / F$$

Avec : $R_p = 81$ résistance minimale enregistré à proximité de la profondeur d'ancrage pour l'ensemble du site $F = 30$ (facteur de sécurité)

L'étude géologique du site à donnée une contrainte admissible de **2,7 bars**

Donc on a **un site FERME** d'après RPA99 version 2003.

I.3) Principe des justifications (ArtA 1.2 BAEL 91) :

Les calculs justificatifs seront conduits suivant la théorie des états limites, un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un des éléments) est strictement satisfaite et cessera de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

Les différents états limitent :

(i) Etat limite ultime (ELU) :

qui correspond à l'un des états limites suivants :

- état limite ultime d'équilibre statique.
- état limite ultime de la résistance et de la fatigue des matériaux (non rupture).
- état limite ultime de stabilité de forme (non flambement).

(ii) L'état limite de service

C'est l'état au delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites, on distingue :

- Etats limites de service vis-à-vis de la compression du béton.
- Etats limites d'ouverture des fissures.
- Etats limites de service de déformation.

I.4) Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.4.1) Béton :

Il sera préparé suivant une étude de composition établie par laboratoire en utilisant les matériaux : sable, graviers, ciment et eau.

Le ciment utilisé est de classe 425 (CPJ425) dosé à 350 kg/m^3 de béton.

Le béton du présent ouvrage sera conforme aux règles BAEL91 et le RPA 99 révisé 2003 applicable en ALGERIE.

Le dosage courant se fait selon plusieurs méthodes de calcul exp méthode d'Abrams, méthode de Faury..., comme la plus pratique l'abaque Drein-gorisse.

(i) La résistance caractéristique du béton à la compression :

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours notée f_{c28} ,

Pour l'étude de ce projet on prend $f_{c28}=25 [MPa]$.

La résistance caractéristique à la compression à $j \leq 28$ jours est définie par

[Art A.2.111 /BAEL91]:

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ [Mpa].}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ [Mpa].}$$

La résistance caractéristique de béton à la traction :

La résistance caractéristique du béton à la traction à j jours notée f_{ij} est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{Avec: } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad [\text{Art A.2.1,12/BAEL 91}]$$

Dans notre cas :

$$\text{à } t = 28 \text{ jours, } f_{t28} = 2.1 \text{ [Mpa].}$$

La contrainte limite de service à la compression :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ [MPa].}$$

La contrainte limite ultime à la compression :

$$f_{bu} = \frac{0,85f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{en [MPa]} \quad [\text{Art A.4.3,41/BAEL91}]$$

θ : Coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions.

$\theta = 1$: si la durée d'application est > 24 heures.

$\theta = 0,9$: si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures.

$\theta = 0,85$: si la durée d'application est < 1 heure.

γ_b : Coefficient de sécurité qui a pour valeurs :

$\gamma_b = 1,5$ dans le cas d'une situation courante.

$\gamma_b = 1,15$ dans le cas d'une situation accidentelle.

- situation courante $j = 28j$ $f_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ [MPa]}$

- situation accidentelle $j = 28j$ $f_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1.15} = 18,48 \text{ [MPa]}$

Diagrammes contraintes-déformation du béton : [Art A.4.3,41/BAEL91]

Le diagramme contraintes (σ_{bc})-déformation (ϵ_{bc}) du béton pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit « parabole – rectangle ».

En compression avec flexion, les déformations relatives du béton sont limitées à 3,5‰.

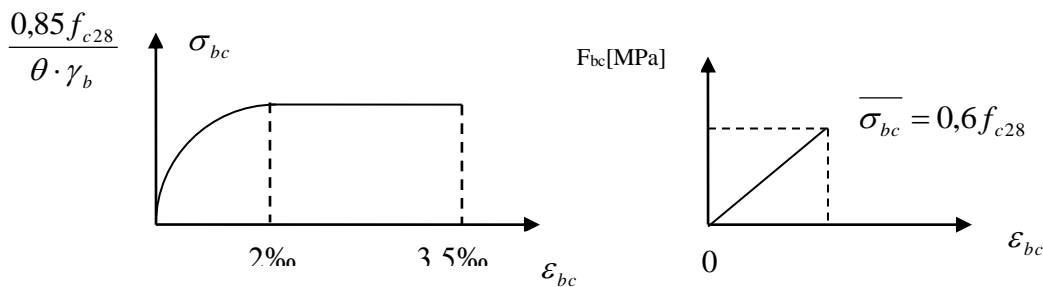


Diagramme contrainte déformation

Diagramme contrainte déformation

Du béton à L'ELU

Du béton à L'ELS

$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$ compression pure avec : ε_{bc} raccourcissement du béton.

$2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$ compression avec flexion.

En compression pure, les déformations relatives du béton sont limitées à 2‰.

Module de déformation longitudinale :

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et de la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de modules :

Module de déformation instantanée

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ en [MPa]} \quad (\text{BAEL91 / Art 2.1.21}) :$$

D'où : pour $f_{c28} = 25 \text{ [Mpa]} \Rightarrow E_{i28} = 32164,195 \text{ [Mpa]}$

Module de déformation différée

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte de l'effet du fluage du béton, on prend un module égal à

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ en [MPa]} \quad (\text{BAEL91 / Art 2.1.3})$$

D'où : $E_{vj} = 10818,86 \text{ [Mpa]}$

Module de déformation transversale :

Le module de déformation transversale noté « G » est donné par la formule suivante:

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

E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson ν :

Il est défini par le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale il est égal à :

$\nu = 0$ (à l'ELU) pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré.

$\nu = 0,2$ (à l'ELS) pour le calcul en considérant le béton fissuré.

Contrainte tangentielle conventionnelle : [Art 5.1, 1 /BAEL91 modifié 99]

Elle est donnée par la formule suivante : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d}$

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

-Cas d'une fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min\left(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5[MPa]\right)$$

-Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min\left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4[MPa]\right).$$

I.4.2) Aciers :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression.

Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 02 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

| Type d'acier | Nomination | Symbole | Limite d'élasticité FeE en MPa | Coefficient de fissuration | Coefficient de scellement ψ |
|--------------------|--|---------|--------------------------------|----------------------------|----------------------------------|
| Aciers en Barre | Haute adhérence FeE400 | H A | 400 | 1,6 | 1,5 |
| Aciers en treillis | Treillis soudé (T S) TL 520($\Phi \leq 6$) | T S | 520 | 1,3 | 1 |

Tableau I-1 : Caractéristiques des aciers

(A) Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier pris égal à :

$$E_s = 2 \times 10^5 [MPa]$$

Les contraintes limite :

A l'ELU : [Art A.4.3,2/BAEL91 modifié 99]

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

Avec :

γ_s : Coefficient de sécurité : $\gamma_s = 1,15$ situation durable.

$\gamma_s = 1$ situation accidentelle.

A l'ELS: [Art A.4.3,2/BAEL91 modifié 99]

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), d'après les règles BAEL 91, on distingue trois cas de fissurations :

Fissuration peu nuisible :

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer. $\sigma_s \leq f_e$ [Art A.4.5,32/BAEL91 modifié 99]

Fissuration préjudiciable :

Cas des éléments exposés aux intempéries, risque d'infiltration.

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left[\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right] \quad [\text{Art A.4.5,33/BAEL91 modifié 99}]$$

Avec : η coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses.

$\eta = 1,6$ pour les aciers haute adhérences.

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton à «j» jours

Fissuration très préjudiciable :

Cas des éléments exposés aux intempéries, risque d'infiltration.

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \quad [\text{Art A.4.5.33/BAEL91 modifié 99}]$$

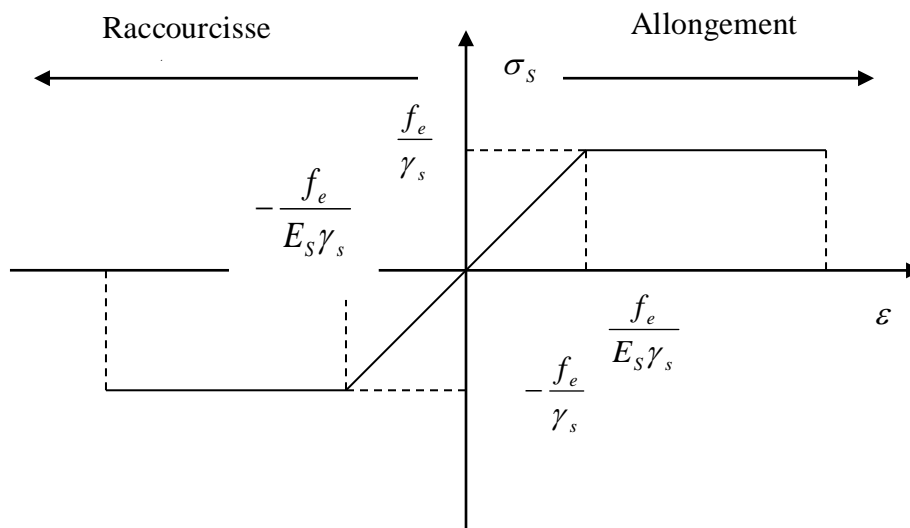
Protection des armatures : [BAEL91/Art7.1]

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et préserver les armatures des effets des intempéries et des agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

$C \geq 1$ cm : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

$C \geq 3$ cm : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).

$C \geq 5$ cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.

Diagrammes des contraintes-déformation de l'acier : [ArtA.2.2,1/BAEL91modifié99]

Introduction :

Le pré-dimensionnement a pour le but de pré-calcul des différentes sections résistantes de la structure cette étape représente le point de départ et la base de la justification de la résistance et la stabilité et la durabilité des éléments de la structure ; afin d'arriver à déterminer les sections minimales les plus économiques et résistantes

II.1) Les planchers :

Les planchers sont des aires horizontales limitant les différents niveaux d'un bâtiment, capables de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux. Ils doivent être conçus d'une façon à :

- Supporter leurs poids propres et les surcharges.
- Isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages.
- Transmettre les efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement.
- Dans notre projet, on distingue deux types de planchers :

II.1.1) Planchers en corps creux :

Il s'agit de planchers, constitués de corps creux posés sur des poutrelles préfabriqués servant de coffrage perdu d'une part, et d'isolant acoustique et thermique d'autre part, le tout complété par une dalle de compression de 4 à 6 [cm] d'épaisseur réalisée en béton coulé sur place, armée par un treillis soudé de nuance (TLE520) dont les mailles ne dépassant pas :

20 [cm] pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.

30 [cm] pour les armatures parallèles aux poutrelles.

L'épaisseur des planchers sera déterminée à partir de la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec :

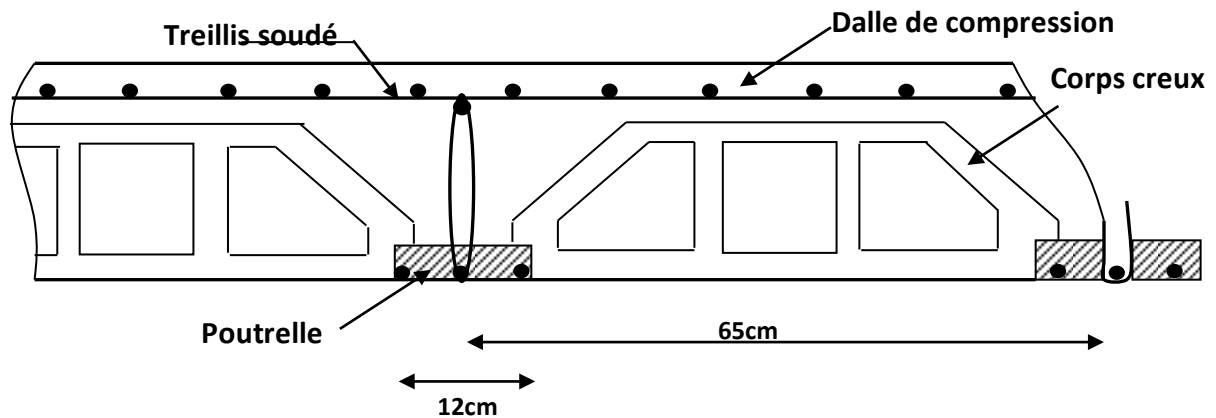
h_t : L'épaisseur des planchers

L : la portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles, dans notre cas la portée libre maximale : $L=400-25=375$ [cm]. (25[cm] est la section minimale donnée par le RPA 99 en zone IIa) Ce qui nous donne :

$$h_t = \frac{375}{22.5} = 16.67 \text{ [cm]}$$

On opte pour un plancher de (16+4) c'est-à-dire $h_t=20$ [cm]

D'où l'épaisseur du corps creux est de 16[cm] et l'épaisseur de la dalle de compression et de [4cm].



FigII. 1 Schéma d'un plancher en corps creux

II.2) Dalle pleine :

C'est une dalle réalisée en béton armé uniquement. Elle repose avec ou sans continuité sur deux ou plusieurs appuis constitués de poutres ou de refends.

La réalisation d'une dalle pleine nécessite la mise en place d'un coffrage sur toute la surface concernée.

(A) Balcons :

L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion. Dans notre cas la dalle est considérée comme une console encastree.

$$e_p \geq L/10$$

Avec :

L: la largeur de la console.

$$e_p \geq 140/10 \text{ d'où } e_p \geq 14.0[\text{cm}].$$

On prend $e_p = 15[\text{cm}]$.

II.3) Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs en béton armé (horizontales et linéaires), faisant partie de l'ossature du plancher. Elles reçoivent les actions mécaniques (efforts et moments) et les transmettent aux éléments verticaux (poteaux, voiles), on distingue :

Les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles.

Les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Le pré dimensionnement des poutres sera effectué selon les lois suivantes :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad 0.4h \leq b \leq 0.7h$$

L : désigne la plus grande portée libre des poutres.

Tout en respectant les conditions du *RPA99 (article 7.5.1)*, relatives au coffrage des poutres à savoir :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ [cm]} \\ h \geq 30 \text{ [cm]} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \text{ [cm]} \\ b_{\max} \leq 1.5h + b \end{array} \right.$$

Poutres principales :

Elles supportent les poutres secondaires et les poutrelles et elles se reposent sur des porteurs verticaux (poteaux et voiles).

- La hauteur : elle est donnée par la formule suivante : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

$$L = 430 - 25 = 405 \text{ [cm]}$$

$$405/15 \leq h \leq 405/10 \Rightarrow 27 \leq h \leq 40.5$$

$$\text{Soit : } h = 40 \text{ [cm].}$$

- La largeur : elle est donnée par la formule suivante :

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

$$0,4(40) \leq b \leq 0,7(40) \Rightarrow 16 \leq b \leq 28$$

$$\text{Soit : } b = 30 \text{ [cm]}$$

Remarque : pour faciliter la mise en œuvre du coffrage on adoptera la valeur $b = 30 \text{ cm}$

II.3.1.1) Poutres secondaires:

Elles sont parallèles aux poutrelles. Leurs rôles est de transmettre les efforts aux poutres principales.

- La hauteur: Elle est donnée par : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

$$L=400 - 25 = 375 \text{ [cm]}$$

$$375/15 \leq h \leq 375 /10 \Rightarrow 25 \leq h \leq 37.5$$

$$\text{Soit : } h=35[\text{cm}]$$

- La largeur : elle est donnée par : $0.4 h \leq b \leq 0.7 h$

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \Rightarrow 14 \leq b \leq 24.5$$

$$\text{Soit : } b=25[\text{cm}]$$

Vérification des conditions exigées par le RPA :

| Condition | Poutres principales | Poutres secondaires | Vérification |
|--------------------------|---------------------|---------------------|--------------|
| $h \geq 30 \text{ [cm]}$ | 40 [cm] | 35 [cm] | vérifiée |
| $b \geq 20 \text{ [cm]}$ | 30 [cm] | 25 [cm] | vérifiée |
| $h/b \leq 4$ | 1.4 | 1.4 | vérifiée |

Conclusion :

Enfin , on adoptera pour les poutres dimensions suivantes :

Poutres principales : $h= 35 \text{ [cm]}$; $b = 25[\text{cm}]$.

Poutres secondaires: $h = 35 \text{ [cm]}$; $b = 25[\text{cm}]$.

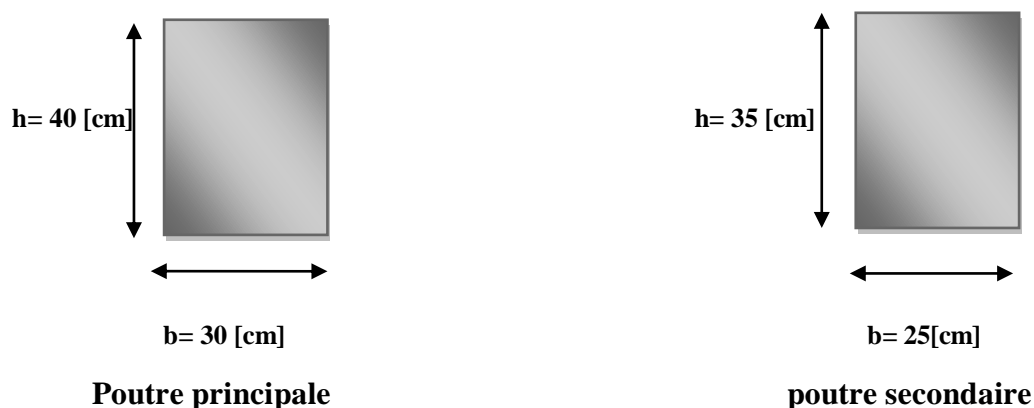
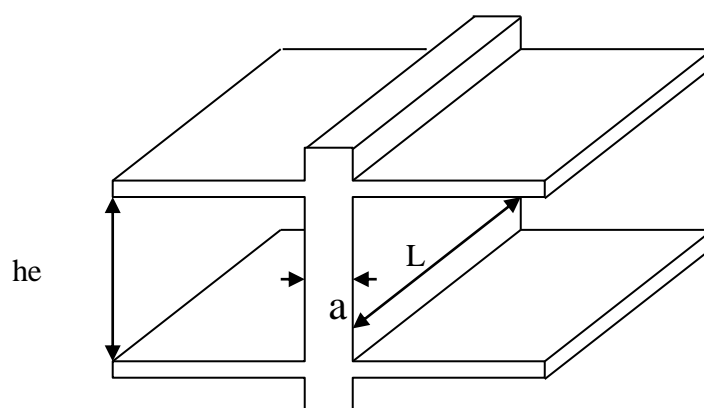
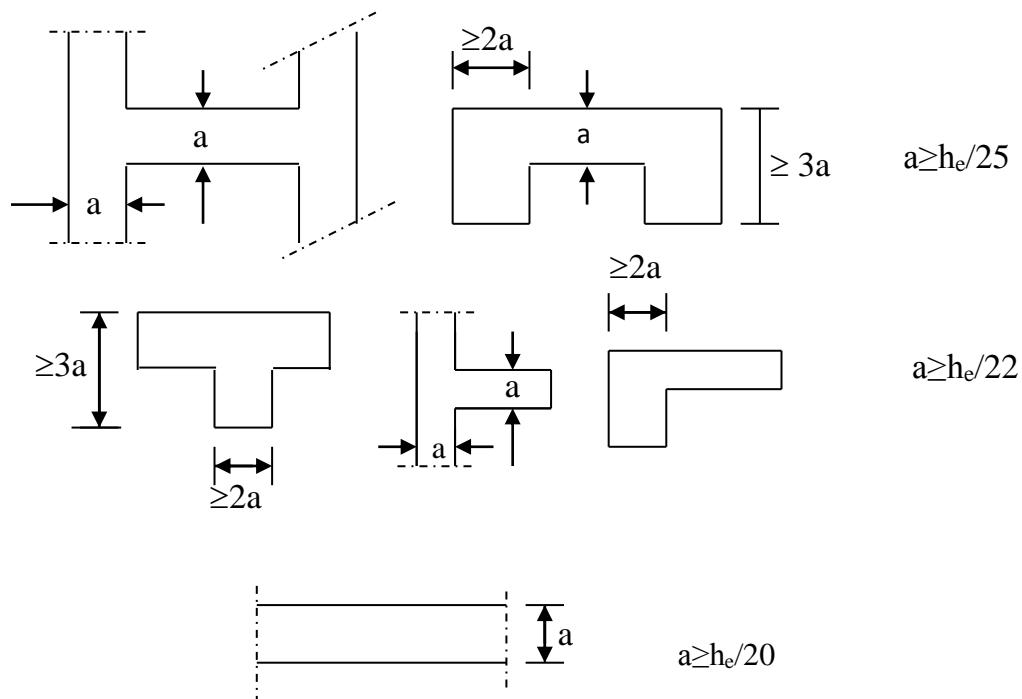


Fig II-2 : coupe des sections des poutres

II.4) Le voile :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulé sur place .Ils sont destinés, d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet de charges horizontales.

Le pré dimensionnement sera fait conformément à l'article (7-7-1 de RPA99 modifié 2003).



L'épaisseur des voiles est donnée par la formule suivante :

$$e_p \geq \left(\frac{h_g}{25}, \frac{h_g}{22}, \frac{h_g}{20} \right) = \frac{h_g}{20}$$

- Au niveau du sous sol:

$$h_g = 4.08 - 0.35 = 3.73 \text{ [m]}$$

$$e_p \geq 373 / 20 = 18.65 \Rightarrow e_p \geq 18.65 \text{ [cm]} \quad \text{Soit } e_p = 20 \text{ [cm]}$$

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa largeur L doit être supérieure ou égale à 4ep

$$L \geq 4 \times 20 = 80 \text{ [cm]} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

II.5) les poteaux :

Ce sont des éléments porteurs qui transmettent aux fondations un pourcentage les efforts provenant de la superstructure. Le pré dimensionnement des poteaux sera fait à l'ELS en compression simple, en considérant un effort N qui sera appliqué sur la section de béton du poteau le plus sollicité ; cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$$

S : section transversale du poteau.

N : effort de compression repris par les poteaux avec $N=G+Q$

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation

σ_{bc} : Contrainte limite de service du béton en compression : $\sigma_{bc} = 15 \text{ [MPa]}$

II.2.1.2) Charges et surcharges

(A) Charges permanentes :

(i) Plancher terrasse (corps creux) :

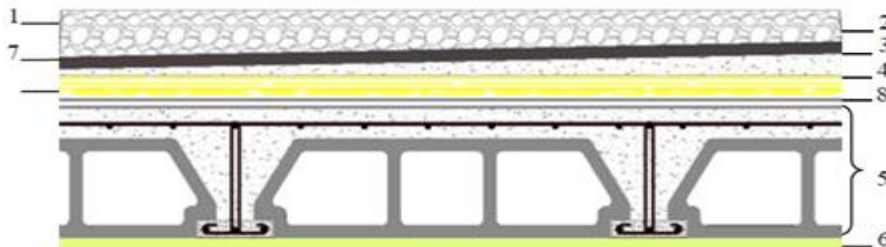


Figure II-5 composant d'un plancher de terrasse a corps creux

| N° | Eléments | Epaisseur (m) | ρ poids volumique (KN/ m ³) | G charges(KN/ m ²) G=ep× ρ |
|--------------------------|---------------------------------|---------------|--|--|
| 1 | Couche de gravillon | 0.05 | 20 | 1 |
| 2 | Etanchéité multiple | 0.02 | 06 | 0.12 |
| 3 | Forme de pente | 0.07 | 22 | 1.54 |
| 4 | Isolation thermique en liège | 0.04 | 04 | 0.16 |
| 5 | Feuille de polyane (par-vapeur) | - | 0.01 | 0.01 |
| 6 | Plancher corps creux | (16+4) | - | 2.8 |
| 7 | Enduit de plâtre | 0.02 | 10 | 0.2 |
| G_{TOTAL} | | | | 5.83 |

Tableau II.1 : Poids des différents éléments constituant le plancher terrasse

(ii) Plancher étages courants (corps creux) :

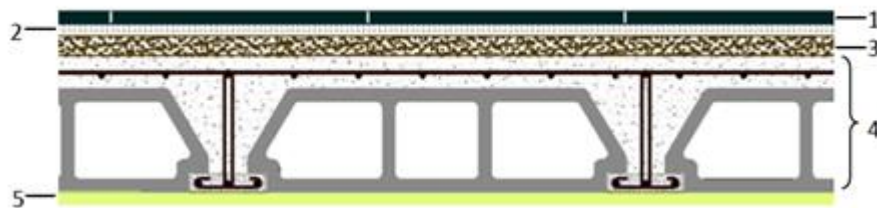


Figure II.6 coupe d'un plancher d'étage courant

| N° | Eléments | Epaisseur (m) | ρ poids volumique (KN/ m ³) | G charges (KN/ m ²) G=ep× ρ |
|--------------------------|-----------------------------|---------------|--|---|
| 1 | Revêtement en carrelage | 0.02 | 22 | 0.44 |
| 2 | Mortier de pose | 0.03 | 20 | 0.60 |
| 3 | Couche de sable | 0.02 | 18 | 0.36 |
| 4 | Plancher corps creux | (16+4) | - | 2.67 |
| 5 | Enduit de plâtre | 0.02 | 10 | 0.2 |
| 6 | Maçonnerie en brique creuse | 0.10 | 10 | 1.00 |
| G_{total} | | | | 5.27 |

Tableau II.2 Poids des différents éléments constituant le plancher d'étage courant

(iii) Dalle pleine (balcon) Terrasse :

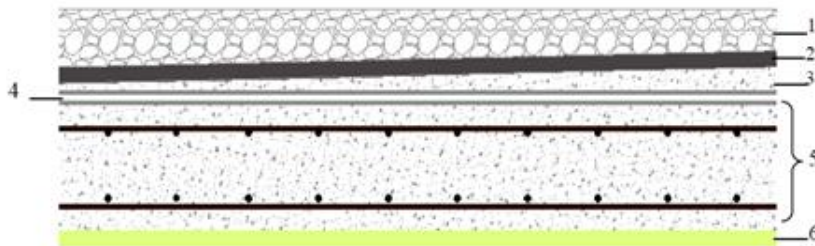


Figure II.7 composant d'une dalle pleine de terrasse

| N° | Eléments | Epaisseur (m) | ρ poids volumique (KN/ m ³) | G charges (KN/ m ²) $G=ep \times \rho$ |
|----------------|----------------------------|---------------|--|---|
| 1 | Couche de gravillons 15/25 | 0.04 | 20 | 0.8 |
| 2 | Etanchéité multi couche | 0.02 | 06 | 0.12 |
| 3 | Forme de pente en béton | 0.1 | 22 | 2.2 |
| 4 | Isolation en polystyrène | 0.04 | 3 | 0.12 |
| 5 | Planché an dalle pleine | 0.15 | 25 | 3.75 |
| 6 | Enduit de ciment | 0. 015 | 22 | 0.33 |
| G total | | | | 7.32 |

Le tableau II.3 : poids du différent élément constituant le plancher dalle pleine terrasse

(iv) Dalle pleine (balcon) :

| N° | Eléments | Epaisseur (m) | ρ poids volumique (KN/m ³) | G charges (KN/m ²) $G=ep \times \rho$ |
|---------------|--------------------------|---------------|---|--|
| 1 | Revêtement en carrelage | 0.02 | 22 | 0.44 |
| 2 | Mortier de pose | 0.2 | 20 | 0.4 |
| 3 | Couche de sable | 0.2 | 18 | 0.36 |
| 4 | Plancher en dalle pleine | 0.15 | 25 | 3.75 |
| 5 | Enduit de ciment | 0. 015 | 22 | 0.33 |
| Gtotal | | | | 5.32 |

Le tableau II.4 : poids des différents éléments constituant le plancher dalle pleine étage courant

(v) Mur extérieur :

* c'est un mur en double cloison de 25[cm] d'épaisseur.

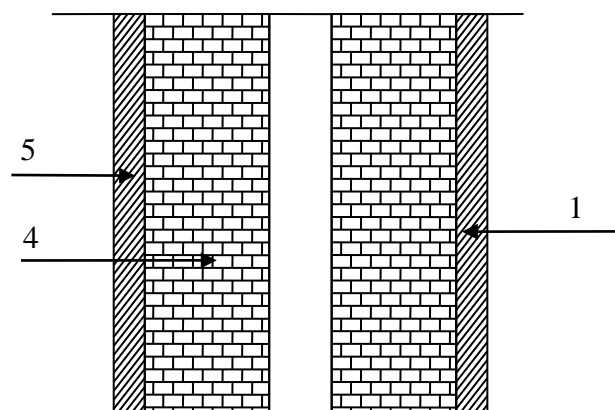


Figure II.8 la coupe vertical d'un mur extérieure

| N ⁰ | Eléments | Epaisseur (m) | ρ poids volumique (KN/m ³) | G charges (KN/m ²) $G=ep \times \rho$ |
|----------------|--------------------------|---------------|---|--|
| 1 | Enduit extérieur | 0.02 | 18 | 0.36 |
| 2 | Brique creuse | 0.10 | 09 | 0.9 |
| 3 | Lame d'air | 0.05 | - | - |
| 4 | Brique creuse | 0.10 | 09 | 0.9 |
| 5 | Enduit intérieur | 0.02 | 10 | 0.2 |
| | G_{total} | | | 2.36 |

Tableau II.5 poids des différents éléments constituant le mur extérieur

(vi) Mur de séparation :

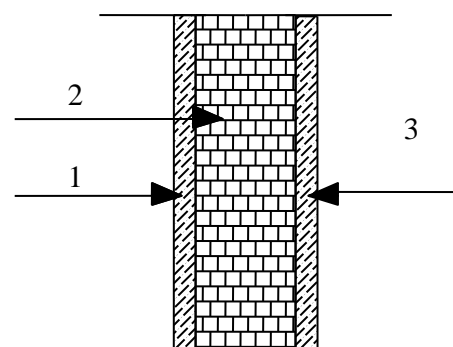


Figure II.5 la coupe vertical d'un mur instruire

| N ^o | Eléments | Epaisseur (m) | ρ poids volumiques (KN/m ³) | G charges (KN/m ²) G=ep×ρ |
|--------------------------|------------------|---------------|---|--|
| 1 | Enduit de plâtre | 0.02 | 10 | 0.2 |
| 2 | Brique creuse | 0.10 | 09 | 0.9 |
| 3 | Enduit de plâtre | 0.02 | 10 | 0.2 |
| G_{total} | | | | 1.30 |

(vii) Acrotère : h_t=60cm

La charge permanente G est :

$$G = \rho \times S \times 1m.$$

$$S = (0.5 \times 0.1) + (0.2 \times 0.07) + (0.2 \times 0.03) / 2 = 0,067m^2$$

$$G = 25 \times 0,067 \times 1 = 1,675 \text{ KN/ml}$$

$$G = 1,675 \text{ KN/ml}$$

Avec $\left\{ \begin{array}{l} \rho : \text{Masse volumique du béton} = 25 \text{ KN/m}^3 \\ S : \text{Section transversale} \end{array} \right.$

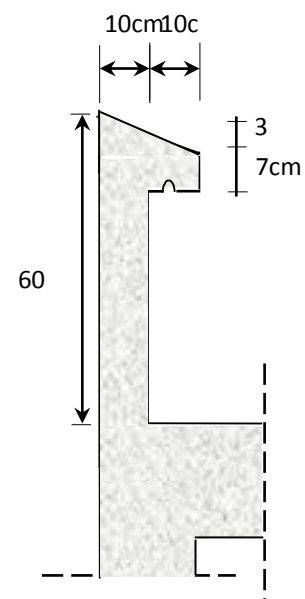


figure II.6: coupe verticale l'acrotère

(B) Surcharge d'exploitation :

- Plancher terrasse inaccessible.....1 [KN/m²]
- Plancher étage courant : à usage d'habitation.....1,5 [KN/m²]
- Plancher RDC à usage commercial3.5 [KN/m²]
- Plancher sous-sol usage commercial avec Gallérie.....5.0 [KN/m²]
- Plancher de sous sol.....3,5 [KN/m²]
- Escalier.....2,5 KN/m²
- Balcon3,5 [KN/m²]
- Acrotère.....1[KN/m²]

II.2.1.3) Pré dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement se fait à la compression simple selon l'article (b8.4.1) de CBA93, tous en vérifiant les exigences du RPA. Pour un poteau rectangulaire de la zone IIa, on a :

- $\min (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$
- $\min (b_1, h_1) \geq h_e / 20$
- $1/4 \leq b_1 / h_1 \leq 4$

Les poteaux sont pré dimensionnés à l'état limite de service en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal N_s , tel que : $N_s = G + Q$ avec :

N_s : effort normal repris par le poteau.

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.

L'effort normal N_s sera déterminé à partir de la descente de charge en considérant le poteau le plus sollicité. Dans notre cas le poteau B_2 est le plus sollicité.

La section S est donnée par la formule suivante : $S = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est

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

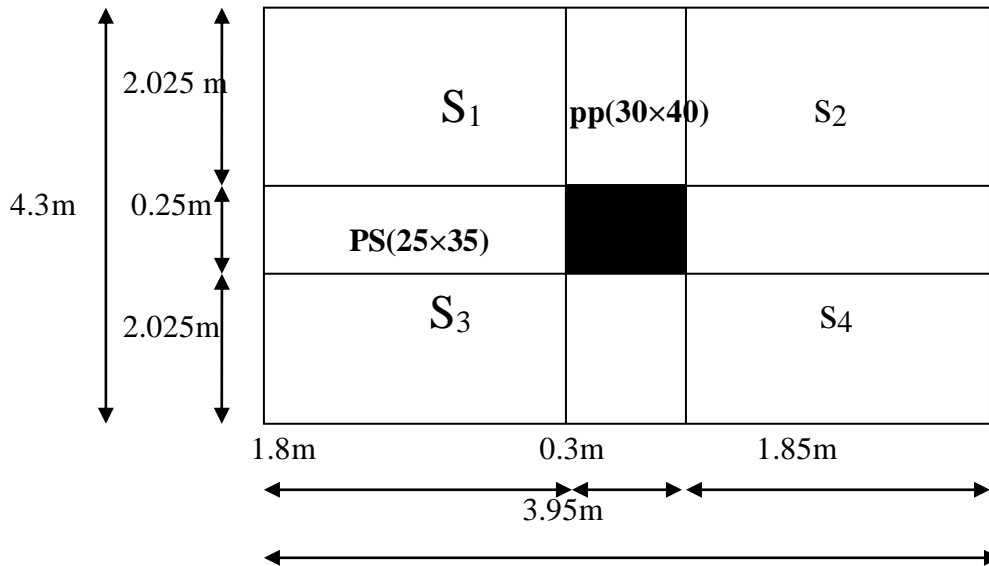
limité par la condition suivante :

La section S est donnée par la formule suivante : $S = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc}$ contrainte de compression admissible du béton égale à 15 MPa.

(A) Calcul de l'effort normal sous poteau

Le poteau le plus sollicité correspond au croisement des portiques (6) et (D) comme le montre la figure suivante :



$$S_e = [(2 \times 2.15) - 0.25] [(1.95 + 2) - 0.3] = 14.7825 \text{ [m}^2\text{]}$$

Calcul du poids propre des éléments :

Pour tenir compte du poids du poteau, on suppose une section du poteau (25x25) → Section minimale exigée par le RPA99 modifié 2003. $P = G \times S$

(i) poids de la poutre :

- poutres principales :

$$G_{pp} = 25(0.30 \times 0.40)(4.3) = 12.9 \text{ [KN]}$$

- poutres secondaires :

$$G_{ps} = 25(0.25 \times 0.35)(4) = 8.75 \text{ [KN]}$$

On aura alors le poids de la poutre $=> G_p = 21.65 \text{ [KN]}$

(ii) Poids du plancher :

- Poids du plancher terrasse : $G = 5,83 \times 14.7825 = 86.18 \text{ [KN]}$
- Poids du plancher d'étage courant : $G = 5,27 \times 14.7825 = 77.90 \text{ [KN]}$

(iii) Poids propres des poteaux :

Pour le pré dimensionnement des poteaux, on calcule leurs poids, après avoir fixé les dimensions suivantes pour tous les poteaux de notre structure :

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm.} \\ h = 30 \text{ cm.} \end{array} \right\} \begin{array}{l} Mn(b, h) \geq 30 \text{ cm en zone III} \\ \text{(Art 7.4.1. RPA99/2003)} \end{array}$$

Avec: $h_{libre} = h_{etage} - h_t$

$$h_{libre} = 3,06 - 0,40 = 2,66 \text{ m}$$

$$h_{libre} = 4,08 - 0,40 = 3.68 \text{ m}$$

- De RDC a 8^{ème} étage $G = 0.3 \times 0.3 \times 2.66 \times 25 = 5.985 \text{ [KN]}$
- De sous-sol $G = 0.3 \times 0.3 \times 3.68 \times 25 = 8.28 \text{ [KN]}$

(B) Loi de dégression de charges :

Les règles du BAEL 91 exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation

En raison du nombre d'étage qui compose la tour étudiée $n > 5$, en doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différente.

Donc on peut utiliser la formule préconisée par le D.T.R.C2, 2, p17.

$$\Sigma 0 = Q_0$$

$$\Sigma 1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma 2 = Q_0 + 0,9 (Q_1 + S_2)$$

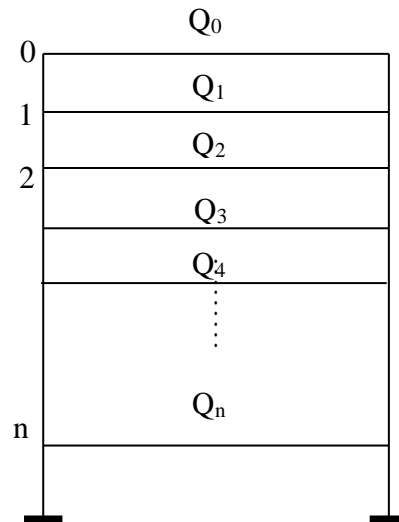
$$\Sigma 3 = Q_0 + 0,8(Q_1 + Q_2 + Q_3) .$$



$$\Sigma n = Q_0 + [(3+n)/2n] \cdot \Sigma_{i=1}^n Q_i \quad \text{Pour } n \geq 5$$

Avec : Q_0 : surcharge d'exploitation a la

Q_i : comme surcharge d'exploitation de l'étage i



(i) Planche terrasse :

$$Q_0 = 1 \times (1.8 + 1.85) \times (2.025 + 2.025) = 14.783 \text{ [KN]}$$

(ii) Planche étage courant :

$$Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = \dots = Q_9 = 1.5 \times 14.7825 = 22.174 \text{ [KN]}$$

(iii) Planche de RDC :

$$Q_{RDC} = Q_{10} = 3.5 \times 14.7825 = 51.74 \text{ [KN]}$$

(iv) Planche de sous sol :

$$Q_{s, SOL} = Q_{11} = 5 \times 14.7825 = 73.91 \text{ [KN]}$$

Coefficient de dégression des surcharges :

| Niv | 8 | 7 | 6 | 5 | 4 | 3 | 2 | 1 | RDC | S sol |
|------|---|---|------|-----|------|-----|------|------|------|-------|
| Coef | 1 | 1 | 0.95 | 0.9 | 0.85 | 0.8 | 0.75 | 0.71 | 0.68 | 0.66 |

(C) Les surcharges cumulées :

$$Q_0 = 14.783 \text{ [KN]}$$

$$Q_1 = Q_0 + Q_1 = 14.783 + 22.174 = 36.957 \text{ [KN]}$$

$$Q_2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 14.783 + 0,95(22.174 \times 2) = 56.9136 \text{ [KN]}$$

$$Q_3 = Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 14.78 + 0,9(22.174 \times 3) = 74.6528 \text{ [KN]}$$

$$Q_4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 14.783 + 0,85(4 \times 22.174) = 90.1746 \text{ [KN]}$$

$$Q_5 = Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_4 + Q_5) = 14.783 + 0,80(5 \times 22.174) = 103.479 \text{ [KN]}$$

$$Q_6 = Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_5 + Q_6) = 14.783 + 0,75(6 \times 22.174) = 114.566 \text{ [KN]}$$

$$Q_7 = Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_6 + Q_7) = 14.783 + 0,71(7 \times 22.174) = 124.9878 \text{ [KN]}$$

$$Q_{RDC} = Q_0 + 0,65(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_7 + Q_{RDC}) = 14.783 + 0,65(7 \times 22.174 + 51.74) = 155.5144 \text{ [KN]}$$

$$Q_{s,sol} = Q_0 + 0,6(Q_1 + \dots + Q_7 + Q_{RDC} + Q_{s,sol}) = 14.783 + 0,6(7 \times 22.174 + 51.74 + 73.91) = 200.1575 \text{ [KN]}$$

Tableau II.7 : descente de charges sur le poteau 6-D :

| Niv | [KN] | | | | | | | | [cm ²] | | |
|-----|----------|--------|--------|------------------|------------------|--------|------------------|----------------------------------|---|---|-----------|
| | plancher | poutre | poteau | G _{tot} | G _{cum} | Q | Q _{cum} | N=G _c +Q _c | S ₁ trouvée S ≥ N/σ _{bc} | S ₂ trouvée N ≥ 0.3 × f _c × 28 | S adoptée |
| 8 | 86.18 | 21.65 | 0.00 | 107.83 | 107.83 | 14.783 | 14.783 | 122.613 | 81.742 | 163.484 | 30x35 |
| 7 | 77.90 | 21.65 | 5.985 | 105.535 | 213.365 | 22.174 | 36.957 | 250.322 | 166.88 | 333.7627 | 30x35 |
| 6 | 77.90 | 21.65 | 5.985 | 105.535 | 318.9 | 22.174 | 56.9136 | 375.8136 | 250.5424 | 501.0848 | 30x35 |
| 5 | 77.90 | 21.65 | 5.985 | 105.535 | 424.435 | 22.174 | 74.6528 | 499.0978 | 332.7319 | 665.4637 | 30x35 |
| 4 | 77.90 | 21.65 | 5.985 | 105.535 | 529.97 | 22.174 | 90.1746 | 620.1446 | 431.4297 | 826.8594 | 35x40 |
| 3 | 77.90 | 21.65 | 5.985 | 105.535 | 635.505 | 22.174 | 103.479 | 738.984 | 492.656 | 985.312 | 35x40 |
| 2 | 77.90 | 21.65 | 5.985 | 105.535 | 741.04 | 22.174 | 114.566 | 855.606 | 570.404 | 1140.808 | 35x40 |
| 1 | 77.90 | 21.65 | 5.985 | 105.535 | 846.575 | 22.174 | 124.9878 | 971.5628 | 647.7085 | 1295.4171 | 40x45 |
| RDC | 77.90 | 21.65 | 5.985 | 105.535 | 952.11 | 36.96 | 155.5144 | 1107.624 | 738.416 | 1476.832 | 40x45 |
| SOL | 77.90 | 21.65 | 8.28 | 107.83 | 1059.94 | 59.13 | 200.158 | 1260.098 | 840.065 | 1680.131 | 40x45 |

Remarque : suite aux dégâts constatés lors du séisme 21 Mai 2003 à BOUMARDES, il est recommandé de concevoir des poteaux forts et des poutres faibles afin de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non pas au niveau du poteau (pour placer les rotules plastiques comme on a prévu)

Ceci nous a conduits à augmenter la section de nos poteaux afin de :

Respecter les recommandations des experts

Avoir une bonne répartition des aciers dans la section du béton

(D) Vérification relative au coffrage : (RPA 99 version 2003 Art 7.4.1)

| poteaux | Conditions exigées par RPA | Valeur calculée | observation |
|---------|----------------------------------|-------------------------|--------------------|
| 30x35 | $\text{Min}(b, h) \geq 25$ | $\text{Min}(b, h) = 30$ | Condition vérifiée |
| | $\text{Min}(b, h) \geq h_e / 20$ | $h_e / 20 = 15.3$ | Condition vérifiée |
| | $1/4 \leq b/h \leq 4$ | $b/h = 0,857$ | Condition vérifiée |
| 35x40 | $\text{Min}(b, h) \geq 25$ | $\text{Min}(b, h) = 35$ | Condition vérifiée |
| | $\text{Min}(b, h) \geq h_e / 20$ | $h_e / 20 = 15,3$ | Condition vérifiée |
| | $1/4 \leq b/h \leq 4$ | $b/h = 0,875$ | Condition vérifiée |
| 40x45 | $\text{Min}(b, h) \geq 25$ | $\text{Min}(b, h) = 40$ | Condition vérifiée |
| | $\text{Min}(b, h) \geq h_e / 20$ | $h_e / 20 = 20.4$ | Condition vérifiée |
| | $1/4 \leq b/h \leq 4$ | $b/h = 0,857$ | Condition vérifiée |

Tableau II-8 : Vérification des sections selon RPA 99 (Art 7.4.1)

(E) Vérification de la résistance des poteaux au flambement

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

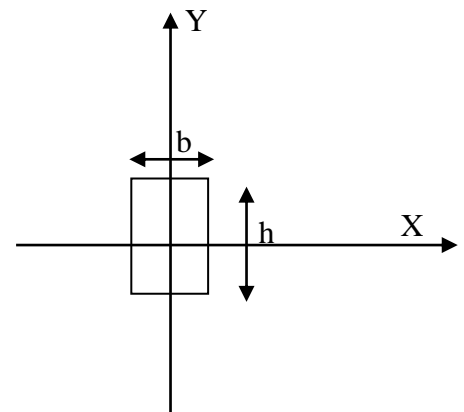
Il faut vérifier l'élancement λ des poteaux.

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

Avec : L_f : longueur de flambement ($L_f = 0.7 L_0$) ;

i : rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{S}}$) ;

L_0 : hauteur libre du poteau ;



S : section transversale du poteau (b x h) ;

I : moment d'inertie du poteau ($I_{yy} = \frac{hb^3}{12}$; $I_{xx} = \frac{bh^3}{12}$)

$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0.7L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

- Pour le sous sol :(40x45)

$L_0 = 4.08$ m d' où $\lambda = 24.73 < 50$ (condition vérifiée).

- Pour RDC et 1^{er}étager :(40x45)

$L_0 = 3.06$ m d' où $\lambda = 18.55 < 50$ (condition vérifiée).

- Pour le 2^{ème}, 3et 4 étage : (35x40)

$L_0 = 3.06$ m d' où $\lambda = 21.20 < 50$ (condition vérifiée).

- Pour le 5^{ème}, 6et 7 étage : (30x35)

$L_0 = 3.06$ m d' où $\lambda = 24.73 < 50$ (condition vérifiée).

Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.

II.6) CONCLUSION :

- Pré dimensionnement des planchers : $h_t = 20\text{cm}$
- Pré dimensionnement de la dalle pleine (balcons) : $h_t = 15\text{ cm}$
- Pré dimensionnement des voiles : $h_t = 20\text{cm}$
- Pré dimensionnement des poutres :

| Section adoptée | Poutres principales | Poutres secondaires |
|--|---------------------------|---------------------------|
| Sous-sol, RDC et 1 ^{er} étage | (30 x 40) cm ² | (25 x 35) cm ² |
| Du 2 ^{ème} à 7 ^{ème} étage | (25 x 35) | (20 x 30) |

- Pré dimensionnement des poteaux :

| Niveau | Section adoptée |
|----------------------------------|---------------------------|
| sous sol et RDC, 1 ^{er} | (40 X 45) cm ² |
| 2, 3,4 ^{ème} étage | (35 X 40) cm ² |
| 5, 6,7 ^{ème} étage | (30 X 35) cm ² |

III.1) L'acrotère :

Il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse. Il est soumis à un effort G dû à son poids propre et un effort latéral Q dû à la main courante qui engendre un moment M dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1 [m] de largeur.

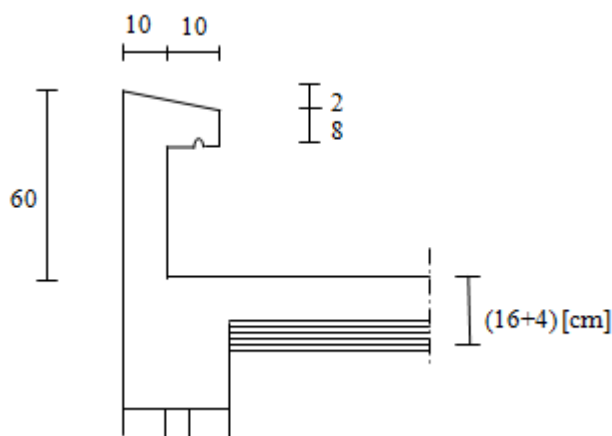


Fig .III.1.1. Coupe verticale de l'acrotère.

1) Schéma statique:

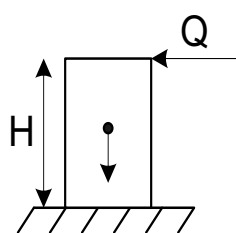


Diagramme
des
Moments
 $M = Q \times H$

Diagramme
des
Efforts
tranchants
 $T = Q$

Diagramme
des
Efforts
normaux
 $N = G$

Fig .III.1.2 Schéma statique de calcul d'acrotère

III.1.1) Calcul des efforts

- Effort normal dû au poids propre:

$$G = \rho_b \times S$$

$$G = \left[(0.6 \times 0.1) + (0.08 \times 0.1) + \left(\frac{0.02}{2} \times 0.1 \right) \right] \times 25 = 1,725 \text{ [KN/ml]}$$

- Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ [KN/ml]}$.
- Moment de renversement M dû à la surcharge Q

$$M = Q \times H = 1 \times 0,7 \times 1 \text{ ml} = 0,7 \text{ [KN.m]}$$

$$\text{Effort tranchant : } T = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ [KN]}$$

$$\text{Effort normal dû au poids propre } G : N = G \times 1 \text{ ml} = 1,725 \text{ [KN]}$$

- Combinaison de charge

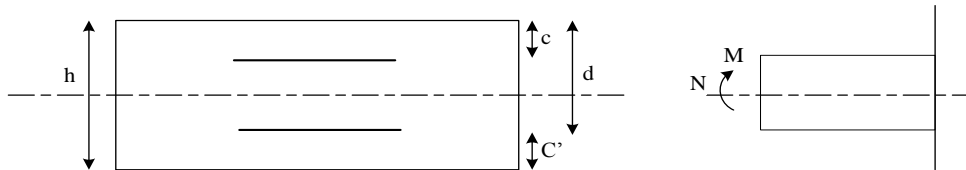
A l'ELU:

$$\begin{cases} N_u = 1,35 G = 1,35 \times 1,725 = 2,33 \text{ [KN]} \\ M_u = 1,5 M_Q = 1,5 \times 0,7 = 1,05 \text{ [KN.m]} \end{cases}$$

A l'ELS:

$$\begin{cases} N_s = G = 1,725 \text{ [KN]} \\ M_s = M_Q = 0,7 \text{ [KN.m]} \end{cases}$$

III.1.2) Ferrailage:



h : Épaisseur de la section.

c et c' : Enrobage.

$d = h - c$: Hauteur utile

M_f : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues

(A) Calcul de l'excentricité à l'ELU:

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,05}{2,33} = 0,45 \text{ [m]} = 45 \text{ [cm]}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} \Rightarrow e_u > \frac{h}{2} - c$$

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

Donc la section est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif puis on passe à la flexion composée.

(i) Calcul en flexion simple:

Moment fictif:

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 1,05 + 2,33 \left(\frac{0,10}{2} - 0,02 \right) = 1,12 [\text{KN.m}]$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_s} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 [\text{MPa}]$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1,14 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14,2} = 0,012 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow S.S.A \Rightarrow \beta = 0,994$$

Armatures fictives:

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 [\text{MPa}]$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{1,12 \times 10^3}{0,994 \times 7 \times \frac{400}{1,15}} = 0,50 [\text{cm}^2]$$

(ii) Calcul en flexion composée :

La section réelle des armatures:

$$A_R = A_f - \frac{N_U}{\sigma_{st}} = 0,5 - \frac{2,33 \times 10}{348} = 0,433 [\text{cm}^2]$$

III.1.2.2) Vérification à l'ELU:

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

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \frac{es - 0,445d}{es - 0,185d} db = 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400} \frac{35,6 - 0,445 \times 8}{35,6 - 0,185 \times 8} = 0,90 [\text{cm}^2]$$

$$A_{\min} = 0,90 [\text{cm}^2] \geq A_R = 0,323 [\text{cm}^2]$$

Conclusion :

Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera:

$$A_U = A_{\min} = 0.90[cm^2 / ml]$$

Soit : $A_U = 5HA8 = 2.51[cm^2 / ml]$ avec un espacement de 20[cm]

(B) Vérification d'espacement S_t :

$$S_t \leq \min \{3h_t ; 33[cm]\}$$

$$S_t = 20[cm] < 33[cm] \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Armatures de répartition:

$$A_R = \frac{A}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.62[cm^2 / ml]$$

Soit: 4HA8=2.01 avec un espacement de $S_t = 15$ [cm]

Vérification de S_t :

$$S_t \leq \min \{2h_t ; 45[cm]\}$$

$$S_t = 15[cm] < 45[cm] \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

(C) Vérification au cisaillement:

Nous avons une fissuration préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4[MPa] \right) = 2,5[MPa] ;$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad \text{Avec : } V_u = 1,5 Q = 1,5 \times 1 = 1,5[KN]$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{10^3 \times 80} = 0,0187[MPa]$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$: La condition est vérifiée donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

(D) Vérification de l'adhérence des barres: (BAEL91, modifié 99 art 6.13)

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

$$\Psi_s : \text{Coefficient de scellant droit} = \begin{cases} 1,5 \rightarrow \text{HA} \\ 1 \rightarrow \text{rond lisse} \end{cases}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 [MPa]$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \pi \Phi = 5 \times 3.14 \times 0.8 = 12,56 \text{ [cm]}$$

n: nombre de barres.

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 8 \times 12,56} = 0,166 \text{ [MPa]}$$

$$\Rightarrow \tau_{se} = 0,166 \text{ [MPa]} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ [MPa]} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Longueur de scellement droit (BAEL 91 1.2.2)

$$L_s = 40 \phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm.}$$

III.1.2.3) Vérification à l'ELS:

(A) Vérification des contraintes dans le béton :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit vérifier:

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{T28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

$$\Rightarrow \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 7} = 0,359 \Rightarrow B_1 = 0.912$$

$$\Rightarrow K_1 = 41,82$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d \cdot A_s} = \frac{0.7 \times 10^6}{0.912 \times 70 \times 251} = 38,22 \text{ [MPa]}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{38,22}{41,82} = 0,914 \text{ [MPa]}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 0,914 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{T28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ [MPa]} \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Dans les aciers:

On doit vérifier que: $\sigma_s < \overline{\sigma}_s$

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta} f_u \right]$$

$$\overline{\sigma}_s = \min [(226,67, 201,63)] = 201,63 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_s = 38,22 \text{ [MPa]}$$

$$\overline{\sigma_s} = 201,63[MPa] \Rightarrow \sigma_s < \overline{\sigma_s} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

(B) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 91 Art A 5.11)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \quad \text{Avec: } V_u = 1,5 \times Q = 1,5[KN]$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,0187[MPa]$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4[MPa] \right\}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0,15 \frac{25}{1,5}; 4[MPa] \right\} = 2,5[MPa]$$

$$\tau_u = 0,0187[MPa] < \overline{\tau_u} = 2,5[MPa] \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

(C) Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA 99. Art 6.2.3)

Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivants la formule:

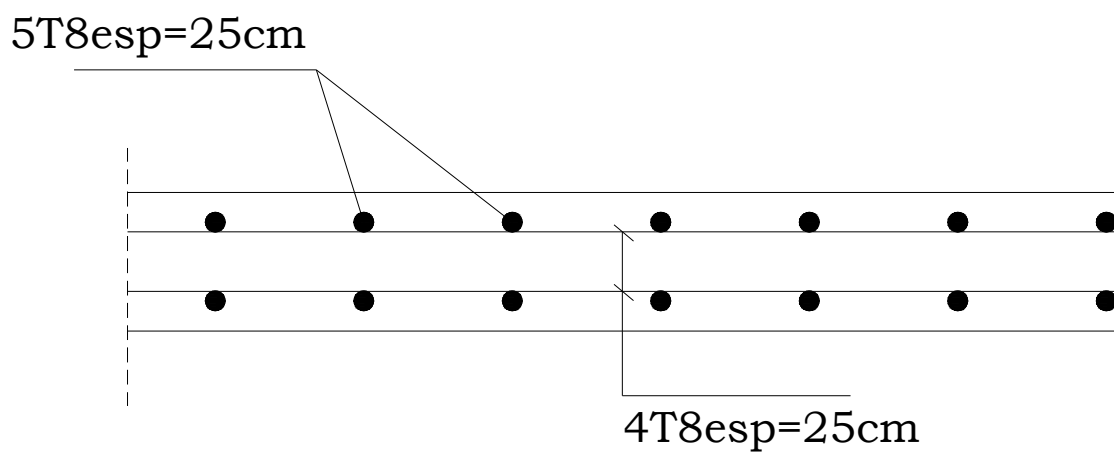
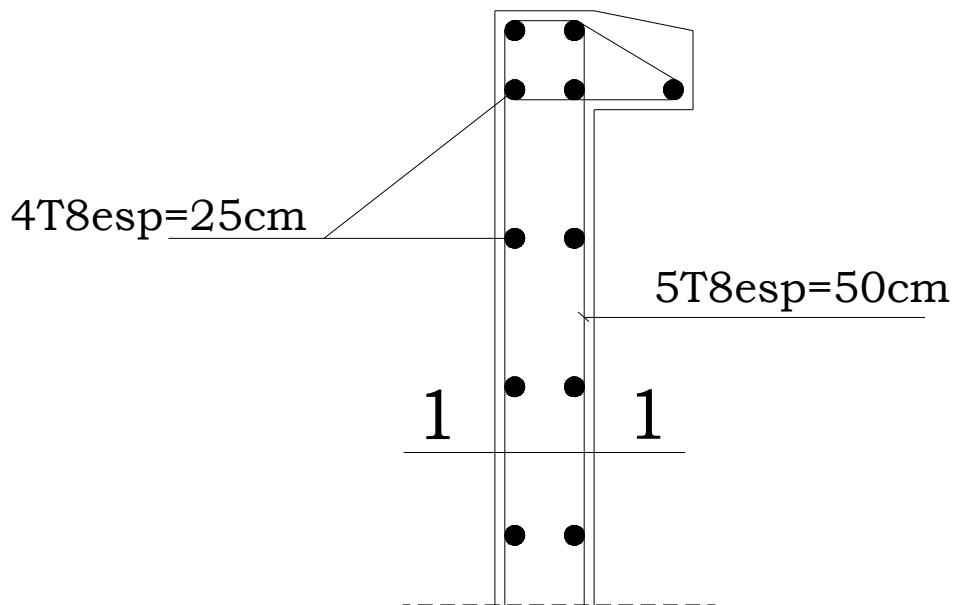
$$F_p = 4.A.C_p.W_p .$$

A : coefficient d'accélération de zone dans notre cas A=0,15 (Zone II_a, groupe d'usage 2)

C_p : Facteur de force horizontale (C_p = 0,8)

W_p : Poids de l'acrotère = 1,725 [KN/ml]

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,725 = 0,94[KN / ml] < Q = 1[KN / ml] \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$



Coupe 1-1

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

Mr: TABTA BILLEL

Plan de ferailage de l' Acrotère

plan :01

Plan Génie civil

2018

III.2) Calcul des planchers

La structure comporte des planchers à corps creux, dont les poutrelles sont préfabriquées sur les chantiers et disposés dans le sens de la petite portée sur lesquelles reposera le corps creux.

Dans notre cas, nous avons deux planchers différents et le calcul se fera pour le plancher le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tous les planchers

Le plancher en corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en Té, elles assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles est de 65cm.
- Remplissage en corps creux, utilisés comme coffrage perdu, et comme isolant, d'épaisseur de 16 cm.
- Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'acier ayant comme fonction :
 - ✓ Limiter les risques de fissuration par retrait ;
 - ✓ Résistance sous l'effet des charges appliquées sur les surfaces réduites ;
 - ✓ réalise un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées notamment celles correspondant aux surcharges.

III.2.2) Ferrailage de la dalle de compression : [ArtB 6.8.423 /BAEL 91 modifié 99]

La dalle de compression sera coulée sur place et aura une épaisseur de 4cm, et armée d'un treillis soudé (TLE 520), dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes :

20cm pour les armatures \perp aux poutrelles ;

33cm pour les armatures // aux poutrelles.

III.2.2.1) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L_p}{f_e}$$

Avec L_p : entre axes des poutrelles ;

f_e : la nuance de treillis soude.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adoptera pour une section de 6T4 ($A_{\perp} = 0.75 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 15cm.

III.2.2.2) Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.75}{2} = 0.375 \text{ cm}^2$$

On adoptera pour une section de 6T4 ($A_{\perp}=0.75 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 15cm

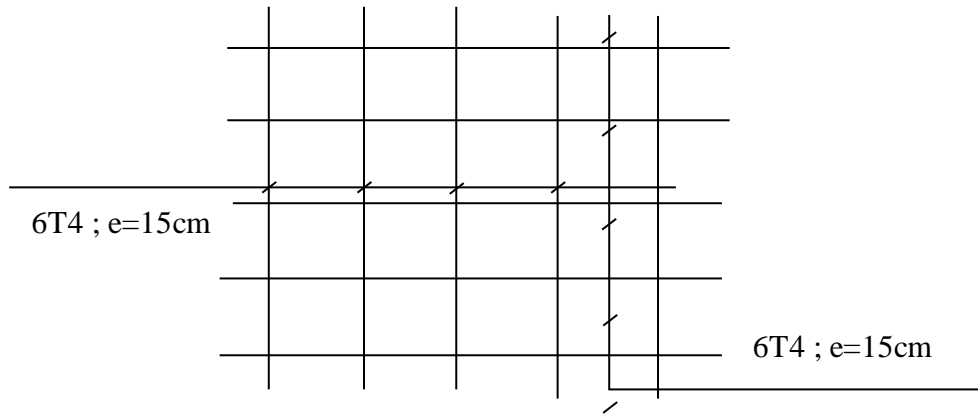


Figure III.2.1 : schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.3) Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes : avant le coulage de la dalle de compression et après le coulage de la dalle de compression.

III.3.1) Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion simple, et elle doit supporter son poids propre, le poids de corps creux et le poids de l'ouvrier.

-le poids propre de la poutrelle est : $G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ kN/ml}$

-le poids propre de corps creux est : $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ kN/ml}$

-le poids de l'ouvrier est estimé à : $Q = 1 \text{ kN/ml}$

Ferrailage à l'ELU :

On fait le calcul pour la travée la plus longue, en considérant la fissuration non préjudiciable.

Combinaison de charges :

$$q_u = 1.35 G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times (0.12 + 0.62) + 1.5 \times 1 = 2.50 \text{ kN/ml}$$

$$q_u = 2.50 \text{ kN/ml}$$

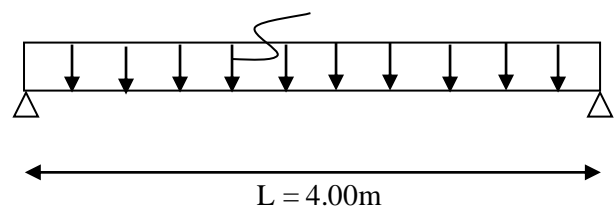


Figure III.2.2 : schéma statique de la poutrelle

Moment en travée :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.50 \times 4.00^2}{8} = 5kN.m$$

Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.50 \times 4.00}{2} = 5kN$$

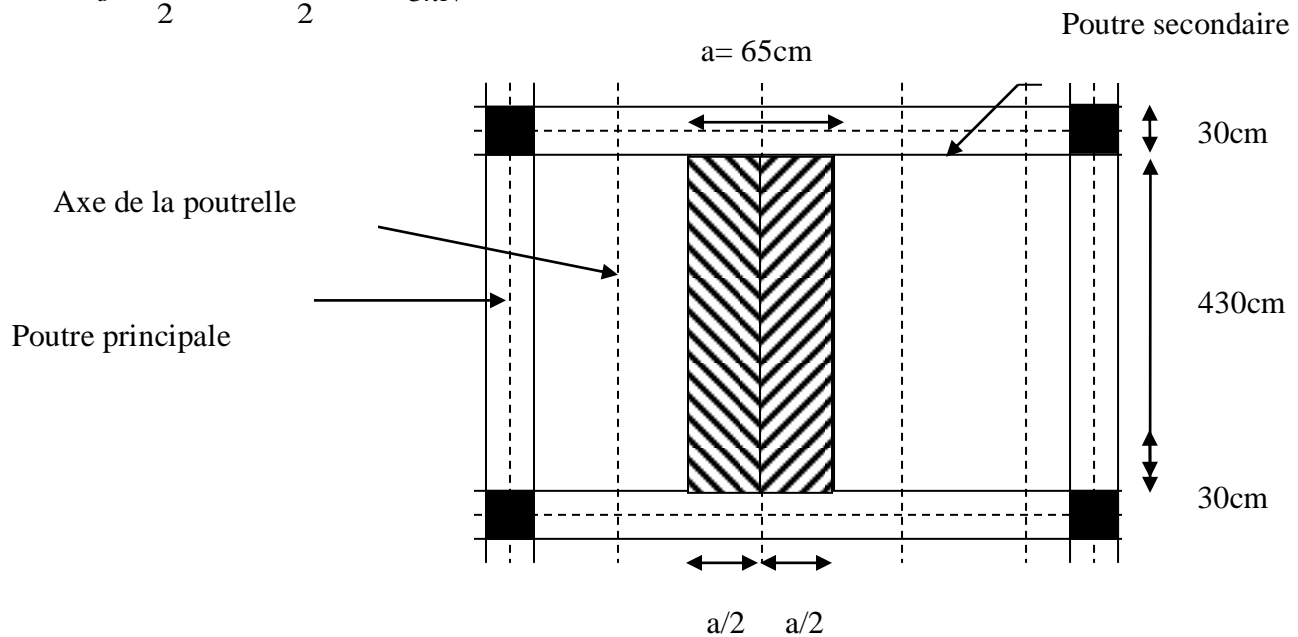


Figure III.2.3 : surface revenant aux poutrelles

(A) Calcul des armatures :

La hauteur utile $d=h-c=4-2=2cm$

c : enrobage ($c=2cm$)

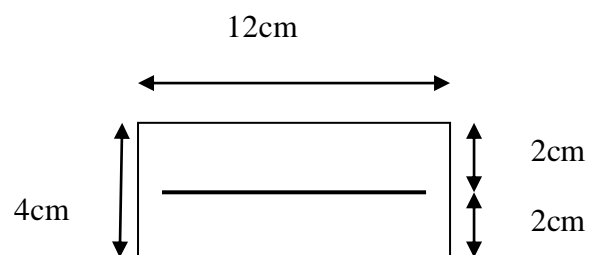


Figure III.2.4 : la table de la poutrelle

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5}{0.12 \times 0.02^2 \times 14.2 \times 10^3} = 7.34$$

$\mu = 7.34 > \mu_r = 0.392 \Rightarrow$ section est doublement armée (SDA).

Conclusion :

Vu la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures. Par conséquent, il est nécessaire de prévoir un étiage pour soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

III.3.2) Après coulage de la dalle de compression :

La poutrelle sera considérée comme une poutre de section en T reposant sur plusieurs appuis, les charges et les surcharges seront considérées uniformément réparties sur l'ensemble des poutrelles.

III.3.2.1) Dimensionnement de la poutrelle :

$h = (16 + 4) = 20\text{cm}$; Hauteur de la poutrelle.

$h_0 = 4\text{cm}$; Hauteur de la dalle de compression.

$b = 12$: Largeur de la nervure.

$$b_1 \leq \min \left[\frac{L_a}{2}; \frac{L}{10}; 8 \times h_0 \right].$$

$L_0 =$ Distance entre deux poutrelles

$$L_a = 65 - 12 = 53\text{cm}.$$

L : Largeur de la plus grande travée : $L = 4.00\text{ m}$

$$\text{D'ou: } b_1 \leq \min \left[\frac{53}{2}; \frac{400}{10}; 8 \times 4 \right].$$

$$b_1 \leq \min \{26.5; 40; 32\} \Rightarrow b_1 = 26.5\text{cm}$$

$$b = 2 b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12 = 65\text{cm}.$$

$$b = 65\text{cm}$$

(A) Calcul des charges et surcharges :

La poutrelle supporte :

Poids propre du plancher : $G = 5.27 \times 0.65 = 3.43\text{ kN/ml}$

Surcharges d'exploitation d'étage RDC: $Q = 3.5 \times 0.65 = 2.275\text{ kN/ml}$

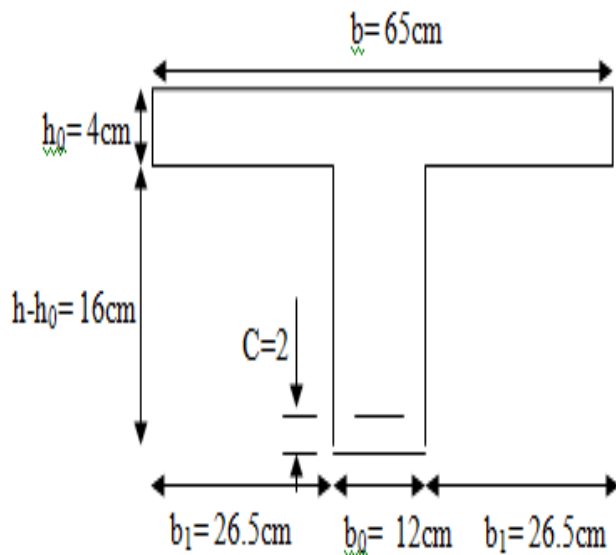


Figure III.2.5 : Section de la poutrelle

(B) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- La valeur de la surcharge d'exploitation respecte la condition suivante :

$$Q \leq \max \{2G; 5kN/m^2\}$$

Le étage RDC : $Q = 3.5 \text{ kN/m}^2 < 2G = 10.54 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans toutes les travées.

- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25.

Le tableau des rapports des travées :

| La travée | L. de la travée | L_i / L_{i+1} | Conclusion |
|-----------|-----------------|-----------------|-------------|
| 1-2 | 3.50 | 0.897 | C. vérifiée |
| 2-3 | 3.90 | | |
| 2-3 | 3.90 | 0.975 | C. vérifiée |
| 3-4 | 4.00 | | |
| 3-4 | 4.00 | 1.11 | C. vérifiée |
| 4-5 | 3.60 | | |
| 4-5 | 3.60 | 0.9 | C. vérifiée |
| 5-6 | 4.00 | | |
| 5-6 | 4.00 | 1.03 | C. vérifiée |
| 6-7 | 3,9 | | |
| 6-7 | 3,9 | 1.12 | C. vérifiée |
| 7-8 | 3,5 | | |

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable.
- Les conditions sont vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

(C) Principe de la méthode :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée

dite de comparaison, c'est -a- dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

(D) Présentation de la méthode :

M_0 : moment Max dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée soumise aux mêmes charges.

M_w, M_e : Moments en valeurs absolues sur appui de gauche et de droite de la travée considérée.

α : rapport des charges d'exploitation sur la somme des charges permanentes et d'exploitation.

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{3.5}{3.5 + 5.27} = 0.399 \quad ; \quad (0 < \alpha < \frac{2}{3})$$

III.3.2.2) Calcul à l'ELU :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (3.43) + 1.5 (2.275) = 8.043 \text{ kN/ml}$$

Études des poutrelles :

Nous avons à calculer un type de poutrelle à six travées.

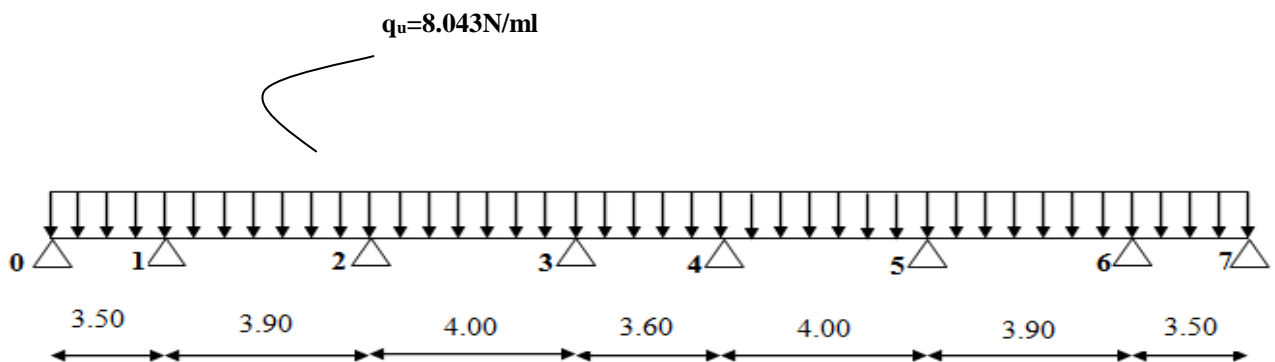


Figure.III.2.6 : schéma statique de la poutrelle à six travées

(A) Calcul des moments :

(i) Calcul des moments isostatiques :

| La travée | La longueur de la travée L(m) | la charge à l'ELU q_u (kN) | le moment isostatique M_0 (kN.m) |
|-----------|-------------------------------|------------------------------|------------------------------------|
| 1-2 | 3.50 | 8.043 | 12.32 |
| 2-3 | 3.90 | 8.043 | 15.29 |
| 3-4 | 4.00 | 8.043 | 16.086 |
| 4-5 | 3.60 | 8.043 | 13.03 |
| 5-6 | 4.00 | 8.043 | 16.086 |
| 6-7 | 3.90 | 8.043 | 15.29 |
| 7-8 | 3.50 | 8.043 | 12.32 |

$$M = \frac{qu \times L^2}{8}$$

(ii) Calcul des moments sur appuis :

Tableau représentatif des moments sur appuis :

| Moments sur appuis en kN .m | | | |
|-----------------------------|------------------------|----------|------------------------|
| M_{1w} | $0.3 M_0 = 0.00$ | M_{1e} | $0.3 M_{01-2} = 3.696$ |
| M_{2w} | $0.5 M_{01-2} = 6.16$ | M_{2e} | $0.5 M_{02-3} = 7.645$ |
| M_{3w} | $0.4 M_{02-3} = 6.116$ | M_{3e} | $0.4 M_{03-4} = 6.434$ |
| M_{4w} | $0.4 M_{03-4} = 6.434$ | M_{4e} | $0.4 M_{04-5} = 5.212$ |
| M_{5w} | $0.4 M_{04-5} = 5.212$ | M_{5e} | $0.4 M_{05-6} = 6.434$ |
| M_{6w} | $0.4 M_{05-6} = 6.434$ | M_{6e} | $0.4 M_{06-7} = 6.116$ |
| M_{7w} | $0.5 M_{06-7} = 7.645$ | M_{7e} | $0.5 M_{07-8} = 6.16$ |
| M_{8w} | $0.3 M_{07-8} = 3.696$ | M_{8e} | $0.3 M_0 = 0.00$ |

Tableau récapitulatif des moments sur appuis :

| Appuis | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
|-----------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Le moment sur appuis (kN.m) | 3.696 | 7.645 | 6.434 | 6.434 | 6.434 | 6.434 | 7.645 | 3.696 |

(iii) Calcul des moments en travées :

- Calcul des moments en travées de rive :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max \left\{ (1+0.3\alpha) \times M_{0A}; 1.05 \times M_{0A} \right\} - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha) \times M_{0A}}{2} \end{array} \right.$$

- Calcul des moments en travées intermédiaires :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max \left\{ (1+0.3\alpha) \times M_0; 1.05 \times M_0 \right\} - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{(1 + 0.3\alpha) \times M_0}{2} \end{array} \right.$$

Calcul des coefficients de la méthode forfaitaire :

| Les coefficients des travées de rive | | | | | | | | |
|---|-----|------|----------|-----------------|-------------------|-------|-------|---------------|
| N° DE LA travée | Q | G | α | $1.2+0.3\alpha$ | $(1+0.3\alpha)/2$ | M_w | M_e | $(M_w+M_e)/2$ |
| 1-2 | 3.5 | 5.27 | 0.399 | 1.320 | 0.66 | 3.696 | 7.645 | 4.928 |
| 7-8 | 3.5 | 5.27 | 0.399 | 1.320 | 0.66 | 7.645 | 3.696 | 4.928 |
| Les coefficients des travées intermédiaires | | | | | | | | |
| N° de la travée | Q | G | α | $1+0.3\alpha$ | $(1+0.3\alpha)/2$ | M_w | M_e | $(M_w+M_e)/2$ |
| 2-3 | 3.5 | 5.27 | 0.399 | 1.120 | 0.56 | 7.645 | 6.434 | 7.0395 |
| 3-4 | 3.5 | 5.27 | 0.399 | 1.120 | 0.56 | 6.434 | 6.434 | 6.434 |
| 4-5 | 3.5 | 5.27 | 0.399 | 1.120 | 0.56 | 6.434 | 6.434 | 6.434 |
| 5-6 | 3.5 | 5.27 | 0.399 | 1.120 | 0.56 | 6.434 | 6.434 | 6.434 |
| 6-7 | 3.5 | 5.27 | 0.399 | 1.120 | 0.56 | 6.434 | 7.645 | 7.0395 |

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{q}{q+G}$$

Calcul des moments en travées :

| N° de la travée | M _{t1} en kN.m | M _{t2} en kN.m | M _{t3} en kN.m | M _t en kN.m |
|-----------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|------------------------|
| 1-2 | 8.13 | 8.01 | 8.13 | 8.13 |
| 2-3 | 10.09 | 9.62 | 8.56 | 10.09 |
| 3-4 | 11.58 | 10.46 | 9.01 | 11.58 |
| 4-5 | 8.16 | 7.25 | 7.30 | 8.16 |
| 5-6 | 11.58 | 10.46 | 9.01 | 11.58 |
| 6-7 | 10.09 | 9.62 | 8.56 | 10.09 |
| 7-8 | 8.13 | 8.01 | 8.13 | 8.13 |

Avec :

$$M_{t1} = (1+0.3\alpha) \times M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_{t2} = 1.05 \times M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_{t3} = \frac{1+0.3\alpha}{2} \times M_0. \quad \text{Dans une travée intermédiaire.}$$

$$M_{t3} = \frac{1.2+0.3\alpha}{2} \times M_0. \quad \text{Dans une travée de rive.}$$

$$M_t = \max (M_{t1} ; M_{t2} ; M_{t3}).$$

(B) Calcul des efforts tranchants :

T_w et T_e: Efforts tranchants sur appuis de gauche et droite respectivement.

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q \times L}{2} ; \quad T_e = T_w + q \times L$$

Tableau représentatif des moments efforts aux appuis :

| Tableau récapitulatif des efforts tranchants | | | | | | |
|--|-----------------|--------------------|--------------|--------------|------------|------------|
| Travée | L. de la travée | q_u de la travée | M_w (kN.m) | M_e (kN.m) | T_w (kN) | T_e (kN) |
| 1-2 | 3.50 | 8.043 | 3.696 | 7.645 | -15.20 | 12.95 |
| 2-3 | 3.90 | 8.043 | 7.645 | 6.434 | -15.73 | 15.64 |
| 3-4 | 4.00 | 8.043 | 6.434 | 6.434 | -16.09 | 16.08 |
| 4-5 | 3.60 | 8.043 | 6.434 | 6.434 | -16.09 | 12.87 |
| 5-6 | 4.00 | 8.043 | 6.434 | 6.434 | -16.09 | 16.08 |
| 6-7 | 3.90 | 8.043 | 6.434 | 7.645 | -15.99 | 15.38 |
| 7-8 | 3.50 | 8.043 | 7.645 | 3.696 | -12.95 | 15.20 |

M(KN.m) Diagramme des moments fléchissant :

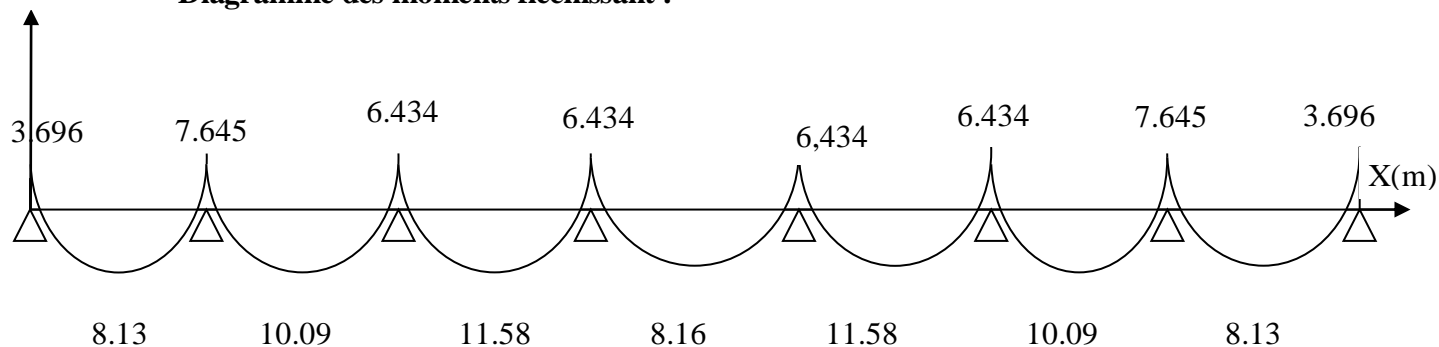
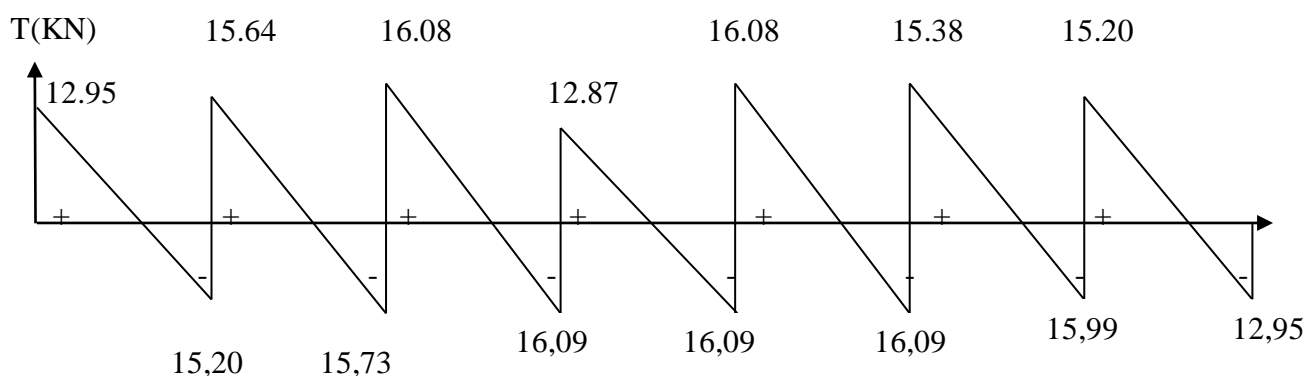


Diagramme des efforts tranchants :



III.3.2.3) Calcul à l'ELS :

Récapitulatif des charge et surcharges:

La poutrelle supporte :

Poids propre du plancher : $G = 5.27 \times 0.65 = 3.426 \text{ kN/ml}$

Surcharge d'exploitation d'étage habitation : $Q = 1.50 \times 0.65 = 0.975 \text{ kN/ml}$

Surcharges d'exploitation d'étage RDC : $Q = 3.50 \times 0.65 = 2.275 \text{ kN/ml}$

Etage RDC $q_s = G + Q = 3.426 + 2.275 = 5.701 \text{ kN/ml}$

Études des poutrelles :

Nous avons à calculer un type de poutrelle à six travées.

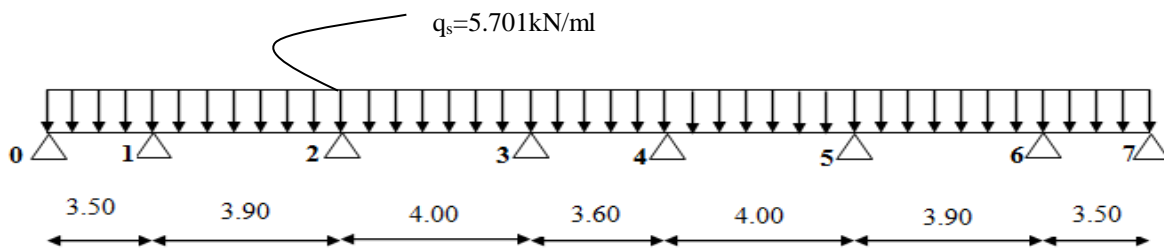


Figure III.2.7 : schéma statique de la poutrelle à six travées

(A) Calcul des moments :

(i) Calcul des moments isostatiques :

| La travée | La longueur de la travée L(m) | la charge à l'ELU q_s (kN) | le moment isostatique M_0 (kN.m) |
|-----------|----------------------------------|------------------------------|------------------------------------|
| 1-2 | 3.50 | 5.701 | 8.73 |
| 2-3 | 3.90 | 5.701 | 10.84 |
| 3-4 | 4.00 | 5.701 | 11.40 |
| 4-5 | 3.60 | 5.701 | 9.24 |
| 5-6 | 4.00 | 5.701 | 11.40 |
| 6-7 | 3.90 | 5.701 | 10.84 |
| 7-8 | 3.50 | 5.701 | 8.73 |

Avec: $M_0 = q_s \times \frac{L^2}{8}$

(ii) Calcul des moments sur appuis :

Tableau représentatif des moments sur appuis :

| Appuis | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
|----------------------------|-------|------|------|------|------|------|------|-------|
| Le moment sur appuis(kN.m) | 2.619 | 5.42 | 4.56 | 4.56 | 4.56 | 4.56 | 5.42 | 2.619 |

(iii) Calcul des moments en travées :

- Calcul des moments en travées de rive :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max \left\{ (1 + 0.3\alpha) \times M_{0A}; 1.05 \times M_{0A} \right\} - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha) \times M_{0A}}{2} \end{array} \right.$$

- Calcul des moments en travées intermédiaires :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max \left\{ (1 + 0.3\alpha) \times M_{0B}; 1.05 \times M_{0B} \right\} - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{(1 + 0.3\alpha) \times M_{0B}}{2} \end{array} \right.$$

Calcul des coefficients de la méthode forfaitaire :

| Les coefficients des travées de rive : | | | | | | | | |
|---|-----|-------|----------|---------------|-------------------|-------|-------|---------------|
| N° DE LA travée | Q | G | α | $1+0.3\alpha$ | $(1+0.3\alpha)/2$ | M_w | M_e | $(M_w+M_e)/2$ |
| 1-2 | 3.5 | 5.701 | 0.399 | 1.320 | 0.66 | 2.619 | 5.42 | 4.02 |
| 7-8 | 3.5 | 5.701 | 0.399 | 1.320 | 0.66 | 5.42 | 2.619 | 4.02 |
| Les coefficients des travées intermédiaires : | | | | | | | | |
| N° de la travée | Q | G | α | $1+0.3\alpha$ | $(1+0.3\alpha)/2$ | M_w | M_e | $(M_w+M_e)/2$ |
| 2-3 | 3.5 | 5.701 | 0.399 | 1.120 | 0.56 | 5.42 | 4.56 | 4.99 |
| 3-4 | 3.5 | 5.701 | 0.399 | 1.120 | 0.56 | 4.56 | 4.56 | 4.56 |
| 4-5 | 3.5 | 5.701 | 0.399 | 1.120 | 0.56 | 4.56 | 4.56 | 4.56 |
| 5-6 | 3.5 | 5.701 | 0.399 | 1.120 | 0.56 | 4.56 | 4.56 | 4.56 |
| 6-7 | 3.5 | 5.701 | 0.399 | 1.120 | 0.56 | 4.56 | 5.42 | 4.99 |

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

Calcul des moments en travées :

| N° de la travée | M _{t1} en kN.m | M _{t2} en kN.m | M _{t3} en kN.m | M _t en kN.m |
|-----------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|------------------------|
| 1-2 | 5.76 | 5.15 | 5.76 | 5.76 |
| 2-3 | 7.15 | 6.39 | 6.07 | 7.15 |
| 3-4 | 8.21 | 7.41 | 6.38 | 8.21 |
| 4-5 | 5.79 | 5.14 | 5.17 | 5.79 |
| 5-6 | 8.21 | 7.41 | 6.38 | 8.21 |
| 6-7 | 7.15 | 6.39 | 6.07 | 7.15 |
| 7-8 | 5.76 | 5.15 | 5.76 | 5.76 |

Avec :

$$M_{t1} = (1+0.3\alpha) \times M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_{t2} = 1.05 \times M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$$

Dans une travée intermédiaire.

$$M_{t3} = \frac{1+0.3\alpha}{2} \times M_0$$

Dans une travée de rive.

$$M_{t3} = \frac{1.2+0.3\alpha}{2} \times M_0$$

$$M_t = \max (M_{t1} ; M_{t2} ; M_{t3})$$

(B) Calcul des efforts tranchants :

T_w et T_e : Efforts tranchants sur appuis de gauche et droite respectivement.

$$T_w = \frac{M_w - M_e - q \times L}{L} \quad ; \quad T_e = T_w + q \times L$$

Tableau représentatif des moments efforts aux appuis :

| Tableau des efforts tranchants | | | | | | |
|--------------------------------|-----------------|-----------------|--------------|--------------|------------|------------|
| Travées | L. de la travée | q. de la travée | M_w (kN.m) | M_e (kN.m) | T_w (kN) | T_e (kN) |
| 1-2 | 3.50 | 5.701 | 2.619 | 5.42 | -10.78 | 9.18 |
| 2-3 | 3.90 | 5.701 | 5.42 | 4.56 | -10.90 | 11.34 |
| 3-4 | 4.00 | 5.701 | 4.56 | 4.56 | -11.40 | 11.40 |
| 4-5 | 3.60 | 5.701 | 4.56 | 4.56 | -10.26 | 10.26 |
| 5-6 | 4.00 | 5.701 | 4.56 | 4.56 | -11.40 | 11.40 |
| 6-7 | 3.90 | 5.701 | 4.56 | 5.42 | -11.34 | 10.90 |
| 7-8 | 3.50 | 5.701 | 5.42 | 2.619 | -9.18 | 8.57 |

Diagramme des moments fléchissant :

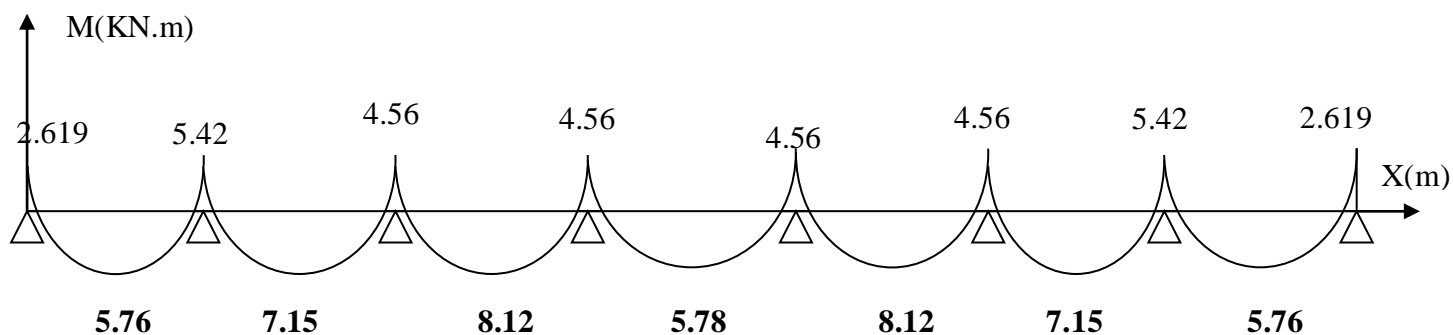
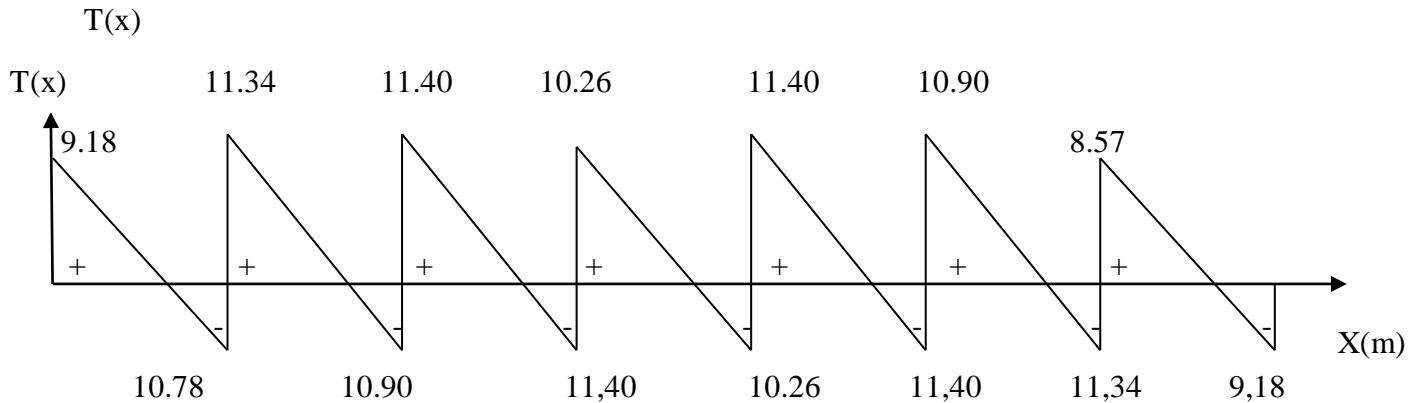


Diagramme des efforts tranchants :**III.3.3) Ferrailage :**

Le ferrailage se fera à l'E.L.U avec les moments Max en travées et sur appuis.

(i) **En travée : $M_t^{max} = 11.58 \text{ kN.m}$**

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 59.072 \text{ kN.m}$$

$M_t < M_t^{max} \Rightarrow$ l'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc nous aurons à calculer une section rectangulaire ($b \times h$) (65×20).

$$\mu_b = \frac{M_t^{max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{11.58 \times 10^2}{65 \times 18^2 \times 1.42} = 0.039$$

$$\mu_b = 0.039 < 0.392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_b = 0.039 \Rightarrow \beta = 0.9805$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta \times d \times (f_e / \gamma_s)} = \frac{11.58 \times 10^2}{0.9805 \times 18 \times 34.8} = 1.89 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons **3HA10=2.35 cm²**

(ii) **Aux appuis : $M_a^{max} = 7.645 \text{ kN.m}$**

$$\mu_b = \frac{M_a^{max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7.645 \times 10^2}{65 \times 18^2 \times 1.42} = 0.026 < 0.392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée (SSA)}$$

$$\mu_b = 0.026 \Rightarrow \beta = 0.987$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times (f_e / \gamma_s)} = \frac{7.645 \times 10^2}{0.987 \times 18 \times 34.8} = 1.24 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons: **2HA10 = 1.57 cm²**

(iii) Armatures transversales : (Art A.4.2.3/BAEL91)

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{\max} \right\}.$$

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 14 \right\} = 5.71 \text{ mm}$$

Soit : $\phi = 0.5 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{2 \times \pi \times \phi^2}{4} = \frac{2 \times \pi \times 0.5^2}{4} = 0.39 \text{ cm}^2 ; \text{ Donc } A_t = 2\text{HA5} = 0.39 \text{ cm}^2.$$

(iv) Espacement des armatures transversales : (Art A.5.3/BAEL 91)

$$S_t \leq \min (0.9 d; 40\text{cm}) = (16.2 ; 40\text{cm}) = 16.2 \text{ cm}.$$

Donc $S_t = 15 \text{ cm}$.

Les armatures transversales doivent satisfaire la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4 \text{ MPa}; \frac{0.39 \times 235}{12 \times 15} = 0.51 > 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : $S_t = 15 \text{ cm}$.

III.3.3.2) Vérification à l'ELU :

(A) Vérification de la contrainte tangente du béton : (Art 5.1. 211/BAEL 99)

On doit vérifier que: $\tau_u < \bar{\tau}_u$ (la fissuration est peu nuisible).

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{16.09 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.75 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

(B) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{0.21}{40} = 0.26 \text{ cm}^2$$

En travée: $A_t = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

Aux appuis : $A_a = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

(C) Vérification de la contrainte d'adhérence : (Art 6.1. 3/BAEL 99)

On doit vérifier que $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{16.09 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 3 \times 10 \times 3.14} = 1.05 \text{ MPa}$$

Avec :

U_i : Le périmètre des barres.

$\psi_s = 1.5$ Pour les aciers à hautes adhérence.

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_{se} = 1.01 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée

(D) Influence de l'effort tranchant sur le béton :

$$T_{\max} \leq 0.4 \times a \times b_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; \text{ Avec } a = 0.9 \times d$$

$$T_{\max} \leq 0.4 \times 0.9 \times 18 \times 12 \times \frac{2.5}{1.5} = 129.6 \text{ kN}$$

- Appuis de rives : $T_{\max} = 12.95 \text{ kN} < 129.6 \text{ kN} \Rightarrow$ Condition vérifiée
- Appuis intermédiaires : $T_{\max} = 16.09 \text{ kN} < 129.6 \text{ kN} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

(E) Calcul des scellements droits : (art A.6.1.23/BAEL 91) :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$\text{D'où } L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1.00 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

La longueur mesurée hors crochets : $L = 0.4 \times 45.27 = 14.11 \text{ cm}$

On adoptera $L = 15 \text{ cm}$

III.3.3.3) Vérification à l'ELS :

Moments fléchissant max:

En travée : $M_t^{\max} = 8.21 \text{ kN.m}$

Sur appuis : $M_a^{\max} = 5.42 \text{ kN.m}$

Efforts tranchants max : $T_{\max} = 11.40 \text{ kN}$

(A) Vérification de l'état limite de compression de béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ Avec $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$

(i) En travée :

La section d'armatures adoptées à l'E.L.U en travées est $A_t = 3HA10 = 2.35 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.087$$

$$K_1 = 19.81 \quad ; \quad \beta_1 = 0.856$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{8.21 \times 10^3}{0.856 \times 18 \times 2.35} = 224.38MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{224.38}{19.81} = 11.33MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

(ii) Aux appuis :

La section d'armatures adoptées à l'E.L.U aux appuis est $A_a = 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.727$$

$$K_1 = 25.49 \quad ; \quad \beta_1 = 0.876$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_a^{ser}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{5.42 \times 10^3}{0.876 \times 18 \times 1.57} = 218.94MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{218.94}{25.49} = 5.59MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Les armatures calculées à l'E.L.U sont suffisantes.

(B) Vérification à l'état limite d'ouvertures des fissures :

La fissuration est peu nuisible donc la vérification n'est pas nécessaire

(C) Vérification à l'état limite de déformation : (Art B.6.8,424/BAEL91)

D'après le BAEL 91, lorsqu'il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{20}{400} = 0.05 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow$ Condition vérifiée.
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Leftrightarrow \frac{20}{400} = 0.05 > \frac{8.21}{10 \times 11.40} = 0.072 \Rightarrow$ Condition vérifiée.
- $\frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.011 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow$ Condition non vérifiée.

Remarque :

Le domaine d'application de cette tolérance est limité aux constructions courantes dont les planchers supportent éventuellement des cloisons, mais sous réserve, dans ce dernier cas, que la portée des éléments fléchis soit limitée à 8 m.

Avec :

h : La hauteur totale du plancher.

L : Portée libre de la poutrelle.

M_t : Moment fléchissant max en travée.

M_0 : Moment fléchissant max en travée de la poutrelle considérée isostatique.

b_0 : Largeur de la poutrelle.

f_e : Limite élastique des armatures tendues.

A : Section d'armatures tendues.

Remarque : La troisième condition n'étant pas vérifiée, il faut donc procéder au calcul de la flèche.

(i) Calcul de la flèche : (Art. B6.5.2/ BAEL91)

$$a) f_v = \frac{M_t^{ser} \times l^2}{10 \times E_v \times I_f^v}$$

$$b) f_i = \frac{M_s \times l^2}{10 \times E_i \times I_f^i} < \frac{L}{500}$$

Avec :

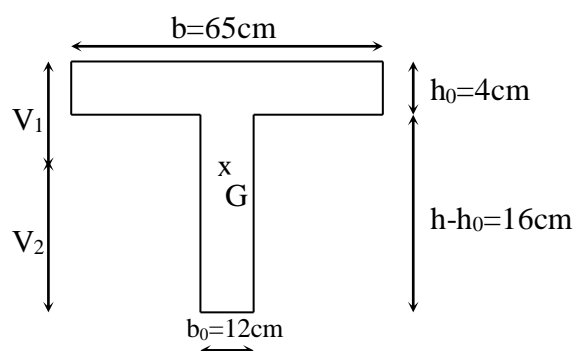
E_v : Module de déformation différée.

E_i : Module de déformation instantanée.

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + n \times A = b_0 \times h + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times A$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2.35 = 487.25 \text{ cm}^2$$



Moment isostatique de la section homogénéisée par rapport à xx :

$$S /_{xx} = \frac{b \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h^2}{2} + 15 \times A_i \times d$$

$$S /_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.35 \times 18 = 3458.5 \text{ cm}^2$$

La position de l'axe neutre :

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{3458.5}{487.25} = 7.1 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.1 = 12.9 \text{ cm}$$

Moment d'inertie totale de la section homogène :

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) \times h_0 \times \left[\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15 \times A \times (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} \times (7.1^3 + 12.9^3) + (65 - 12) \times 4 \times \left[\frac{4^2}{12} + (7.1 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 2.35 \times (12.9 - 2)^2$$

$$I_0 = 20003.24 \text{ cm}^4$$

Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure :

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.011$$

Calcul des coefficients μ et λ :

$$\lambda_i = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + \frac{3 \times b_0}{b})} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.011 \times (2 + \frac{3 \times 12}{65})} = 1.49$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 348 + 2.1} = 0.8$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 0.596$$

Calcul des moments d'inertie fictive de la section :

$$I_f = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{1.1 \times 20003.24}{1 + 3.74 \times 0.8} = 11893.82 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} = \frac{1.1 \times 20003.24}{1 + 0.596 \times 0.8} = 14899.48 \text{ cm}^4$$

Calcul de la flèche :

$$\Rightarrow f_i = \frac{8.21 \times (4.0)^2 \times 10^7}{10 \times 32164.2 \times 11893.82} = 0.34 < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0.8 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$f_v = \frac{8.21 \times (4.0)^2 \times 10^7}{10 \times 10818.86 \times 14899.48} = 0.82 \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0.8 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

On augmente la section des aciers de : 3HA10=2.35cm² à (2HA10 + 1HA12)= 2.7 cm²

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + n \times A = B + 15 \times A = b_0 \times h + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times A \\ = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2.7 = 492.5 \text{ cm}^2$$

Moment isostatique de la section homogénéisée par rapport à xx :

$$S /_{xx} = \frac{b \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S /_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.7 \times 18 = 3535 \text{ cm}^2$$

La position de l'axe neutre :

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{3535}{492.5} = 7.18 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.18 = 12.82 \text{ cm}$$

Moment d'inertie totale de la section homogène :

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) \times h_0 \times \left[\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15 \times A \times (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} \times (7.18^3 + 12.82^3) + (65 - 12) \times 4 \times \left[\frac{4^3}{12} + (7.18 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 2.7 \times (12.82 - 2)^2 = 21469.14 \text{ cm}^4$$

Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure :

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{2.7}{12 \times 18} = 0.0125$$

Calcul des coefficients μ et λ :

$$\lambda_i = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\rho \times \left(2 + \frac{3 \times b_0}{b}\right)} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.0125 \times \left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right)} = 1.32$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 0.528$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0125 \times 348 + 2.1} = 0.101$$

Calcul des moments d'inertie fictive de la section :

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = \frac{1.1 \times 21469.14}{1 + 1.32 \times 0.101} = 20837.94 \text{ cm}^4$$

$$I_v = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} = \frac{1.1 \times 21469.14}{1 + 0.528 \times 0.101} = 22420.42 \text{ cm}^4$$

Calcul de la flèche :

$$f_i = \frac{8.21 \times (4.0)^2 \times 10^7}{10 \times 32164.2 \times 20837.94} = 0.20 < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0.8 \text{ cm}$$

$$f_v = \frac{8.21 \times (4.0)^2 \times 10^7}{10 \times 10818.86 \times 22420.42} = 0.54 \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0.8 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

(D) Règle forfaitaire des longueurs de chapeaux : (Art E1.3/BAEL99 Modifiées 99)

Les travées successives de la poutrelle sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25, donc les chapeaux sur appuis doivent déborder du nu de l'appui d'au moins :

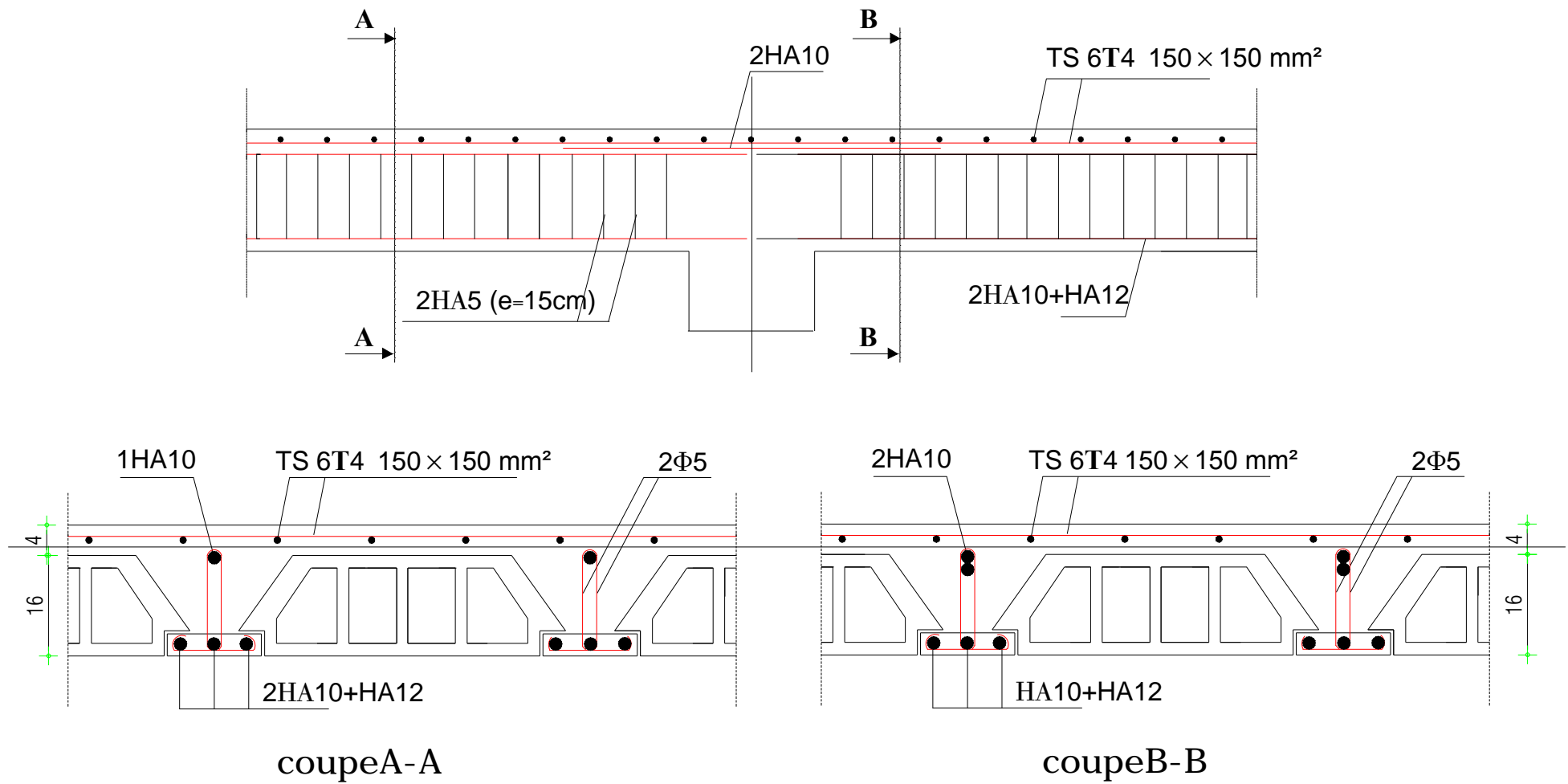
$\frac{1}{5}$ de la longueur de la plus grande travée voisine si l'appui n'appartient pas à une travée de rive.

$\frac{1}{4}$ de la longueur de la plus grande travée voisine si l'appui appartient à une travée de rive.

$$1- \text{ Sur appuis de rive : } L_1 = \frac{L_{\max}}{4} = \frac{3.50}{4} = 87.5 \text{ cm} \Rightarrow L_1 = 90 \text{ cm.}$$

$$\text{Avec couché } L_1 = 0,4 \times L_1 = 0,4 \times 90 = 36 \text{ cm} \Rightarrow L_1 = 36 \text{ cm}$$

$$2- \text{ Sur appuis intermédiaires : } L_2 = \frac{L_{\max}}{5} = \frac{400}{5} = 80 \text{ cm} \Rightarrow L_2 = 80 \text{ cm}$$



| | | | |
|---|---------------------------------|---|----------|
| UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI OUZOU | | Faculté du génie de la construction Département de génie civil | |
| Mr: TABTA BILLEL | Plan de ferrailage des plancher | | plan :02 |
| Plan Génie civil | | | 2018 |

III.3) l'escalier

III.3.1) Introduction :

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches échelonné, permet le passage d'un niveau à un autre. Notre bâtiment comporte un deux cas d'escalier (à deux volées avec un palier intermédiaire) en BA, coulé sur place, on va calculée le plus défavorable.

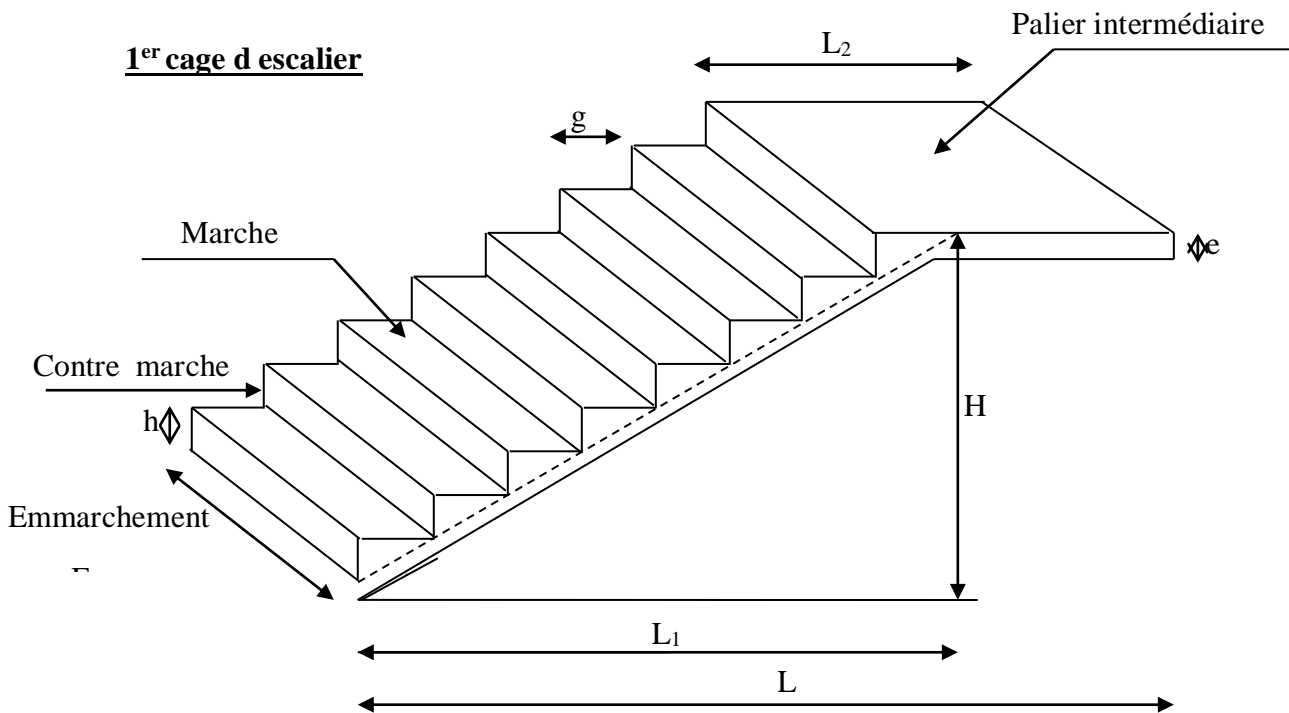


Figure III.3.1.: Coupe verticale de l'escalier

- La marche est la surface plane sur laquelle se pose le pied.
- La contre marche est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur h est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm.
- Le giron g est la distance en plan séparant deux contre marches successives.
- La volée est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers, sa longueur projetée est L_1 .
- La paillasse d'épaisseur e_p , est la dalle en béton armé incorporant les marches et contre marches.
- L'emmarchement E représente la largeur de la marche.
- le palier de longueur L_2 , est l'élément intermédiaire entre deux volées

La montée H représente la différence de niveau entre deux paliers consécutifs

III.3.2) Pré dimensionnement de l'escalier :

Les escaliers seront pré dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** en tenant compte des dimensions données sur le plan.

(A) marches et contremarches :

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

Où : h : la hauteur de la contre marche $14 \leq h \leq 18$ [cm].

g : le giron $28 \leq g \leq 32$ [cm] .

On adopte : $h=17$ cm.

(i) Le nombre de contremarches (n) est donné par :

$$n = H/h.$$

Pour l'étage courant $H = 3.06$ m.

$$\text{alors : } n = 3.06/0.17 = 18.$$

Comme l'étage courant comporte deux paillasses identiques, on aura alors 8 contremarches et 8 marches par volée.

(ii) Calcul du giron :

Le giron « g » est donné par la formule suivante : $g = L_1/n-1$.

On a : $L_1=2.65$ m, $L_2=1.45$ m

$$L_1 = 2.65\text{m} \Rightarrow g = 2.65/8 = 0.33\text{m} \Rightarrow g = 30\text{cm}.$$

(iii) Vérification de la relation de BLONDEL

$$2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64\text{cm}$$

On remarque bien que $59 \leq 64 \leq 66$ cm \rightarrow Condition vérifiée.

(B) Pré dimensionnement de la paille :

Le palier et la paille auront la même épaisseur et sera déterminée par la formule suivante :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} .$$

L : longueur projetée du palier et de la paille ; $L=L_1+L_2$

$$410/30 \leq e_p \leq 410/20 \Rightarrow 13.67 \leq e_p \leq 20.5$$

Soit $e_p = 17$ cm.

Calcul de α : $\text{tg}\alpha = \frac{h}{g}$

$$\text{tg}\alpha = \frac{17}{30} = 0.567 \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ$$

$$\text{Cos}\alpha = \frac{L_1}{L'} = 0.870 \Rightarrow L' = 3.05\text{cm}$$

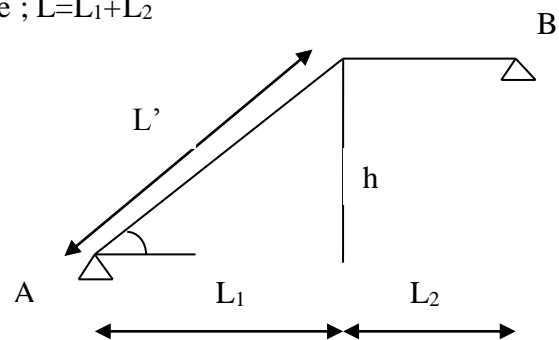


Figure III.3.2

III.3.2.2) Détermination des charges et surcharges :

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de 1m de projection horizontale, considérant une poutre simplement appuyée aux endroits des deux paliers.

(i) charge permanente :

Paillasse

| Eléments | Poids propre [KN/m ²] |
|----------------------------|---|
| Paillasse | $25 \times \frac{0.17}{\cos \alpha} = 4.89$ |
| Marches | |
| Revêtement : | $25 \times \frac{0.17}{2} = 2.125$ |
| - Carrelage [2cm] | $22 \times 0.02 = 0.44$ |
| - Mortier de pose | $20 \times 0.02 = 0.40$ |
| | $= 0.30$ |
| - Garde corps | $18 \times 0.02 = 0.36$ |
| - Lit de sable | $18 \times 0.015 = 0.27$ |
| - Enduit de ciment (1.5cm) | |
| | G_{ps} = 8.785 |

Palier

| Elément | Poids propre [KN/m ²] |
|--------------------|-----------------------------------|
| Palier | $25 \times 0.17 = 4.25$ |
| Revêtement : | $22 \times 0.02 = 0.44$ |
| - Carrelage | $20 \times 0.02 = 0.40$ |
| - Mortier | $18 \times 0.02 = 0.36$ |
| - Lit de sable | $18 \times 0.015 = 0.27$ |
| - Enduit de ciment | |
| | G_{pl} = 5.72 |

La charge concentrée :

- mur extérieur :

Une charge concentrée (verticale) sur l'extrémité du palier due à la charge du mur extérieur

| Elément | Poids (KN/m ²) |
|---|---------------------------------|
| Maçonneries en briques creuses | $(9 \times 0,1) \times 2 = 1,8$ |
| - Poids des enduits (enduit ciment+enduit plâtre) | $0,36 + 0,2 = 0,56$ |
| | $P = 2,36$ |

$$P = (3.06 - 0.2) \times 2.36 \times 1 \text{ m} = \mathbf{6,75 \text{ KN}}$$

(ii) Charges d'exploitation

- Palier : $Q_{pl} = 2.5 \text{ KN/ml}$
- Paillasse : $Q_{ps} = 2.5 \text{ KN/ml}$

III.3.2.3) Calcul à l'ELU:

(A) Calcul des sollicitations :

(i) Combinaisons des charges :

- paillasse $q_{ps} = [1.35 \times 8.785 + 1.5 \times 2.5] \times 1 = 15.61 \text{ KN/ml}$
- palier $q_{pl} = [1.35 \times 5.72 + 1.5 \times 2.5] \times 1 = 11.47 \text{ KN/ml}$
- Mur $q_{mur} = [1.35 \times 6.75] \times 1 = 9.11 \text{ KN/ml}$

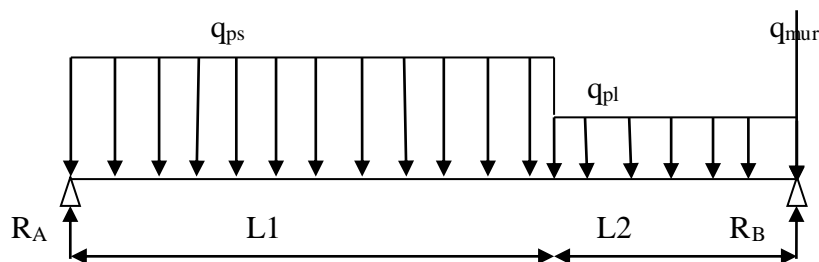


Figure III.3.3 : Schéma de chargement à l'ELU.

(ii) Calcul des réactions d'appuis

$$\Sigma F_x = 0$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 15.61 \times 3.05 + 11.47 \times 1.45 + 9.11$$

$$R_A + R_B = 64.24 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_A = 0$$

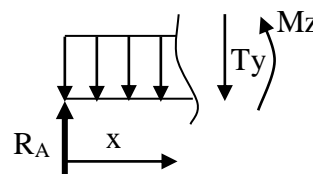
$$\Rightarrow 4.5 R_B = 11.47 \times 1.45 \times 3.775 + 15.61 \times 3.05 \times 1.525 + 9.11 \times 4.5 \Rightarrow R_B = \mathbf{39.20 \text{ KN}}$$

Ce qui donne $R_A = \mathbf{34.16 \text{ KN}}$

(B) Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants

- Pour $0 \leq x \leq 3.05 \text{ m}$

$$T_y = R_A - q_{ps}x$$



$$X = 0 \text{ m} \rightarrow T_y = R_A = 34.16 \text{ KN}$$

$$X = 3.05 \text{ m} \rightarrow T_y = 34.16 - 15.61 \times 3.05 = -13.46 \text{ KN}$$

$$M_Z = R_A x - q_{ps} x^2 / 2$$

$$X = 0 \rightarrow M_Z = 0$$

$$X = 3.05 \text{ m} \rightarrow M_Z = 31.57 \text{ KNm}$$

- Pour $3.05 \leq x \leq 4.5 \text{ m}$

$$T_y = R_A - q_{ps} \times 3.05 - q_{pl} (x - 3.05)$$

$$X = 3.05 \rightarrow T_y = -13.46 \text{ KN}$$

$$X = 4.5 \rightarrow T_y = -30.09 \text{ KN}$$

$$M_Z = R_A x - (q_{ps} \times 3.05)(x - 1.525) - q_{pl} \frac{(x - 3.05)^2}{2}$$

$$X = 3.05 \rightarrow M_Z = 31.57 \text{ KNm}$$

$$X = 4.5 \rightarrow M_Z = 0 \text{ KNm}$$

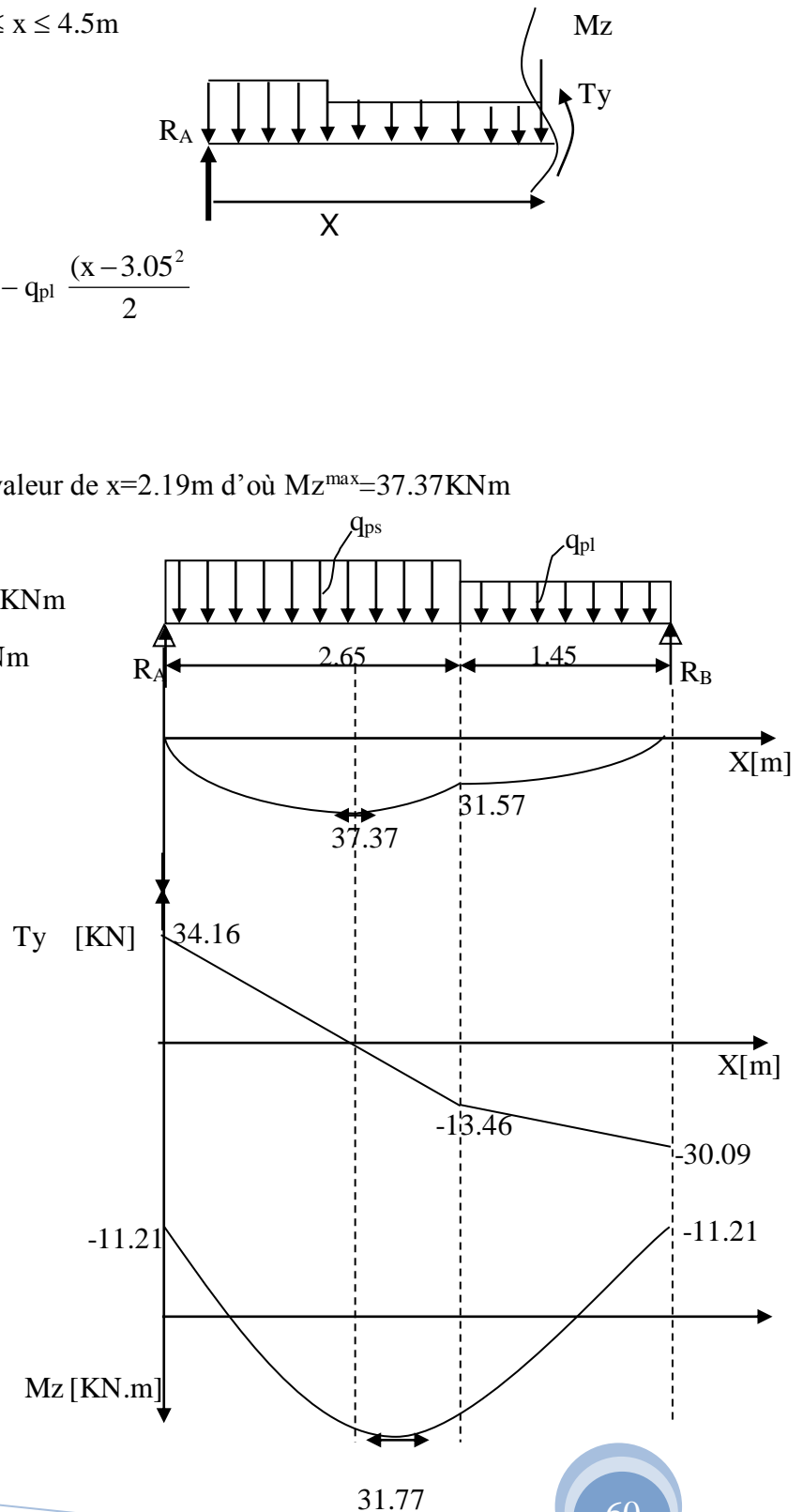
Le moment $M_Z(x)$ est maximal pour la valeur de $x = 2.19 \text{ m}$ d'où $M_Z^{\max} = 37.37 \text{ KNm}$

$$M_0 = M_Z^{\max} = 37.37 \text{ KNm}$$

Aux appuis : $M_a = -0.3 \times M_Z^{\max} = -11.21 \text{ KNm}$

En travée : $M_t = 0.85 \times M_Z^{\max} = 31.77 \text{ KNm}$

(C) Diagramme des efforts :



(D) Calcul des armatures:**(I) Armatures principales :**

$$a) \text{ En travée } \mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{31.77 \times 10^6}{1000 \times 150^2 \times 14.2} = 0.099 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.099 \rightarrow \beta = 0.9425$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{31.77 \times 10^6}{0.9425 \times 150 \times 348} = 6.45 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } \mathbf{6HA12} = 6.76 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec un espacement de 15cm

b) Aux appuis

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{11.21 \times 10^6}{1000 \times 150^2 \times 14.2} = 0.0351 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.0351 \rightarrow \beta = 0.9815$$

$$A_a = \frac{11.77 \times 10^6}{0.9815 \times 150 \times 348} = 2.29 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } \mathbf{3HA12} = 3.39 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Avec un espacement de 33cm.

(ii) Armatures de répartition:

$$a) \text{ En travée : } A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.7 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$b) \text{ En appui: } A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.85 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Avec un espacement de 25cm.

(E) Vérifications à effectuée :**(i) condition de non fragilité : Art.4.2.1 BAEL91**

$$A_{\min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 15 \times \frac{2.1}{400} = 1.81 \text{ cm}^2.$$

-En travée : $A_t = 6.79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.81 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

-Aux appuis : $A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.81 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

(ii) Ecartement des barres: (Art A.8.2.42 /BAEL91)

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

-Armatures principales : $e \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}.$

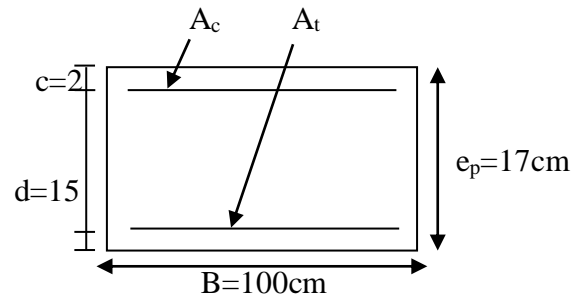


Figure III.31

$$\left. \begin{array}{l} \text{Travée : } e = 15 \text{ cm} \\ \text{Appuis : } e = 33 \text{ cm} \end{array} \right\} < 33\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

-Armatures de répartition: $e \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}.$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Travée : } e = 25 \text{ cm} \\ \text{Appuis : } e = 25 \text{ cm} \end{array} \right\} < 45\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

(iii) Vérification de l'effort tranchant :

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \min(0.1 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa.}$$

Pour cela il suffit de vérifier la section la plus sollicitée.

Dans notre cas $V_U^{\max}(x) = 34.16 \text{ KN}.$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} = \frac{34.16 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0.23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

(iv) Vérification de la condition d'adhérence : (Art .A.6.13 / BAEL 91).

On doit vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \sum U_i = 3 \times \pi \times 12$$

$$\tau_{se} = \frac{34.16 \times 10^3}{0.9 \times 150 \times 3 \times 3.14 \times 12} = 2.24 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

(v) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

- **Influence sur le béton :** On doit vérifier que :

$$V_u^{\max} < \frac{0.4 f_{c28} \times 0.9bd}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 2500 \times 0.9 \times 15 \times 100}{1.5} = 900 \text{ KN.}$$

$$V_u^{\max} = 34.16 \text{ KN} < 900 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Influence sur les armatures longitudinales inférieures** : On doit vérifier que :

$$Aa \geq \left[\frac{1.15}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{Ma}{0.9d} \right) \right] \quad \text{avec } Ma = -11.21 \text{KN.m}$$

$$Aa \geq \left[\frac{1.15 \times 10}{400} \left(34.16 - \frac{11.21 \times 10^2}{0.9 \times 15} \right) \right] = -1.405 \text{cm}^2 < 0$$

$$Aa = 3.39 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

(vi) Ancrage des barres :

Longueur de scellement droit (BAEL 91 / Art A.6.1.23)

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_s} \quad \text{avec : } \tau_s = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{Mpa}$$

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{cm} \text{ .soit } L_s = 30 \text{cm}.$$

D' après notre calcul de la section de la poutre pillaire

III.3.2.4) Calcul à l'ELS :

(A) Combinaison de charges :

$$q'_{ps} = G_{ps} + Q_{ps} = 8.326 + 2.5 = 10.826 \text{KN/ml}$$

$$q'_{pl} = G_{pl} + Q_{pl} = 5.34 + 2.5 = 7.84 \text{KN/ml}$$

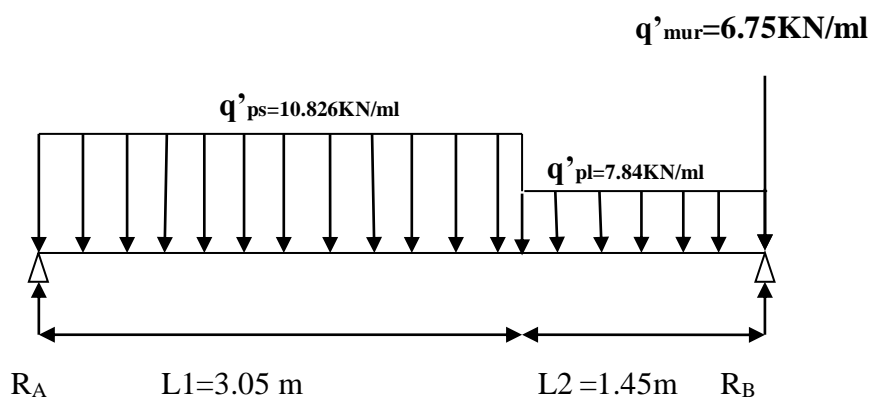


Figure III.32 : Schéma statique de calcul à l'ELS

(B) Réaction d'appuis

$$\Sigma F_x = 0$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 10.826 \times 3.05 + 7.84 \times 1.45 + 6.75$$

$$R_A + R_B = 51.14 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0$$

$$\Rightarrow 4.26 R_B = 7.84 \times 1.45 \times 3.775 + 10.826 \times 3.05 \times 1.525 + 6.75 \times 4.5 \Rightarrow R_B = 27.48 \text{ KN}$$

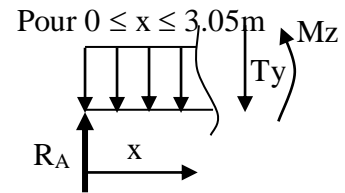
Ce qui donne $R_A = 23.66 \text{ KN}$

(C) Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants

•
 $T_y = R_A - q'_{ps}x$

$$X = 0 \rightarrow T_y = R_A = 23.66 \text{ KN}$$

$$X = 3.05 \text{ m} \rightarrow T_y = 23.66 - 10.826 \times 3.05 = -9.36 \text{ KN}$$



$$M_Z = R_A x - q'_{ps} x^2/2$$

$$X = 0 \rightarrow M_Z = 0$$

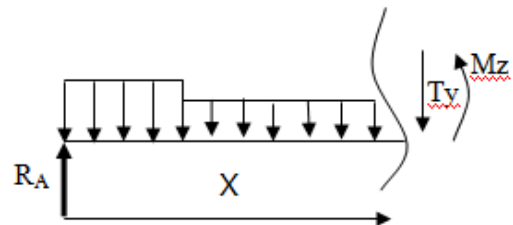
$$X = 3.05 \text{ m} \rightarrow M_Z = 21.81 \text{ KNm}$$

c) Pour $3.05 \leq x \leq 4.5 \text{ m}$

$$T_y = R_A - q'_{ps} \times 3.05 - q'_{pl} (x - 3.05)$$

$$X = 3.05 \rightarrow T_y = -9.36 \text{ KN}$$

$$X = 4.5 \rightarrow T_y = -20.73 \text{ KN}$$



$$M_Z = R_A x - (q'_{ps} \times 2.4) (x - 1.2) - q'_{pl} \frac{(x - 2.4)^2}{2}$$

$$X = 3.05 \rightarrow M_Z = 21.81 \text{ KNm}$$

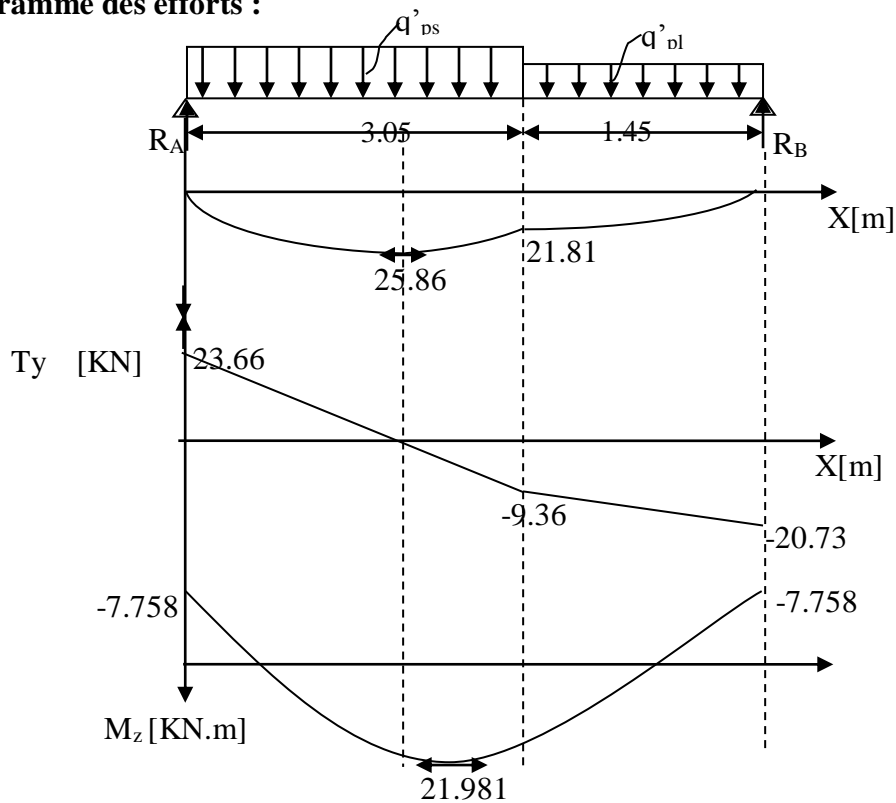
$$X = 4.5 \rightarrow M_Z = 0 \text{ KNm}$$

Le moment $M_Z(x)$ est maximal pour la valeur de $x = 2.184 \text{ m}$ d'où $M_Z^{\max} = 25.86 \text{ KNm}$

$$M_0 = M_Z^{\max} = 25.86 \text{ KNm}$$

Aux appuis : $M_{sa} = -0.3 \times M_Z^{\max} = -7.758 \text{ KNm}$

En travée : $M_{st} = 0.85 \times M_Z^{\max} = 21.981 \text{ KNm}$

(D) Diagramme des efforts :**(E) Vérification à l'ELS:****(i) Etat limite d'ouvertures des fissures :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire ; alors la section est justifiée vis avis des ouvertures des fissures.

(ii) Etat limite de compression dans le béton :

on doit vérifiée que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$.

- Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{100 \times 15} = 0.226$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.924 \Rightarrow \alpha_1 = 3(1 - \beta_1) = 0.228 \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0.0197$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{7.758 \times 10^6}{0.924 \times 150 \times 339} = 165.115 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0.0197 \times 165.115 = 3.252 < 15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 6.76}{100 \times 15} = 0.451$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.896 \Rightarrow \alpha_1 = 3(1 - \beta_1) = 0.309 \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0.0298$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{21.981 \times 10^6}{0.896 \times 150 \times 676} = 241.937 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0.0298 \times 241.937 = 7.21 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

(iii) Etat limite de déformation : [BAEL 91 Art B.6.5.3]

$$1/ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{450} = 0.0333 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10.M_0} \Rightarrow \frac{15}{450} = 0.0333 \leq \frac{16.44}{10(21.981)} = 0.075 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$3/ \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.0043 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

la 1^{ère} et la 2^{ème} condition n'est pas vérifiées, alors le calcul de la flèche est nécessaire.

a) Calcul de la flèche

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec : $q_s = \max(q'_{ps} ; q'_{pl}) = \max(10.826 ; 7.84) = 10.826 \text{ KN/mL}$

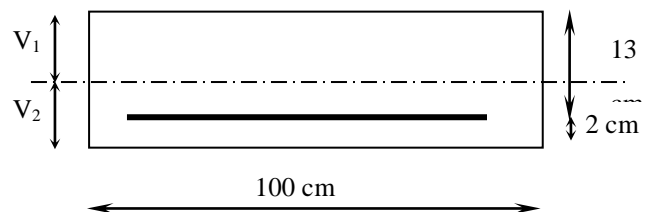
E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

I : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C_2)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$



$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogène

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

Figure III.33 Section de volée

$$S_{xx'} = \frac{100 \times (17)^2}{2} + (15 \times 6.76 \times 15) = 15971 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 17) + (15 \times 6.76) = 1801.4 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{15971}{1801.4} = 8.87 \text{ cm} \quad ; \quad V_2 = h - V_1 = 17 - 8.87 = 8.13 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C_2)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times (8.87)^3 + (8.13)^3 + 15 \times 6.76 \times (8.13 - 2)^2$$

$$I = 44984.69 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{10.826 \times 10^3 \times (4.5)^4}{10818.86 \times 10^6 \times 44984.69 \times 10^{-8}} = 0.0118 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{450}{500} = 0.90 \text{ cm}$$

$f < \bar{f} \Rightarrow$ Condition vérifiée

III.4) poutre palière

III.4.1) Introduction :

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse, semi encastré à ces extrémités dans les poteaux sa portée max est de m.

III.4.2) pré dimensionnement :

- **Hauteur de la poutre :**

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{330}{15} \leq h_t \leq \frac{330}{10} \Rightarrow 22\text{cm} \leq h_t \leq 33\text{cm}.$$

On opte pour $h_t = 30\text{cm}$

- **La largeur :**

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \Rightarrow 12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}.$$

Selon le RPA 2003, $b \geq 20\text{cm}$ et $\frac{h}{b} \leq 4$

Donc la poutre aura pour dimension $\mathbf{b \times h = 20 \times 30 \text{ cm}^2}$

- **Charges revenant à la poutre :**

Poids propre de la poutre : $G_P = 0.30 \times 0.20 \times 25 = 1.50\text{KN/ml}$

L'effort tranchant à l'appui B :

ELU : $T_u = 34.16\text{KN}$

ELS : $T_s = 23.66\text{KN}$

III.4.3) Calcul à L'ELU :

(A) Calcul du moment et de l'effort tranchant :

le calcul se fera pour 1 ml de longueur.

$$Q_u = 1.35G + \frac{T_u}{L} = 1.35 \times 1.5 + \frac{34.16}{1\text{ml}} = 36.185\text{KN/ml}.$$

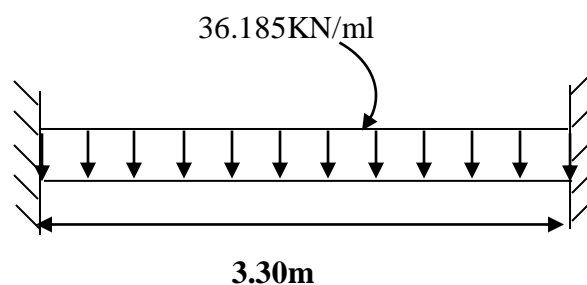


Figure III.4.1 : Schéma statique de la poutre palière

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{36.185 \times 3.3^2}{8} = 49.26 \text{ KN.m}$$

$$\text{L'effort tranchant : } T_{u \text{ max}} = \frac{q_u L}{2} = \frac{36.185 \times 3.3}{2} = 59.71 \text{ KN.}$$

Pour tenir compte de semi encastrement, on affecte M_0 par des coefficients numérateurs, on aura donc les valeurs suivantes :

$$M_a = (-0.3) M_0 = -14.78 \text{ KN.m}$$

$$M_t = (0.85) M_0 = 41.87 \text{ KN.m}$$

(B) Diagramme de M et T :

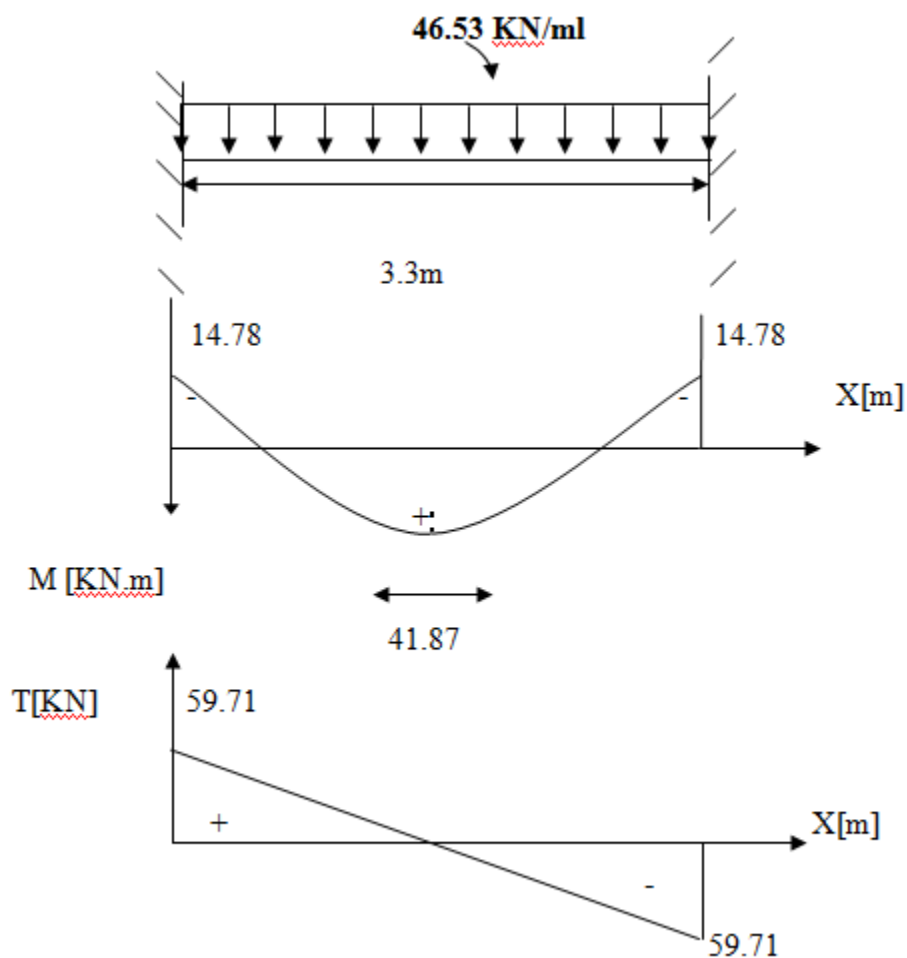


Diagramme des efforts internes

(C) Ferrailage :• **En travée :**

$$u_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{41.87 \times 10^6}{200 \times (270)^2 \times 14.2} = 0.202$$

$$u_b < u_r = 0.392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$u_b = 0.202 \Rightarrow \beta = 0.886$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{41.87 \times 10^3}{0.886 \times 27 \times 348} = 5.03 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$.

appuis :

$$u_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{14.78 \times 10^6}{200 \times (270)^2 \times 14.2} = 0.071$$

$$u_b = 0.071 < u_r = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$u_b = 0.071 \Rightarrow \beta = 0.968$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{14.78 \times 10^3}{0.968 \times 27 \times 348} = 1.63 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$

(D) Vérifications :**(i) Condition de non fragilité : (BAEL91/Art4.2.1)**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 20 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.65 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > 0.53 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$A_a = 2.36 > 0.53 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

(ii) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{59.71 \times 10^3}{200 \times 270} = 1.106 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

(iii) Vérification de l'adhérence aux appuis :

On doit vérifier :

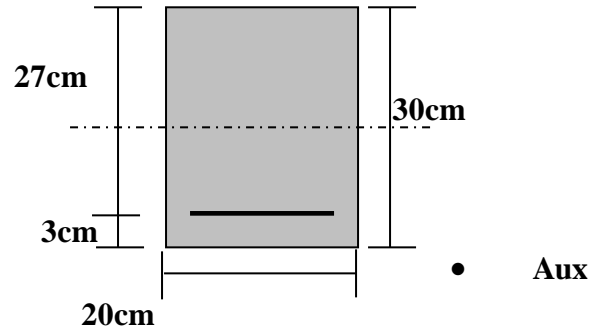


Figure III.4.2

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa}$$

$$\sum U_i = \sum n \pi \Phi = 3.14(3 \times 12 + 2 \times 10) = 175.84 \text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{59.71 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 175.84} = 1.40 \text{MPa} (\bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{MPa} \rightarrow \text{Vérifié.})$$

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

(iv) Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\Phi f_c}{4 \bar{\tau}_s}, \text{ avec } \bar{\tau}_s = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 2.835 \text{MPa}$$

$$L_s = \frac{14 \times 400}{4 \times 2.835} = 493.83 \text{mm} = 49.383 \text{cm.} \quad \Rightarrow \text{Soit } L_s = 50 \text{cm.}$$

Pour des raisons pratiques il est nécessaire d'adopter un crochet normale, d'après le BAEL91 ; la longueur nécessaire pour les aciers HA est $0.4L_s = 0.4 \times 50 = 20 \text{cm}$

Soit un crochet de 20cm.

(v) les armatures transversales :

$$\varphi_t = \frac{\varphi}{3} = \frac{14}{3} = 4.667 \text{mm} \quad \text{On prend } \varphi_t = 8 \text{mm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8.

a) Vérification du diamètre des armatures transversales :

$$\varphi_t \leq \min\left(\varphi_t \frac{b}{10}, \frac{h}{35}\right) = \min(12, 20, 8.57) \text{mm}$$

$$\varphi_t = 8 \text{mm} < 8.57 \text{mm} \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

Donc on prend un cadre et un étrier en diamètre HA 10

b) Espacement des armatures transversales :

D'après le RPA2003 Art (7,5.2.2) on obtient ce qui suit :

• **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \varphi, 30\right) = \min\left(\frac{30}{4}, 12 \times 1.2, 30\right) = 7.5 \text{cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 7 \text{cm}$$

• **En dehors de la zone nodale :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{cm, Soit : } S_t = 15 \text{cm.}$$

III.4.3.2) Etat limite de service L'ELS :

(A) Calcul des moments et de l'effort tranchant

$$Q_s = G + \frac{T_s}{L} = 1.5 + \frac{23.66}{1 \text{ ml}} = 25.16 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Moment isostatique : } M_{os} = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{25.16 \times (3.3)^2}{8} = 34.25 \text{ KN.m}$$

$$\text{L'effort tranchant : } T_s^{\max} = \frac{q_s L}{2} = \frac{25.16 \times 3.3}{2} = 41.51 \text{ KN}$$

Tenant compte du semi encastrement on aura :

$$M_{sa} = (-0.3) \times M_{os} = -10.275 \text{ KN.m}$$

$$M_{St} = (0.85) \times M_{os} = 29.11 \text{ KN.m}$$

(B) Diagramme de M et T :

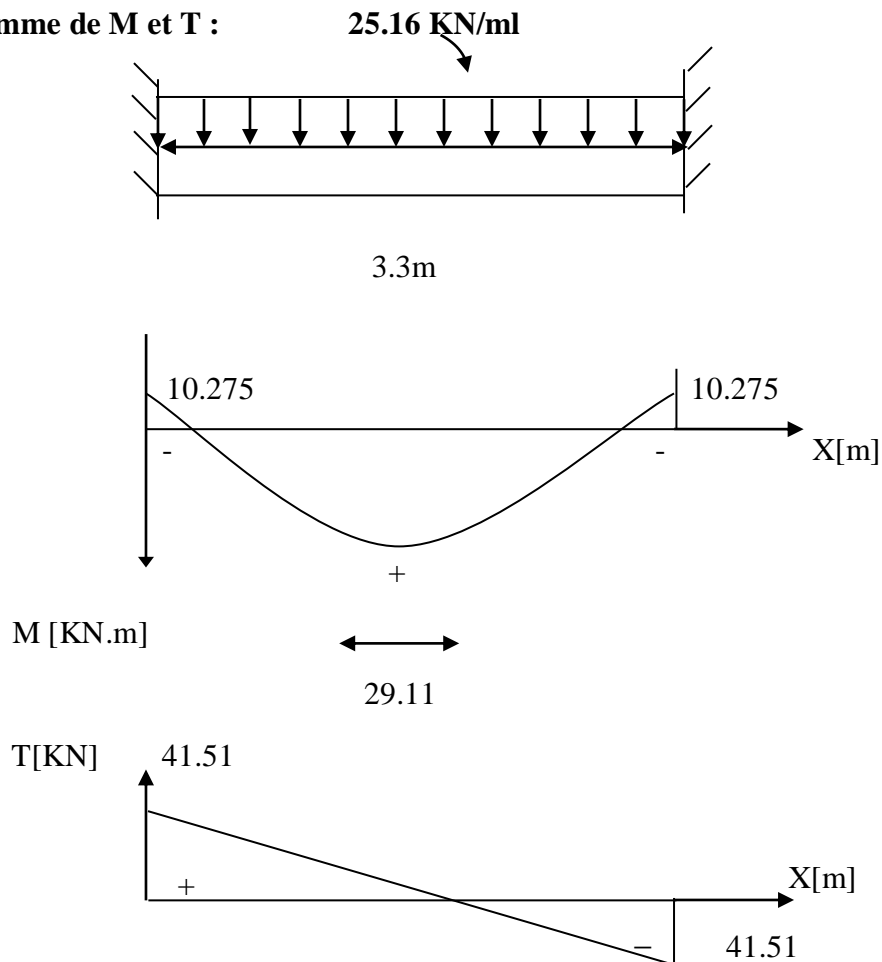


Diagramme des efforts internes

(i) Vérification des contraintes:**a) Etat limite de compression dans le béton :**

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

➤ Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.36}{20 \times 27} = 0.437 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 34.5 \\ \beta_1 = 0.899 \end{cases}$$

$$K = \frac{\alpha}{15 \times (1 - \alpha)} = \frac{0.303}{15 \times (1 - 0.303)} = 0.029$$

• La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{9.708 \times 10^6}{0.899 \times 270 \times 2.36 \times 10^2} = 169.47\text{MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• La contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = k \times \sigma_s = 0.029 \times 169.47 = 4.91 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ En travée :

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{20 \times 27} = 1.046 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 20.21 \\ \beta_1 = 0.858 \end{cases}$$

$$K = \frac{\alpha}{15 \times (1 - \alpha)} = \frac{0.426}{15 \times (1 - 0.426)} = 0.049$$

• La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{29.11 \times 10^3}{0.858 \times 27 \times 5.65} = 222.40\text{MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• La contrainte dans le

$$\text{béton : } \sigma_b = k \times \sigma_s = 0.049 \times 222.40 = 10.898 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

(ii) Vérification de la flèche :

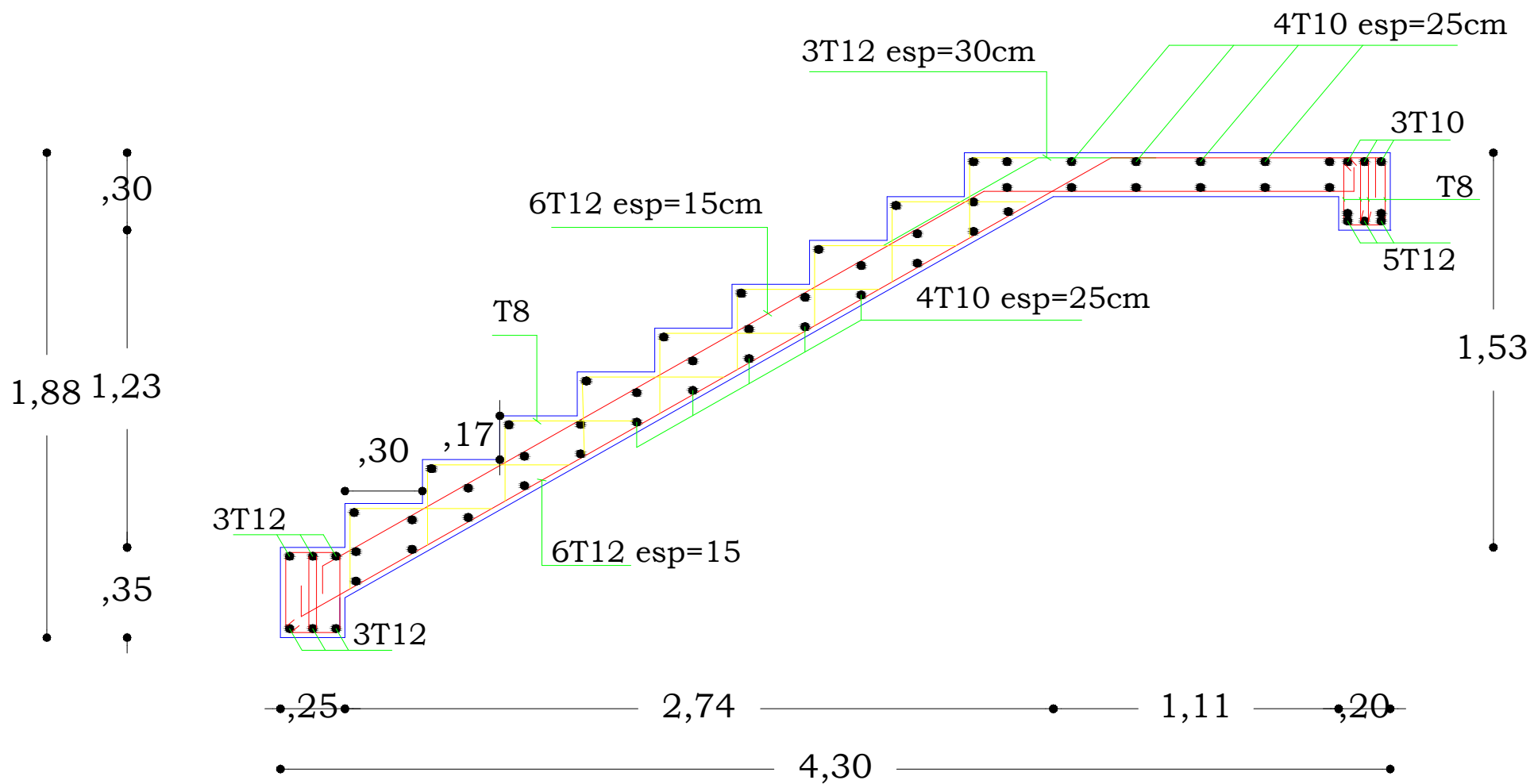
Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{330} = 0.091 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10.M_0} \Rightarrow \frac{30}{330} = 0.091 > \frac{29.11}{10(34.25)} = 0.085 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$3/ \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.96}{20 \times 27} = 0.0092 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche



UNIVERSITE MOULOU MAMMERRI
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

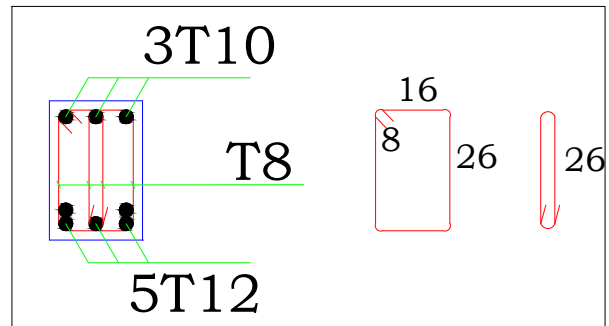
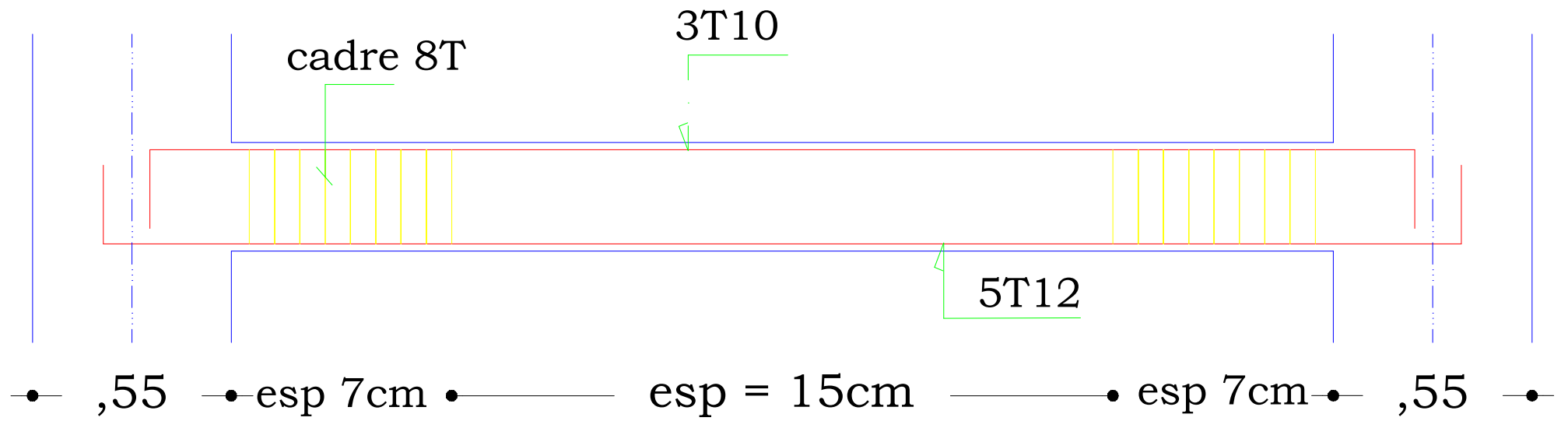
Mr: TABTA BILLEL

Plan de coffrage et ferrailage des
escalier

plan :03

Plan Génie civil

2018

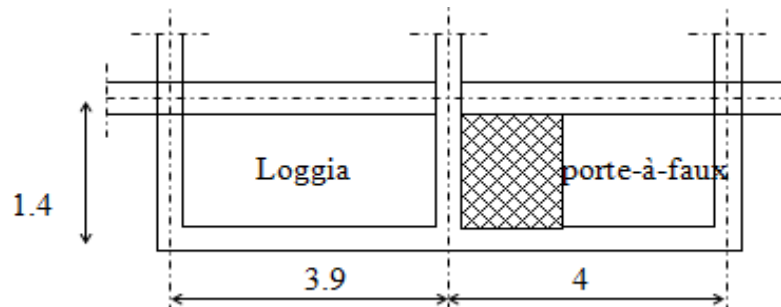


| | | | |
|--|---|---|----------|
| UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI DE TIZI OUZOU | | Faculté du génie de la construction Département de génie civil | |
| Mr: TABTA BILLEL | Plan de coffrage et ferrailage des poutre palier | | plan :04 |
| Plan génie civil | | | 2018 |

III.5) Les porte-à-faux

III.5.1) Introduction :

Les balcons seront réalisés en corps creux, les poutrelles reposeront sur les consoles qui sont le prolongement des poutres principale, le garde corps en briques creuses de 10cm d'épaisseur avec une hauteur $h = 1,00\text{m}$.



III.5.2) Détermination des charges et surcharges :

- Poids du plancher courant : $G = 5.27\text{N/m}^2$ (défini au chapitre II)
- Poids du garde corps : 1.00KN/m^2 (paroi en briques creuses 10 cm)
- Poids propre de la console : $0,25 \times 0,35 \times 25 = 2.18 \text{ KN/ml}$
- Poids propre du mur séparant la loggia et le porte-à-faux : 1.30 KN/m^2 (paroi en briques creuses 10cm)
- Enduit de plâtre (2cm) : 0.10KN/m^2
- Charge d'exploitation de la loggia : $Q = 3,5\text{KN/m}^2$. [DTR B.C.2.2/7.2.1]
- Efforts horizontaux sur le garde corps : 1KN/ml

III.5.3) Charges revenant à la console:

(A) Charges permanentes :

(i) Charges réparties :

Poids du plancher : $5,27 \times 3,9 = 20.55\text{KN/ml}$

Poids propre de la console : $0.25 \times 0.35 \times 25 = 2.18\text{KN/ml}$

Poids du mur de séparation : $1,30 \times (3,06 - 0,35) = 3.5\text{KN/ml}$

Enduit en plâtre pour le mur : $2 \times 0.1 \times (3,06 - 0,35) = 0.0054\text{KN/ml}$

$$\mathbf{G = 26.24 \text{ KN/ml}}$$

(ii) Charge concentrée :

Le poids de murs de séparation $G_{\text{mur}} \times h \times (3.06 - 0.35)$ en à $h = 1 \text{ m}$

$$1.30 \times 1 \times (3.06 - 0.35) = \mathbf{3.52 \text{ KN/ml}}$$

(B) Charge d'exploitation :**(i) Charges réparties :**

$$Q = 3,5 \times 4,10 = 14,35 \text{ KN/ml}$$

(C) Combinaison des charges :

$$\text{E.L.U. : } q_u = 1,35 \times 30,99 + 1,5 \times 14,35, \quad q_u = 63,36 \text{ KN/ml}$$

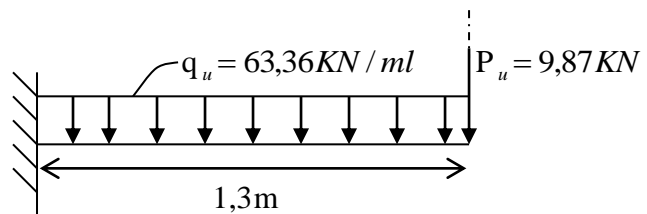
$$P_u = 1,35 \times 7,31 \quad \Rightarrow \quad P_u = 9,87 \text{ KN}$$

$$\text{E.L.S. : } q_s = 30,99 + 14,35 \quad \Rightarrow \quad q_s = 45,34 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = 7,31 \text{ KN}$$

III.5.3.2) Calcul à L'ELU :

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement, le moment agissant à ce niveau est :



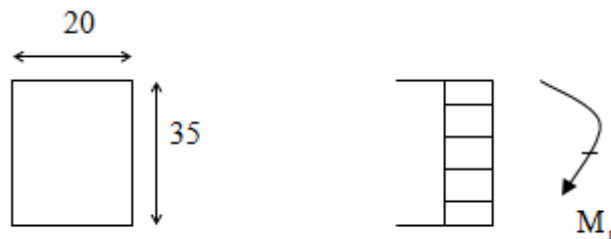
$$M_u = q_u \times \frac{L^2}{2} + P_u \times L$$

$$M_u = \frac{63,36 \times (1,3)^2}{2} + 9,87 \times 1,30 = 66,37 \text{ KN.m}$$

$$T_u = P_u + q_u \times L = 9,87 + 63,36 \times 1,3 = 92,24 \text{ KN}$$

Le travail consiste à étudier une section rectangulaire soumise à une flexion composée, dont les caractéristiques sont les suivantes :

$$b = 20 \text{ cm} ; h = 35 \text{ cm} ; d = 33 \text{ cm}$$



III.5.3.3) Ferrailage :

$$u_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{66,37 \times 10^6}{200 \times (330)^2 \times 14,2} = 0,215$$

$$u_b < u_r = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$u_b = 0,215 \Rightarrow \beta = 0,877$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{66,37 \times 10^3}{0,886 \times 33 \times 348} = 6,52 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 5HA16 = \text{cm}^2$.

(A) Vérification à L'ELU :**(i) Etat limite ultime du béton de l'âme : [BAEL91/A.5.1,21]**

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,2 f_c 28}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{92,24 \times 10^{-3}}{0,2 \times 0,33} = 1,39 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,39 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

(ii) Vérification de l'adhérence des barres : [BAEL91/A.6.1,3]

La valeur limite de la contrainte d'adhérence $\ll \tau_{se} \gg$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum \mu_i} \quad \text{avec : } \sum \mu_i = 5 \times \pi \times 1,4 = 21,99 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{92,24 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,33 \times 0,2199} = 1,41 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,41 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

(B) Vérification à l'ELS :

$$M_s = q_s \times \frac{L^2}{2} + P_s \times L$$

$$M_s = \frac{45,34 \times (1,3)^2}{2} + 7,31 \times 1,30 = 47,82 \text{ KN.m}$$

(i) Etat limite d'ouvertures des fissures :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire ; alors la section est justifiée vis avis des ouvertures des fissures.

(ii) Etat limite de compression dans le béton :

on doit vérifiée que

$$\rho_1 = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 6,88}{20 \times 33} = 1,17$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0,855 \Rightarrow \alpha_1 = 3(1 - \beta_1) = 0,435 \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0,051$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{47,82 \times 10^6}{0,855 \times 330 \times 688} = 220,12 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0,051 \times 220,12 = 11,23 < 15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

(iii) Etat limite de déformation : [BAEL 91 Art B.6.5.3]

$$1/ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{130} = 0,270 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10.M_0} \Rightarrow \frac{35}{130} = 0,270 > 0,085 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$3/ \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{688}{100 \times 33} = 0,0023 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

(C) Armatures transversales : [BAEL91]**(i) Diamètre :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_t \right\} = \min \{10; 20, 14\} \text{ mm} \quad \text{Soit : } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$\text{On choix (1cadre+ 1 étrier) } \phi 8 \quad A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

(ii) Espacement :

$$S_t \leq \min\{0,9d; 40\text{cm}\} = 29,7\text{cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0,4b} = \frac{2,01 \times 400}{0,4 \times 20} = 100,5\text{cm}$$

Soit $S_t = 25\text{cm}$

[RPA] : l'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

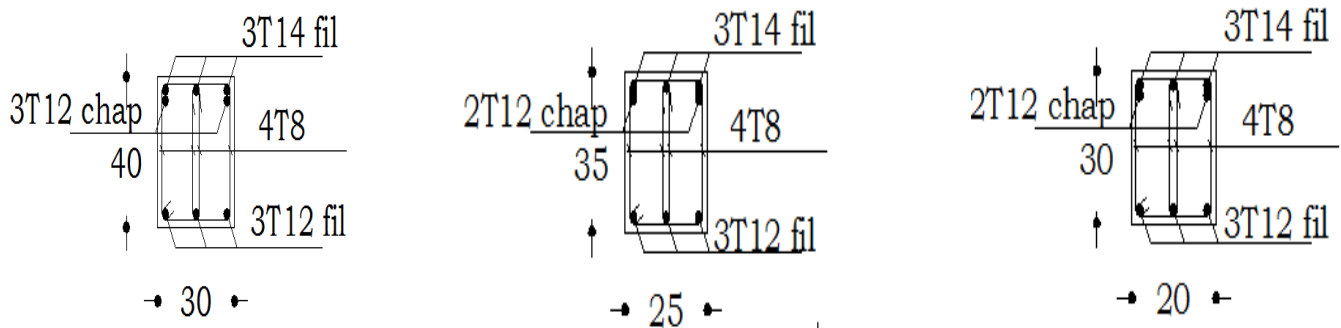
- En zone nodale (appuis) :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_t\right\} = 8,75\text{cm} \quad \text{soit } S_t = 8\text{cm}$$

Sur une longueur de : $L' = 2h = 70\text{cm}$ à partir de l'appui.

- En dehors de la zone nodale :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17,5\text{cm} \quad \text{soit } S_t = 15\text{cm}.$$

(D) les section de ferrailage du chaque niveaux

III.5.4) Calcul de la poutre de chaînage :

C'est une poutre qui repose sur deux appuis. Elle supporte son poids propre et le poids dû aux murs extérieurs.

III.5.4.1) Pré dimensionnement de la poutre :

En suppose les conditions du R.P.A 2003 (Art.9.3.3) $h_f \geq 15cm$. et $b \leq 20cm$

On choisit une hauteur $h_f = 20cm$.

Largeur b : on choisi $b = 20cm$.

III.5.4.2) Charge revenant à la poutre :

Le poids propre de la poutre : $0,20 \times 0,20 \times 25 = \dots\dots\dots 1KN/ml$.

Le poids propre du mur extérieur $e_p = 25cm$: $2,80 (3,06 - 0,40) = 7,45KN/ml$

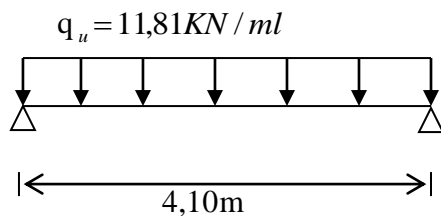
$$G = 8,45KN/ml$$

(A) Combinaisons de charges :

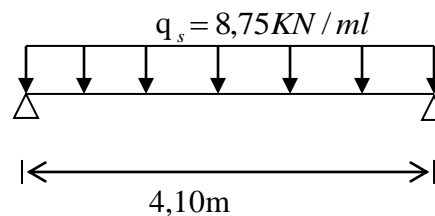
$$E.L.U : q_u = 1,35G = 1,35 \times 8,75 \dots\dots\dots q_u = 11,81KN/ml.$$

$$E.L.S : q_s = G = 8,75KN/ml \dots\dots\dots q_s = 8,75KN/ml.$$

Schéma statique de calcul :



E.L.U



E.L.S

III.5.4.3) Ferrailage :

(A) Calcul des efforts :

(i) Les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = 24,21KN.$$

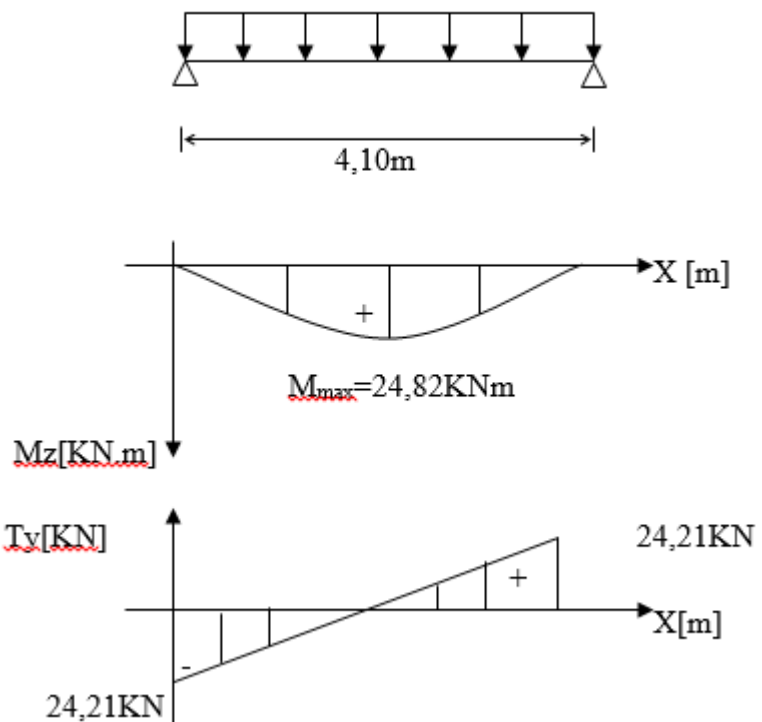
$$q_u = 11,81KN/ml$$

$$M_{\max} = M\left(\frac{L}{2}\right) = \frac{q_u l^2}{8} = 24,82KN.$$

Remarque : Afin de tenir compte des semis encastremets aux appuis, on affectera les moments par des coefficients correctifs de valeur égale à :

$0,85M_{\max}$ en travées

$0,30M_{\max}$ aux appuis



(ii) les valeurs des moments

A l'E.L.U :

$$M_u^t = 0,85M_{\max} = 0,85 \times 24,82 = 21,10 \text{ kN.m}$$

$$M_u^a = 0,30M_{\max} = -0,30 \times 24,82 = -7,45 \text{ kN.m}$$

A l'E.L.S :

$$M_s^t = 0,85M_{\max} = 0,85 \times 18,39 = 15,63 \text{ kN.m}$$

$$M_s^a = 0,30M_{\max} = -0,30 \times 18,39 = -5,52 \text{ kN.m}$$

(iii) efforts tranchants :

A l'E.L.U : $T_A^u = \frac{q_u L}{2} = 24,21 \text{ kN}.$

A l'E.L.S : $T_A^s = \frac{q_s L}{2} = 17,94 \text{ kN}.$

(iv) Calcul des armatures :

Soit un enrobage $c = 3 \text{ cm} \Rightarrow d = 17 \text{ cm}.$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} \quad A_s = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_s}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

| Zone | $M_u [KN.m]$ | μ_b | β | $A_s [cm^2]$ | $A_{adoptée} [cm^2]$ |
|------------|--------------|---------|---------|--------------|----------------------|
| Aux appuis | 7,45 | 0,030 | 0,985 | 0,858 | 3HA10 = 2,36 |
| En travée | 21,10 | 0,086 | 0,955 | 2,510 | 3HA12 = 3,39 |

(B) Vérification à l'E.L.U :

(i) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 20 \times 17 \times \frac{2,1}{400} = 0,411 cm^2.$$

Sur appuis : $A_a = 2,36 cm^2 > A_{\min} = 0,411 cm^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.

En travée : $A_t = 3,39 cm^2 > A_{\min} = 0,411 cm^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.

(ii) Vérification de la contrainte de cisaillement :

On doit vérifier que : $\tau_s \leq \bar{\tau}_s$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{24,21 \times 10^3}{200 \times 170} = 0,712 MPa$$

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

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec : } \tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum U_i}$$

$$U_i : \text{périmètre utile} \Rightarrow \sum U_i = 3\pi 8 = 75,38 mm$$

$$T_u^{\max} = 24,21 KN ; \quad d = 17 cm.$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi \times f_{t28} \quad \text{Avec : } \psi = 1,5 \text{ pour acier H.A}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 MPa$$

$$\tau_{se} = \frac{24,21 \times 10^3}{0,9 \times 170 \times 75,38} = 2,099 MPa$$

$$\tau_{se} = 2,099 < 3,15 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

(iii) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :

Ancrage des barres :

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6\psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \psi_s = 1,5 ; \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2,099 < 2,835 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

(iv) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

- Dans le béton :

$$T_u \leq 0,267 abf_{c28} \quad \text{avec } a = 0,9d = 0,9 \times 17 = 15,3 \text{ cm.}$$

$$T_u \leq 0,267 \times 153 \times 200 \times 25 = 204,255 \text{ KN.}$$

$$T_u = 24,21 \text{ KN} < 204,255 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Dans les aciers :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(24,21 \times 10^3 - \frac{5,52 \times 10^3}{0,9 \times 17} \right) = 0,73 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1,51 \text{ cm}^2 > 0,73 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

(v) Armatures transversales : [BAEL91-Art.A.7.2.2]

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right\} = \min \left\{ \frac{300}{35}; 12; \frac{250}{10} \right\} = 8,57 \text{ mm}$$

On prend $\phi = 8 \text{ mm}$.

On adoptera comme armatures transversales un cadre et un étrier, donc :

$$A_t = 4\phi^2 = 2,01 \text{ cm}^2.$$

(vi) Ecartement des armatures transversales : [RPA99-Art.9.3.3]

$$S_t \leq \min \{ h; 25 \text{ cm} \} = 20 \text{ cm} ; \text{ soit } S_t = 20 \text{ cm.}$$

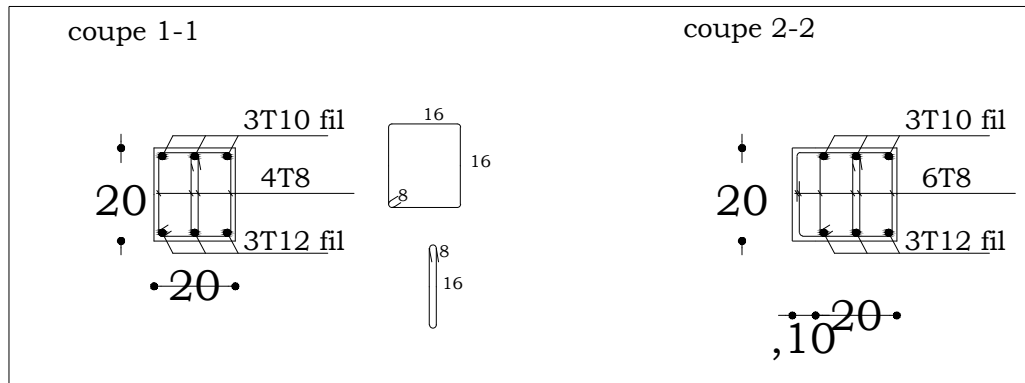
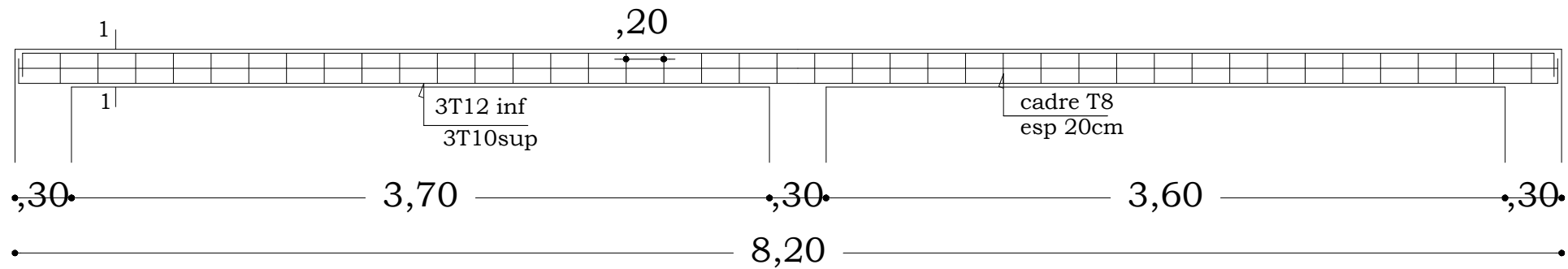
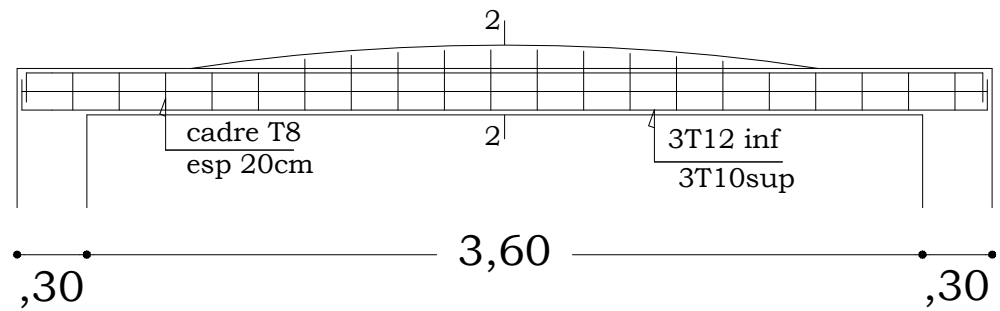
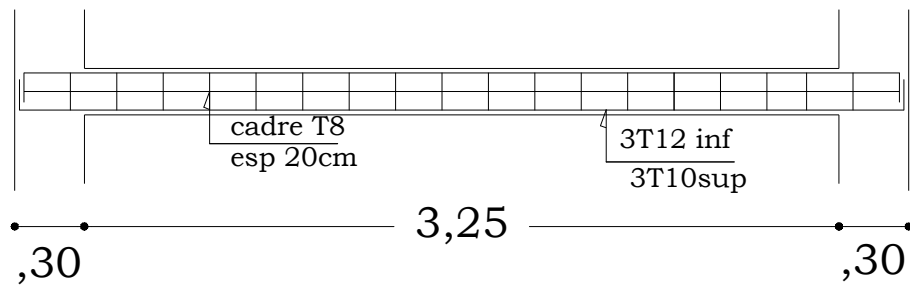
La section d'armatures transversales doit vérifier la condition :

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{2,01 \times 400}{20 \times 20} = 2,01 > 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Selon le R.P.A(2003), la section d'armatures transversales doit vérifier :

$$A_t \geq A_t^{\min} = 0,003 S b = 0,003 \times 7 \times 25 = 1,2 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 1,51 > A_t^{\min} = 1,2 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

Mr: TABTA BILLEL

Plan de coffrage et ferrailage des
poutre chaînage

plan :05

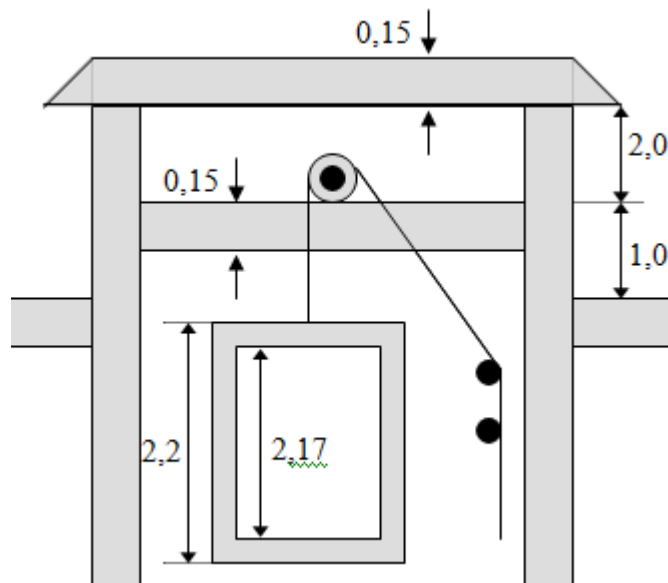
Plan génie civil

2018

III.6) Etude de la salle machine :

III.6.1) Introduction:

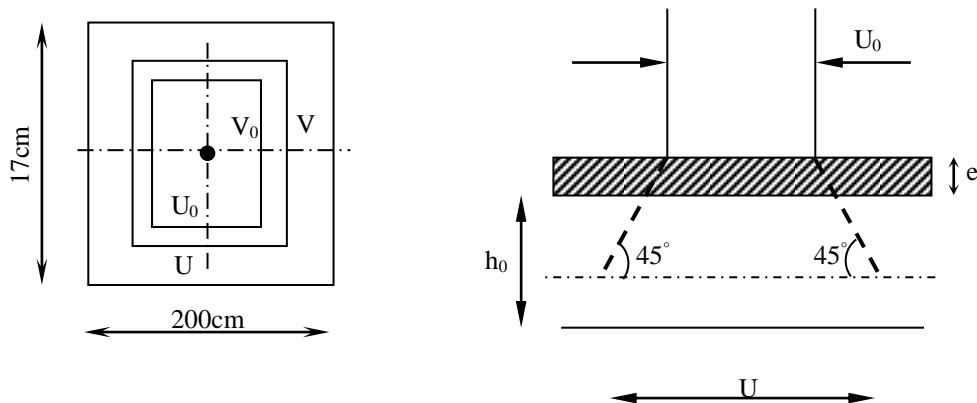
Le bâtiment comprend cages d'ascenseurs de caractéristiques identiques (donc il suffit d'étudier une seule), de vitesse d'entraînement ($v = 1\text{m/s}$), la surface de la cabine est de $3,40\text{ m}^2$, la charge que transmet le système de levage et la cabine est 76.2 KN et la charge d'exploitation 13.60 KN , on prend la charge totale que transmet le système de levage et la cabine chargée 9 tonne .



III.6.2) Calcul de la dalle pleine du local :

L'étude des dalles reposants librement sur leurs pourtours et soumises à des charges localisées s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD qui fournissent des coefficients qui permettent de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.

Pour ce qui suivra on étudiera le cas d'une charge localisée concentrique la dalle reposant sur ses 4 cotés avec $L_x = 1,70\text{ m}$ et $L_y = 2,00\text{ m}$



- Dimensionnement :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{30}$$

$$h_t \geq \frac{200}{30} = 6.67 \text{ cm}$$

Nous avons la limite de RPA minimal qui est de 12 cm, et pour nous on opte pour $e_p = 15 \text{ cm}$

$$u = x_0 + k \cdot h_r + h_0$$

$$v = y_0 + k \cdot h_r + h_0$$

h_0 : épaisseur de la dalle

$h_r = 5 \text{ cm}$, épaisseur du revêtement

$$u = 80 + 0 \times 5 + 15 = 95 \text{ cm}$$

$$v = 80 + 0 \times 5 + 15 = 95 \text{ cm}$$

(A) Evaluation du moment M_x et M_y dus au système de levage :

$$M_x = q \cdot (M_1 + \nu \cdot M_2)$$

Avec : ν : Coefficient de Poisson

$$M_y = q \cdot (M_2 + \nu \cdot M_1)$$

M_1 et M_2 : Coefficients déterminés à partir des rapports (U/L_x) ; (V/L_y) dans les abaques de Pigeaud

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,70}{2,00} = 0,85$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{0,95}{1,70} = 0,559$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{0,95}{2,00} = 0,475$$

| | | $\rho = 0,8$ | | $\rho = 0,9$ | |
|------------------|-----|--------------|-------|--------------|-------|
| | | U/Lx | | | |
| | | 0,5 | 0,6 | 0,5 | 0,6 |
| Valeurs de M_1 | 0,4 | 0,112 | 0,081 | 0,105 | 0,093 |
| | 0,5 | 0,105 | 0,071 | 0,1 | 0,089 |
| Valeurs de M_2 | 0,4 | 0,081 | 0,076 | 0,088 | 0,081 |
| | 0,5 | 0,071 | 0,067 | 0,08 | 0,073 |

Une triple interpolation donne les valeurs suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{U}{L_x} = 0,559 \\ \frac{V}{L_y} = 0,475 \end{array} \right\} \Rightarrow M_1 = 0,0879 \quad , \quad M_2 = 0,07445$$

A L'ELU : $v = 0$

$$q_u = 1,35Q = 1,35 \times 90 = 121,50 \text{ KNm}$$

$$M_{x1} = qM_1 = 121,50 \times 0,0879 = 10,68 \text{ KNm}$$

$$M_{y1} = qM_2 = 121,50 \times 0,07445 = 9,05 \text{ KNm}$$

(B) Evaluation du moment M_x et M_y dus au poids propre de la dalle :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,85 \Rightarrow 0,4 < 0,83 < 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\rho = 0,85 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0509 \\ \mu_y = 0,685 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$$\text{Poids de la dalle : } G = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Avec : } q_u = 1,35.G + 1,5.Q = (1,35 \times 3,75) + (1,5 \times 10) = 20,06 \text{ KN/mL}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 = 0,0509 \times 20,06 \times (1,7)^2 = 2,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,685 \times 2,95 = 2,02 \text{ KN.m}$$

(C) superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10,68 + 2,95 = 13,63 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9,05 + 2,02 = 11,07 \text{ N.m}$$

Remarque : A fin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront munies en leur effectuant le coefficient 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

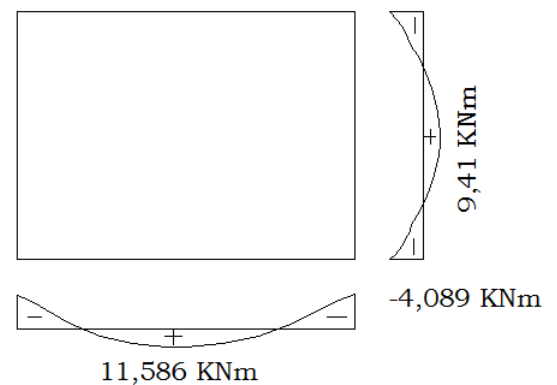


Diagramme de moment du panneau

III.6.2.2) Ferrailage :

Il se fera à L'ELU pour une bande de 1m de largeur les résultats de calcul relatifs à la détermination du ferrailage, seront résumés sur le tableau ci-après :

| zone | Sens | Mu (KN.m) | μ_b | μ_l | Secti on | β | A (cm ²) | A adoptée (cm ²) | S _t (cm) | |
|------------|------|-----------|---------|---------|----------|---------|----------------------|------------------------------|---------------------|----|
| Sur appuis | X-X | -4,089 | 0,020 | 0.392 | SSA | 0,990 | 0,989 | 2,01 | 4HA8 | 25 |
| | Y-Y | -3.321 | 0,016 | 0.392 | SSA | 0,992 | 0,80 | 2,01 | 4HA8 | 25 |
| En travée | X-X | 11.586 | 0,057 | 0.392 | SSA | 0,970 | 2,86 | 3,14 | 4HA10 | 25 |
| | Y-Y | 9.41 | 0,046 | 0.392 | SSA | 0,976 | 2,31 | 3,14 | 4HA10 | 25 |

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{bd^2 f_{bc}} \quad A_t = \frac{M_x^t}{\beta d \sigma_{st}}$$

III.6.2.3) Vérification à L'ELU :

(A) Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91) :

- Armatures inférieures

$$W = W_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \quad \Rightarrow \quad W = A_{\min} / S$$

Avec : $\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,85$

A_{\min} : Section minimale d'armatures.

S : section totale du béton.

W_0 : taux d'acier minimal = 0,0008 (acier HA FeE400)

$$W_x = 0,0008 \times \left(\frac{3 - 0,85}{2} \right) = 0,00086$$

$$A_{\min} = 0,00086 \times (15 \times 100) = 1,29 \text{ cm}^2$$

- Armatures supérieures

$$W_y = W_0 = 0.0008$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times (15 \times 100) = 1,2 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_x = 3,14 > A_{\min}$$

$$A_y = 3,14 > A_{\min}$$

En appuis :

$$A_x = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

$$A_y = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

\Rightarrow Condition vérifiée

\Rightarrow Condition vérifiée

(B) Diamètre minimal des barres : (art A-7.21 BAEL91) :

On doit vérifier que :

$$\phi_{\max} \leq h/10 = 150/10 = 15 \text{ mm}$$

$$\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

(C) Ecartement des barres :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

$$\text{Armatures } A_x // L_x : S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Armatures } A_y // L_y : S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.6.2.4) Vérification à l'ELS :**(i) les moments engendrés par le système de levage :**

$$M_{x1} = q_s \times (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = q_s \times (M_2 + \nu M_1)$$

$$q_s = P \quad ; \quad \nu = 0,2 \quad \text{à ELS :}$$

$$M_{x1} = 90 (0,0879 + 0,2 \times 0,07445) \quad \Rightarrow M_{x1} = 9,25 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 90 (0,07445 + 0,2 \times 0,0879) \quad \Rightarrow M_{y1} = 8,28 \text{ KN.m}$$

(ii) Les moments engendrés par le poids propre de la dalle :

$$q_s = G + Q = 3,75 + 1 \quad \Rightarrow q_s = 4,75 \text{ KN/m}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l^2 = 0,0509 \times 4,75 \times (1,7)^2 = 0,70 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,685 \times 0,70 = 0,48 \text{ KN.m}$$

(iii) Superposition des moments :

$$M_x = 9,25 + 0,70 = 9,95 \text{ KN m}$$

$$M_y = 8,28 + 0,48 = 8,76 \text{ KN m}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel de la dalle a ses extrémités on aura :

$$\text{- Moment en travée : } M^t = 0,85 M$$

$$\begin{cases} M_x^t = 0,85 M_x = 0,85 \times 9,95 = 8,458 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,85 M_y = 0,85 \times 8,76 = 7,446 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Moments aux appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^a = -0,3M_x = -0,3 \times 9,95 = -2,985 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0,3M_y = -0,3 \times 8,76 = -2,628 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Remarque : ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0,85), et en appuis par (0,3) pour tenir compte de la continuité des voiles.

(B) Vérification de la contrainte tangentielle :

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge et on à $u = v = 80\text{cm}$, donc :

Au milieu de u , on a :

$$V_u = \frac{P}{2U + V}$$

$$V_u = \frac{90}{(2 \times 0,95) + 0,95} = 31,58 \text{ KN}$$

Au milieu de v on a :

$$V_u = \frac{P}{3U} = \frac{90}{3 \times 0,95} = 31,58 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{31,58 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,24 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{ 0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa} \} = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifié}$$

(C) Vérification des contraintes dans le béton :

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ Avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

(i) Sens (X-X) :

- Aux Appuis :

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{4,089}{2,985} = 1,37$$

$$\mu_u = 0,020 \rightarrow \alpha = 0,0252$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435 > \alpha = 0,0252 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- En travée :

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{11.586}{8.458} = 1,37$$

$$\mu_u = 0,057 \rightarrow \alpha = 0,0747$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435 > \alpha = 0,0747 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Remarque : Il en est de même pour le sens (Y-Y), donc on peut se passer de la vérification des contraintes.

(D) Vérification au poinçonnement :

$$q_u \leq \frac{0,045 \cdot U_c \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$U_c = 2 \cdot (u + v) = 2 \times 2 \times 0,95 = 3,8 \text{ m} ; \text{ et}$$

$$q_u = 20,06 \text{ kN} \leq \frac{0,045 \times 3,8 \times 25 \cdot 10^3}{1,5} = 2850 \text{ kN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

(E) Vérification de la flèche :

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur ces cotés, on peut se dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$\text{a) } \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tu}}{20M_x}$$

$$\text{b) } \frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$$

h : hauteur de la dalle.

M_{tu} : moment en traves dans le sens x-x

M_x : moment isostatique de référence dans la direction x-x pour une bande de 1m

A_x : section d'armature / ml

d : hauteur utile de la bande.

b : largeur de la bande égale a 1m

$$\text{a) } \frac{h}{L_x} = \frac{15}{170} = 0,088$$

$$\frac{M_{tu}}{20M_x} = \frac{11.586}{20 \times 13.63} = 0,0425$$

$$\frac{h}{L_x} = 0,088 \geq \frac{M_{tu}}{20M_x} = 0,0425$$

b) $\frac{2}{fe} = 0,005$

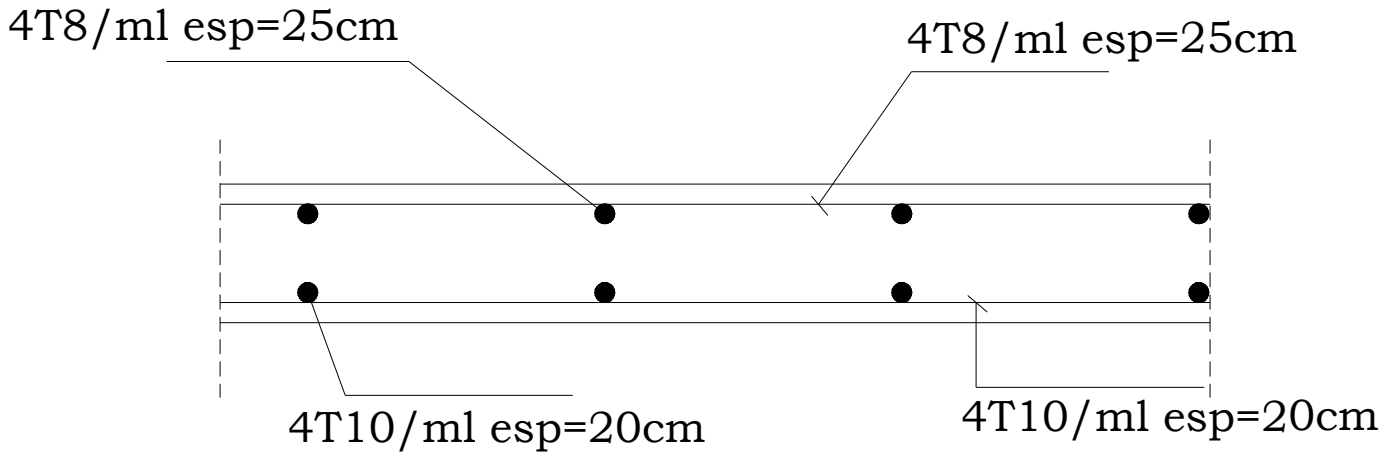
$$\frac{A_x}{bd} = \frac{3,14}{100 \times 12} = 0,0026$$

$$\frac{A_x}{bd} = 0,0026 \leq \frac{2}{fe} = 0,005 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

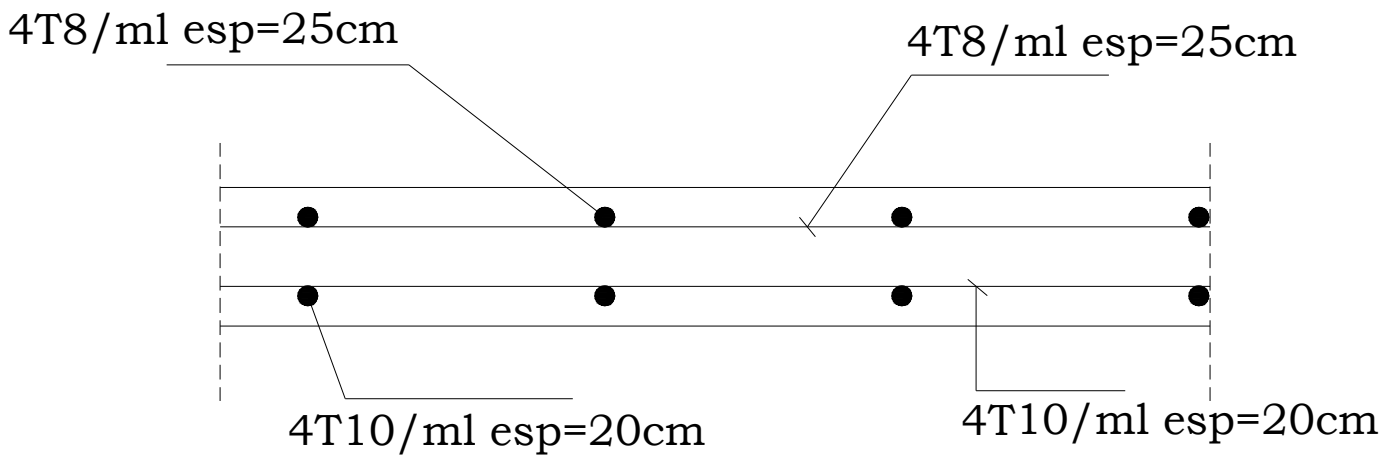
Conclusion :

Après vérification des deux conditions on dira donc que la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Sens X-X



Sens Y-Y



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

Mr: TABTA BILLEL

Plan de ferailage dalle salle machine

plan :06

Plan Génie civil

2018

III.7) Calcul des balcons :

Le balcon ou porte à faux est un élément constitué d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher, repose sur deux ou plusieurs appuis, travail comme une console encadrée au niveau de la poutre de rive dont l'épaisseur sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion :

$$e_p \geq \frac{L}{10} = \frac{140}{10} = 14 \text{ cm} \quad \text{Avec: } L : \text{ largeur du balcon.}$$

On prend : $e_p = 15 \text{ cm}$

III.7.2) Charges et surcharges :

III.7.2.1) Charges permanentes :

- D'après le tableau de calcul dans le chapitre II on a :

Charge de la dalle pleine (balcon): $G_{\text{total}} = 5,32 \text{ KN}$

- Poids propre du garde corps (en brique) :

| N° | désignation | Epaisseur (m) | ρ [kN/m ²] | G [kN/ml] |
|--------------|-------------------|---------------|-----------------------------|-------------|
| 1 | Mortier de ciment | 2x (0.02) | 18 | 0.72 |
| 2 | Brique creuse | 0.10 | 9.00 | 0.90 |
| Total | | | | 1.62 |

III.7.2.2) Surcharge d'exploitation :

- Surcharge d'exploitation du balcon : $Q = 3.5 \text{ kN/ml}$

Remarque :

On a un garde de *corps de hauteurs de 1M*

$$G \times h = 1.62 \times 1 = 1.62 \text{ KN}$$

III.7.2.3) Combinaison des charges :

(A) A L'ELU :

$$\begin{aligned} q_{u1} &= 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ &= 1.35 \times 5.32 + 1.5 \times 3.5 \Rightarrow q_{u1} = 12.43 \text{ kN/ml} \end{aligned}$$

$$q_{u2} = 1.35g = 1.35 \times 1.62 \Rightarrow q_{u2} = 2.19 \text{ kN/ml}$$

(B) A L'ELS :

$$q_{s1} = G + Q = 5.3 + 3.5 \Rightarrow q_{s1} = 8.82 \text{ kN/ml}$$

$$q_{s2} = G = 1.62 \text{ kN/ml} \Rightarrow q_{s2} = 1.62 \text{ kN/ml}$$

III.7.3) Ferrailage:

Le balcon sera calculé en flexion simple pour une bande de 1m de largeur. La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement.



III.7.3.1) Calcul à l'E.L.U :

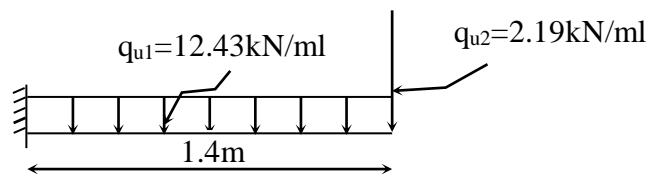


Figure IV- 8 : Schéma statique du balcon

(i) Moment fléchissant :

$$M_u = \frac{q_{u1} \times L^2}{2} + q_{u2} \times L = \frac{12.43 \times 1.4^2}{2} + 2.19 \times 1.4 \Rightarrow M_u = 15.25 \text{ kN.m}$$

(ii) Effort tranchant :

$$T_u = q_{u1} \times L + q_{u2} = 12.43 \times 1.4 + 2.19 \Rightarrow T_u = 19.59 \text{ kN}$$

(iii) Armatures principales

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{15.25 \times 10^2}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.074$$

$$\mu_u = 0.074 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée (SSA)}$$

$$\mu_u = 0.074 \Rightarrow \beta = 0.962$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times (f_e / \gamma_s)} = \frac{15.25 \times 10^2}{0.962 \times 12 \times 34.8} = 3.79 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons : **5HA12 = 5.65 cm²**

Avec un espacement de: **S_{t1} = 20cm**

(iv) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons : **4HA8 = 2.01 cm²**

Avec un espacement de: **S_{t2} = 35cm**

III.7.4) Vérification à l'ELU :

III.7.4.1) Vérification de la condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_s = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **condition vérifiée**

III.7.4.2) Ecartement des barres :

- Armatures principales :

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$S_{t1} = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow$ **condition vérifiée**

- Armatures de répartition :

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

$S_{t2} = 35 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow$ **condition vérifiée**

III.7.4.3) Vérification à l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{19.59 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.163 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u = 0.163 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.10 \times f_{c28} / 1.5; 5MPa \right\} = \min \{ 2.5; 5MPa \} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5MPa$$

Donc : $\tau_u = 0.163MPa < \bar{\tau}_u = 2.5MPa \Rightarrow$ condition vérifiée

III.7.4.4) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15MPa$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{19.59 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 188.40} = 0.96MPa \quad \text{Avec : } \sum U_i = 5 \times \pi \times 12 = 188.40mm$$

$\Rightarrow \tau_{se} = 0.96MPa < \bar{\tau}_{se} = 3.15MPa \Rightarrow$ Condition vérifiée

III.7.5) Vérification à l'E.L.S :

(A) Moment fléchissant :

$$M_s = \frac{q_{s1} \times L^2}{2} + q_{s2} \times L = \frac{8.82 \times 1.4^2}{2} + 1.62 \times 1.40 \Rightarrow M_s = 10.91 \text{ kN.m}$$

III.7.5.2) Vérification des contraintes à l'ELS :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 12} = 0.471$$

$$\rho_1 = 0.471 \Rightarrow \beta = 0.896 \Rightarrow K_1 = 33.12$$

(A) Vérification des contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{10.91 \times 10^3}{0.896 \times 12 \times 5.65} = 179.60MPa$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_s ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = \min \{ 266.67; 201.63MPa \} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 179.60 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée

(B) vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

Etat limite de compression de béton : (Art A 452 du BAEL) :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans le béton si les conditions suivantes sont satisfaites :

- La section est rectangulaire.
- La nuance des aciers est FeE400.

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Pour une section rectangulaire ($b \times e$) = (100 × 15) cm², armée par des aciers de nuance FeE400 soit à vérifier α ;

$M_s = 10.91 \text{ kN.m}$, $M_u = 15.25 \text{ KN.m}$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{15.91}{10.25} = 1.55$$

$$\mu = 0.074 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0.0962$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.55-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.525$$

$$\alpha = 0.0962 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.525 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc le calcul de σ_{bc} n'est pas nécessaire

III.7.5.3) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y_1) = 15 \times \frac{10.91 \times 10^6}{90134000} \times (120 - 56.5) = 115.30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 115.30 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.7.6) Vérification de la flèche :

On peut se dispenser de la vérification de la flèche si les conditions suivantes sont réunies :

$$1- \frac{h}{L} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{140} = 0.107 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

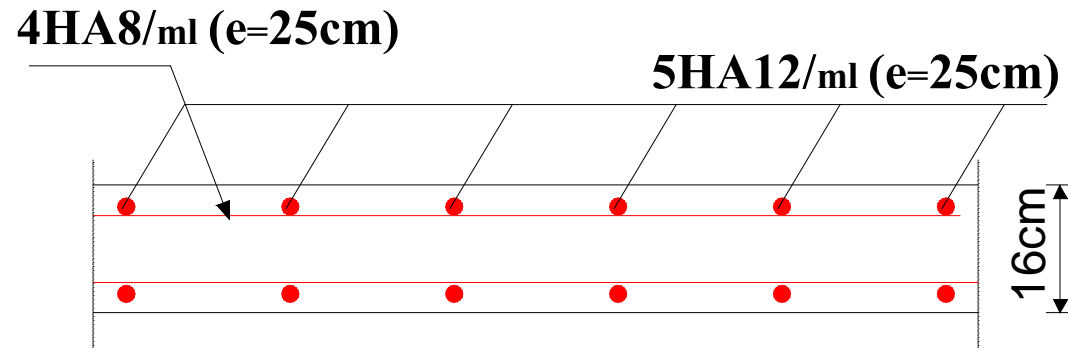
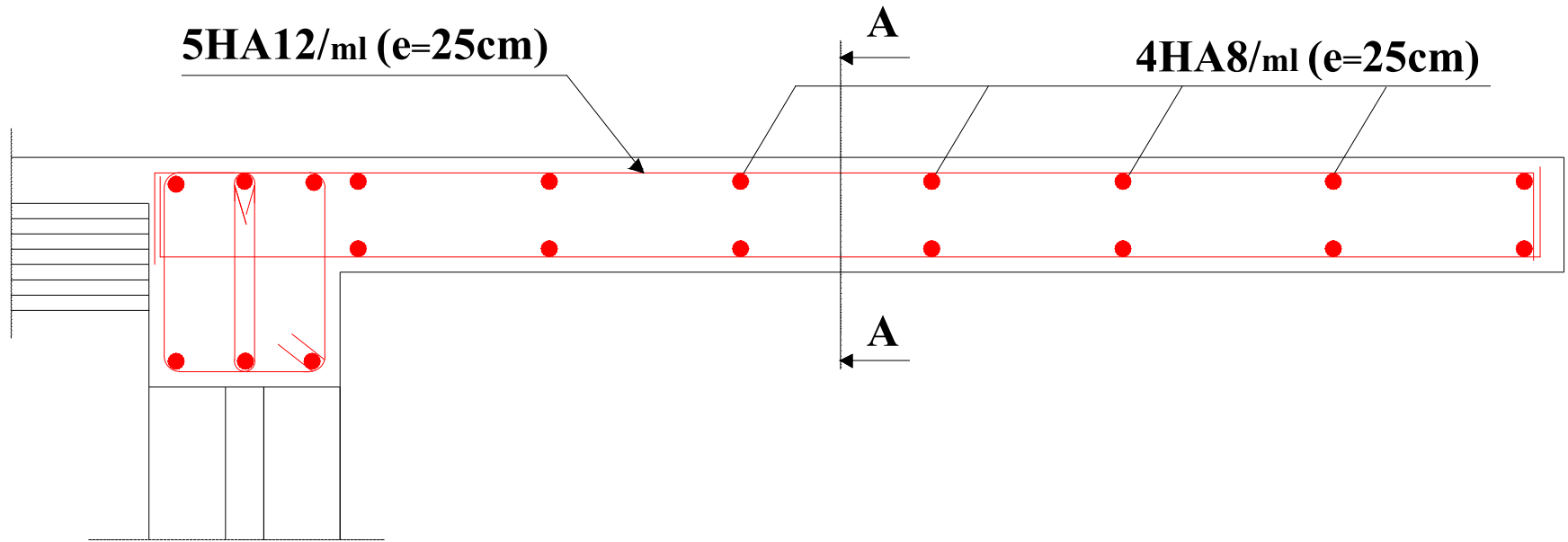
$$2- \frac{h}{L} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad \text{Avec : } M_t = \frac{q_s \times L^2}{2} = \frac{8.82 \times 1.4^2}{2} = 8.64 \text{ kN.m}$$

$$\frac{15}{140} = 0.107 > \frac{8.64}{10 \times 8.64} = 0.1 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$3- \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_g} \Rightarrow \frac{3.92}{100 \times 12} = 0.0032 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont réunies, donc on peut se dispenser de la vérification de la flèche



Coupe A-A

| | | | |
|---|------------------------------|---|----------|
| UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU | | Faculté du génie de la construction Département de génie civil | |
| Mr: TABTA BILLEL | Plan de ferrailage de balcon | | plan :07 |
| Plan Génie civil | | | 2018 |

Introduction :

L'étude du contreventement est une étape importante dans l'étude de tout bâtiment. Le contreventement d'une structure est constitué de l'ensemble des éléments verticaux, destinés à assurer la stabilité de la structure sous n'importe quelles sollicitations (séisme ; vent ; charges verticales).

Dans le cas de notre bâtiment, le contreventement est assuré par des portiques et voiles disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) et qui forment un contreventement mixte, et cela nous amène à connaître le pourcentage d'effort sismique que doit reprendre chaque élément (portique, voile) ; pour cela on doit passer par plusieurs étapes.

IV.1) Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres :

$$\text{Poteaux : } K_p = \frac{I_p}{h_c}$$

$$\text{Poutres : } K_{pr} = \frac{I_{pr}}{l_c}$$

Avec : I_p : Inertie du poteau considéré.

I_{pr} : Inertie de la poutre considérée.

$$h_c : \text{Hauteur de calcul } h_c = \min \left(\bar{h} + \frac{e_p}{2} ; h_0 \right)$$

$$l_c : \text{Longueur de calcul } l_c = \min \left(\bar{l} + \frac{e_{pr}}{2} ; l_0 \right)$$

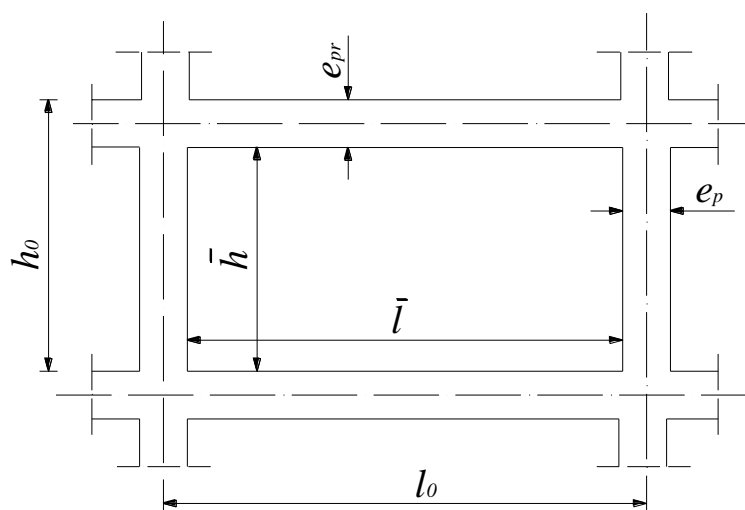
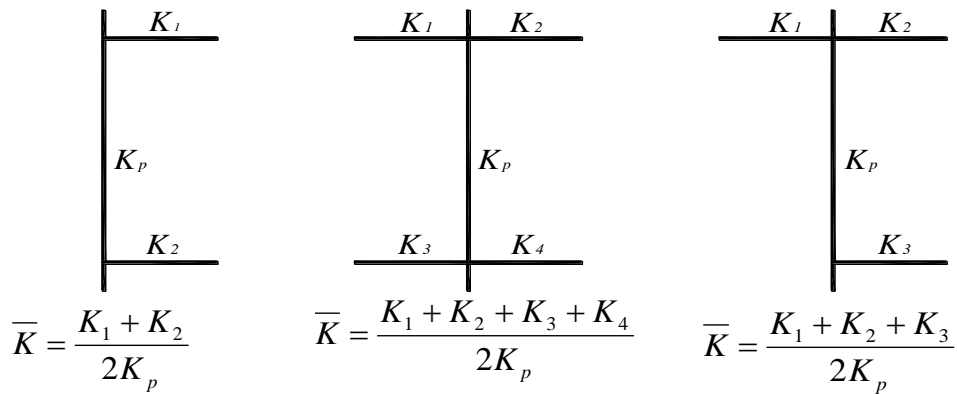


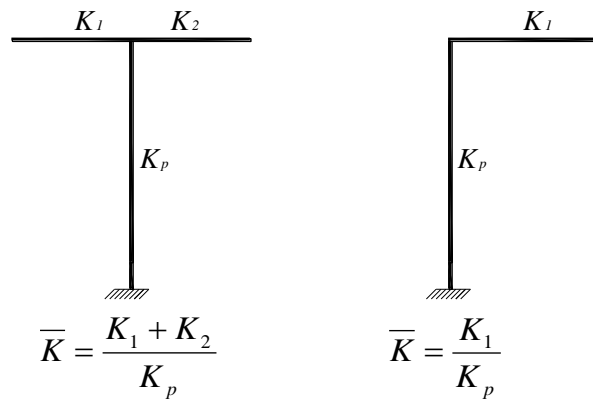
Fig. (IV-1): Coupe verticale d'un niveau

IV.1.1.1) Calcul des coefficients de rigidité relative aux portiques K_j :

(A) Niveau RDC et étage courant :



(B) Niveau S-sol :



IV.1.1.2) Calcul des coefficients correcteurs a_j :

Niveau étage courant :

$$a_{ij} = \frac{\bar{k}}{2 + \bar{k}}$$

Niveau S-sol :

$$a_{ij} = \frac{0,5 + \bar{k}}{2 + \bar{k}}$$

IV.1.1.3) Calcul des rigidités des poteaux par niveau dans les deux sens :

(A) Niveau étage courant :

$$rij = aij \frac{12 EI}{h_c^3}$$

(B) Niveau S-sol :

Poteau encastré à sa base : $rij = aij \frac{12.EI.}{h_c^3}$

Poteau articulé à sa base $rij = aij K_p \frac{3E}{h_c^2}$

Avec : E module de déformation du béton ;

pour des charges de courte durée d'application on a : $E = 3,21 \cdot 10^7 \text{ KN/m}^2$.

IV.1.1.4) Calcul des rigidités des portiques par niveau dans les deux sens :

$$R_j = \frac{12 E}{h_c^2} \sum a_j K_p$$

(A) calcul des rigidités par niveau dans le sens longitudinal :

(i) Les poutres secondaires

| Niveau | Travée | Section (m ²) | \bar{L} (m) | Lc (m) | Ii (m ⁴) 10 ⁻⁴ | Kpout (m ³) 10 ⁻⁴ |
|-------------------------------------|--------------------|---------------------------|---------------|--------|---------------------------------------|--|
| s-sol, RDC et 1 ^{er} étage | (A-B) (G-H) | 0,25x 0,35 | 3.05 | 3.225 | 8.93 | 2.769 |
| | (B-C) (F-G) | 0,25x 0,35 | 3.45 | 3.625 | 8.93 | 2.463 |
| | (C-D) (E-F) | 0,25x 0,35 | 3.55 | 3.725 | 8.93 | 2.397 |
| | (D-F) | 0,25x 0,35 | 3.15 | 3.325 | 8.93 | 2.679 |
| Consol RDC et 1 ^{er} étage | Consol (a-A) (F-b) | 0,25x 0,35 | 0.975 | 1.15 | 8.93 | 7.765 |
| Étage 2 à 7 | (A-B)(G-H) | 0,20x0,30 | 3.05 | 3.225 | 4,50 | 1.395 |
| | (B-C) (F-G) | 0,20x0,30 | 3.45 | 3.625 | 4,50 | 1.241 |
| | (C-D) (E-F) | 0,20x0,30 | 3.55 | 3.725 | 4,50 | 1.21 |
| | (D-F) | 0,20x0,30 | 3.15 | 3.325 | 4,50 | 1.353 |
| | Consol (a-A) (F-b) | 0,20x0,30 | 0.975 | 1.15 | 4.50 | 3.91 |

Tableau IV.1) coefficient rigidités longitudinal de poutre secondaire par niveau

(ii) Les poteaux :

| Niveau | Files | Section (m ²) | \bar{h} (m) | h_c (m) | I_{yi} (m ⁴)10 ⁻⁴ | Kpot (m ³)10 ⁻⁴ |
|---------------------------------|-----------------------------|---------------------------|---------------|-----------|--|--|
| s-sol | A, B, C, D, E, F, G et H | 0,40x0,45 | 3,73 | 3.955 | 30.375 | 7.60 |
| RDC et 1 ^{er} étage | A, B, C, D, E, F, G et H | 0,40x0,45 | 2.76 | 2.985 | 30.375 | 10.176 |
| 2, 3,4 ^{ème} étage | A, B, C, D, E, F, G et H | 0,35x0,40 | 2.76 | 2.96 | 18.667 | 6.306 |
| 5, 6,7 ^{ème} étage | A, B, C, D, E, F, G et H | 0,30x0,35 | 2.76 | 2.935 | 10.719 | 3.652 |

Tableau IV.2) coefficient rigidités longitudinal du poteau par niveau

(iii) Portiques (2-2),(3-3) et (4-4)

| Niveau | poteau | Kpot. 10-avr | \bar{K} | a_{ij} | $a_{ij} k_p \cdot 10^4$ | r_{ij} | R_{ij} (kN/m) |
|---------------------------|--------|-----------------|-----------|----------|-------------------------|-----------|-----------------|
| s-sol | A et H | 6,068 | 0,456 | 0,389 | 2,362 | 7363,490 | 68121,654 |
| | B et G | | 0,862 | 0,476 | 2,888 | 9001,372 | |
| | C et F | | 0,801 | 0,464 | 2,818 | 8784,428 | |
| | D et E | | 0,837 | 0,471 | 2,859 | 8911,537 | |
| RDC | A et H | 8,04 | 0,827 | 0,293 | 2,353 | 12872,445 | 88874,490 |
| | B et G | | 0,651 | 0,245 | 1,974 | 10799,735 | |
| | C et F | | 0,604 | 0,232 | 1,866 | 10210,080 | |
| | D et E | | 0,631 | 0,240 | 1,929 | 10554,985 | |
| 1er étage | A et H | 8,04 | 1,310 | 0,396 | 3,182 | 17412,163 | 97953,925 |
| | B et G | | 0,651 | 0,245 | 1,974 | 10799,735 | |
| | C et F | | 0,604 | 0,232 | 1,866 | 10210,080 | |
| | D et E | | 0,631 | 0,240 | 1,929 | 10554,985 | |
| 2 ^{ème} étage | A et H | 4,828 | 1,640 | 0,451 | 2,175 | 12493,259 | 71983,587 |
| | B et G | | 0,815 | 0,289 | 1,398 | 8026,026 | |
| | C et F | | 0,757 | 0,275 | 1,326 | 7613,870 | |
| | D et E | | 0,791 | 0,283 | 1,368 | 7858,638 | |
| 3 et 4 étage | A et H | 4,828 | 1,099 | 0,355 | 1,712 | 9831,288 | 54411,371 |
| | B et G | | 0,546 | 0,214 | 1,035 | 5945,776 | |
| | C et F | | 0,508 | 0,202 | 0,977 | 5612,966 | |
| | D et E | | 0,531 | 0,210 | 1,013 | 5815,655 | |
| 5, 6 et 7 étage | A et H | 2,683 | 1,977 | 0,497 | 1,334 | 8118,887 | 47796,338 |
| | B et G | | 0,982 | 0,329 | 0,884 | 5379,762 | |
| | C et F | | 0,914 | 0,314 | 0,841 | 5120,583 | |
| | D et E | | 0,955 | 0,323 | 0,867 | 5278,936 | |

Tableau IV.3) rigidités longitudinal par niveau:

(iv) Portiques (1-1) et (5-5)

| Niveau | poteau | Kpot. 10-avr | | a_{ij} | $a_{ij} k_p \cdot 10^{-4}$ | r_{ij} | $R_{ij}(kN/m)$ |
|------------------|--------|-----------------|-------|----------|----------------------------|-----------|----------------|
| s-sol | A et H | 6,068 | 0,456 | 0,389 | 2,362 | 7363,490 | 67766,127 |
| | B et G | | 0,812 | 0,467 | 2,831 | 8823,609 | |
| | C et F | | 0,801 | 0,464 | 2,818 | 8784,428 | |
| | D et E | | 0,837 | 0,471 | 2,859 | 8911,537 | |
| RDC et 1er étage | A et H | 8,04 | 0,827 | 0,293 | 2,353 | 12872,445 | 87907,461 |
| | B et G | | 0,613 | 0,235 | 1,885 | 10316,220 | |
| | C et F | | 0,604 | 0,232 | 1,866 | 10210,080 | |
| | D et E | | 0,631 | 0,240 | 1,929 | 10554,985 | |
| 2ème | A et H | 4,828 | 1,640 | 0,451 | 2,175 | 12493,259 | 71983,587 |
| | B et G | | 0,815 | 0,289 | 1,398 | 8026,026 | |
| | C et F | | 0,757 | 0,275 | 1,326 | 7613,870 | |
| | D et E | | 0,791 | 0,283 | 1,368 | 7858,638 | |
| 3 et 4 | A et H | 4,828 | 1,099 | 0,355 | 1,712 | 9831,288 | 54411,371 |
| | B et G | | 0,546 | 0,214 | 1,035 | 5945,776 | |
| | C et F | | 0,508 | 0,202 | 0,977 | 5612,966 | |
| | D et E | | 0,531 | 0,210 | 1,013 | 5815,655 | |
| 5, 6 et 7 étage | A et H | 2,683 | 1,977 | 0,497 | 1,334 | 8118,887 | 47796,338 |
| | B et G | | 0,982 | 0,329 | 0,884 | 5379,762 | |
| | C et F | | 0,914 | 0,314 | 0,841 | 5120,583 | |
| | D et E | | 0,955 | 0,323 | 0,867 | 5278,936 | |

Tableau IV.4) rigidités longitudinal par niveau:

(B) Calcul des rigidités par niveau dans le sens transversal:

(i) Les poutres principales :

| Niveau | Travée | Section (m ²) | \bar{L} (m) | L_c (m) | I_i (m ⁴)10 ⁻⁴ | K_{pout} (m ³)10 ⁻⁴ |
|-------------------------------------|-----------------------------|------------------------------|---------------|-----------|---|--|
| s-sol, RDC et 1 ^{er} étage | (1-2)(2-3) (3-4)(4-5) | 0,30x 0,40 | 3.9 | 4.1 | 16 | 3.9 |
| Consol RDC et 1 ^{er} étage | Consol (a-2) (b-3)(c-4) | 0,30x 0,40 | 1.2 | 1.4 | 16 | 11.43 |
| étage 2 à 7 | (1-2)(2-3) (3-4)(4-5) | 0,25x0,35 | 3.95 | 4.125 | 8.93 | 2.165 |
| | Consol (a-2) (b-3) (c-4) | 0,25x0,35 | 1.225 | 1.4 | 8.93 | 6.378 |

Tableau IV.5) coefficient rigidités transversal de poutre principale par niveau

(ii) Les poteaux :

| Niveau | Files | Section (m ²) | \bar{h} (m) | h_c (m) | I_{yi} (m ⁴) 10 ⁻⁴ | Kpot (m ³)10 ⁻⁴ |
|------------------------------|----------------|---------------------------|---------------|-----------|---|--|
| s-sol | 1, 2, 3,4 et 5 | 0,40x0,45 | 3,73 | 3.955 | 24 | 6.068 |
| RDC et 1 ^{er} étage | 1, 2, 3,4 et 5 | 0,40x0,45 | 2.76 | 2.985 | 24 | 8.04 |
| 2,3,4 ^{ème} étage | 1, 2, 3,4 et 5 | 0,35x0,40 | 2.76 | 2.96 | 14.29 | 4.828 |
| 2,3,4 ^{ème} étage | 1, 2, 3,4 et 5 | 0,30x0,35 | 2.76 | 2.935 | 7.875 | 2.683 |

Tableau IV.6) coefficient rigidités transversal du poteau par niveau

(iii) Les Portiques (B-B),(C-C), (F-F) et (G-G):

| Niveau | poteau | Kpot. 10-avr | | a_{ij} | $a_{ij} k_p \cdot 10^{-4}$ | r_{ij} | R_{ij} (kN/m) |
|------------------------|-----------|--------------|-------|----------|----------------------------|-----------|-----------------|
| s-sol | 1 et 5 | 6,068 | 0,643 | 0,432 | 2,624 | 6461,686 | 37286,336 |
| | 2, 3 et 4 | | 1,285 | 0,543 | 3,298 | 8120,988 | |
| RDC | 1 et 5 | 8,04 | 1,196 | 0,374 | 3,009 | 13006,642 | 60073,394 |
| | 2, 3 et 4 | | 0,970 | 0,327 | 2,626 | 11353,370 | |
| 1er étage | 1 et 5 | 8,04 | 1,907 | 0,488 | 3,924 | 16964,409 | 67988,928 |
| | 2, 3 et 4 | | 0,970 | 0,327 | 2,626 | 11353,370 | |
| 2 ^{ème} étage | 1 et 5 | 4,828 | 2,472 | 0,553 | 2,669 | 11733,226 | 56297,050 |
| | 2, 3 et 4 | | 2,129 | 0,516 | 2,489 | 10943,533 | |
| 3 et 4 étage | 1 et 5 | 4,828 | 1,769 | 0,469 | 2,266 | 9963,370 | 39640,025 |
| | 2, 3 et 4 | | 0,897 | 0,310 | 1,495 | 6571,095 | |
| 5, 6 et 7 étage | 1 et 5 | 2,683 | 3,184 | 0,614 | 1,648 | 7369,313 | 40074,867 |
| | 2, 3 et 4 | | 4,754 | 0,704 | 1,889 | 8445,413 | |

Tableau IV.7) les rigidités transversal par niveau de Les Portiques (B-B),(C-C), (F-F) et (G-G)

(iv) Les Portiques (A-A) et (H-H) :

| Niveau | poteau | Kpot. 10-avr | | a_{ij} | $a_{ij} k_p \cdot 10^{-4}$ | r_{ij} | $R_{ij}(\text{kN/m})$ |
|------------------------|-----------|-----------------|-------|----------|----------------------------|-----------|-----------------------|
| s-sol | 1 et 5 | 6,068 | 0,643 | 0,432 | 2,624 | 6461,686 | 37286,336 |
| | 2, 3 et 4 | | 1,285 | 0,543 | 3,298 | 8120,988 | |
| RDC | 1 et 5 | 8,04 | 0,485 | 0,195 | 1,569 | 6784,747 | 47629,604 |
| | 2, 3 et 4 | | 0,970 | 0,327 | 2,626 | 11353,370 | |
| 1er étage | 1 et 5 | 8,04 | 0,485 | 0,195 | 1,569 | 6784,747 | 47629,604 |
| | 2, 3 et 4 | | 0,970 | 0,327 | 2,626 | 11353,370 | |
| 2 ^{ème} étage | 1 et 5 | 4,828 | 0,628 | 0,239 | 1,154 | 5072,638 | 28464,104 |
| | 2, 3 et 4 | | 0,808 | 0,288 | 1,389 | 6106,276 | |
| 3 et 4 étage | 1 et 5 | 4,828 | 0,448 | 0,183 | 0,884 | 3887,291 | 27487,867 |
| | 2, 3 et 4 | | 0,897 | 0,310 | 1,495 | 6571,095 | |
| 5, 6 et 7 étage | 1 et 5 | 2,683 | 0,807 | 0,287 | 0,771 | 3449,195 | 22972,579 |
| | 2, 3 et 4 | | 1,614 | 0,447 | 1,198 | 5358,063 | |

Tableau IV.8) rigidités transversal par niveau de Les Portiques (A-A) et (H-H)

(v) Les Portiques (D-D) et (E-E) :

| Niveau | poteau | Kpot. 10-avr | | a_{ij} | $a_{ij} k_p \cdot 10^{-4}$ | r_{ij} | $R_{ij}(\text{kN/m})$ |
|------------------------|--------------|-----------------|-------|----------|----------------------------|-----------|-----------------------|
| s-sol | 1 | 6,068 | 0,643 | 0,432 | 2,624 | 6461,686 | 38945,638 |
| | 2, 3, 4 et 5 | | 1,285 | 0,543 | 3,298 | 8120,988 | |
| RDC | 1 | 8,04 | 1,196 | 0,374 | 3,009 | 13006,642 | 58420,122 |
| | 2, 3, 4 et 5 | | 0,970 | 0,327 | 2,626 | 11353,370 | |
| 1er étage | 1 | 8,04 | 1,907 | 0,488 | 3,924 | 16964,409 | 62377,889 |
| | 2, 3, 4 et 5 | | 0,970 | 0,327 | 2,626 | 11353,370 | |
| 2 ^{ème} étage | 1 | 4,828 | 2,472 | 0,553 | 2,669 | 11733,226 | 55507,356 |
| | 2, 3 et 4 | | 2,129 | 0,516 | 2,489 | 10943,533 | |
| 3 et 4 étage | 1 | 4,828 | 1,769 | 0,469 | 2,266 | 9963,370 | 36247,750 |
| | 2, 3, 4 et 5 | | 0,897 | 0,310 | 1,495 | 6571,095 | |
| 5, 6 et 7 étage | 1 | 2,683 | 3,184 | 0,614 | 1,648 | 7369,313 | 41150,967 |
| | 2, 3, 4 et 5 | | 4,754 | 0,704 | 1,889 | 8445,413 | |

Tableau IV.9) rigidités transversal par niveau de Les Portiques (D-D) et (E-E)

IV.1.2) Caractéristique géométrique des voiles:

IV.1.2.1) L'inertie des voiles :

(A) Les voiles longitudinales :

$$I_{yy} = \frac{e.L^3}{12}$$

$$I_{xx} = \frac{e^3.L}{12}$$

Remarque : On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe (xx'), parce que les voiles présentent une rigidité très faible suivant leur épaisseur. On ne tiendra compte que la rigidité suivant leur longueur ($I_{xx} \ll I_{yy}$)

Pour tous les niveaux :

$$I_y = I_{yL1} = I_{yL2} = I_{yL3} = I_{yL4} = \frac{e.L^3}{12} = \frac{0,20.(3,5)^3}{12} = 0,714m^4$$

$$I_{yL5} = \frac{e.L^3}{12} = \frac{0,20.(3,6)^3}{12} = 0,776m^4$$

(B) Les voiles transversales :

$$I_{yy} = \frac{e.L^3}{12}$$

$$I_{xx} = \frac{e^3.L}{12}$$

Remarque : On néglige l'inertie des refends transversaux par rapport à l'axe (yy'), parce que les voiles, Présentent une rigidité très faible suivant leur épaisseur. On ne tiendra compte que la rigidité suivant leur longueur ($I_{yy} \ll I_{xx}$)

Pour tous les niveaux :

$$I_x = I_{xT1} = I_{xT2} = I_{xT3} = I_{xT4} = \frac{e.L^3}{12} = \frac{0,20.(4,3)^3}{12} = 1,325m^4$$

$$I_{xL5} = I_{xL6} = \frac{e.L^3}{12} = \frac{0,20.(1,7)^3}{12} = 0,082m^4$$

IV.1.2.2) Détermination des rigidités du centre de torsion des voiles:

$$\text{dans le sens (X-X) : } r_{vx} = \frac{12.E.I_{ey}}{hc^3}$$

$$\text{dans le sens (Y-Y) : } r_{vy} = \frac{12.E.I_{ex}}{hc^3}$$

(A) Pour le sens longitudinal :

| Niveau | S-SOL | | | RDC et Etage courant | | |
|------------------|------------|-------|----------------|----------------------|----------|----------------|
| | $I_y(m^4)$ | h_c | $R_{vx}(kN/m)$ | $I_y(m^4)$ | $h_c(m)$ | $R_{vx}(kN/m)$ |
| VL1,VL2 ;VL3,VL4 | 0.714 | 3.78 | 5092242.65 | 0.714 | 2.76 | 13081490.92 |
| VL5 | 0.776 | 3.78 | 1262362.67 | 0.177 | 2.76 | 3242890.61 |

Tableau IV.10) les rigidités longitudinal par niveau

(B) Pour le sens transversal :

| Niveau | RDC | | | Etage courant | | |
|------------------|------------|-------|----------------|---------------|-------|----------------|
| | $I_x(m^4)$ | h_c | $R_{vy}(kN/m)$ | $I_x(m^4)$ | h_c | $R_{vy}(kN/m)$ |
| VT1,VT2,VT3, VT4 | 1.325 | 3.78 | 9449890.08 | 1.325 | 2.76 | 24275876 |
| VT5, VT6 | 0.082 | 3.78 | 693229.67 | 0.0972 | 2.76 | 1780841.62 |

Tableau IV.11 les rigidités transversal par niveau

IV.2) Etude à la torsion :

Les forces sismiques peuvent engendrées des torsions dans la structure sur la quelle elles agissent par rapport au centre de torsion, ce dernier représente le centre des inerties, tel que :

Une force dont la ligne d'action passe par le centre de torsion, engendre uniquement une translation des éléments dans la direction parallèle à celle de la force agissante.

Un moment dont l'axe vertical passe par le centre de torsion engendre uniquement une rotation dans le centre des moments.

Les coordonnées du centre de torsion sont données par les formules suivantes :

$$X_C = \frac{\sum_j^n R_{jy} \cdot x_j}{\sum_j^n R_{jy}} \quad ; \quad Y_C = \frac{\sum_j^n R_{jx} \cdot y_j}{\sum_j^n R_{jx}} \quad ;$$

$x_j ; y_j$: Distance du portique par rapport repère ($Ox ; Oy$).

IV.1.2.3) Calcul de l'excentricité :

(A) Effet de la torsion d'axe vertical :

D'après le RPA 99(modifié en 2003), pour les structures comportant des planchers ou les diaphragmes horizontaux rigides dans leur plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion, égale à la plus grande des deux valeurs :

-5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion)

(B) excentricité théorique résultant des plans

Excentricité théorique :

$$e_x = |X_G - X_C| \leq 15 \% \cdot L_x$$

$$e_y = |Y_G - Y_C| \leq 15 \% \cdot L_y$$

(C) Excentricité accidentelle (RPA99/Art 4.2.7) :

$$e_a = 5\% L$$

Avec : L : la plus grande dimension en plan du bâtiment.

$$L = 26.4 \text{ m}$$

$$e_a = 0,05 \cdot 26.4 = 1.32 \text{ m}$$

Selon le RPA 99 :

$$e_x = \max (e_{x \text{ théorique}} ; e_{x \text{ accidentelle}}) = \max (0,001 ; 0,977) = 0,977 \text{ m}$$

$$e_y = \max (e_{y \text{ théorique}} ; e_{y \text{ accidentelle}}) = \max (0,617 ; 0,977) = 0,977 \text{ m}$$

| Sens longitudinal | | | | Sens transversal | | | |
|-------------------|----------------|-------|----------------|------------------|----------------|-------|----------------|
| X _G | X _C | 5 %L | e _x | Y _G | Y _C | 5 %L | e _y |
| 9,774 | 9,775 | 0,977 | 0,977 | 6,312 | 6,175 | 0,617 | 0,977 |

(D) centre de torsion est :

$$e_x = X_G - X_C \qquad X_C = e_x + X_G = 0,977 + 9,774 = 10,75 \text{ m}$$

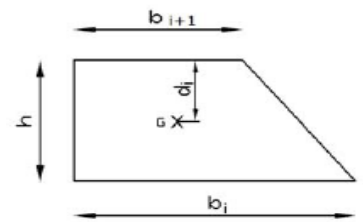
$$e_y = Y_G - Y_C \qquad Y_C = e_y + Y_G = 0,617 + 6,312 = 6,929 \text{ m}$$

Centre de torsion est : (10,75 m, 6,929 m)

IV.3) Calcul des inerties fictives des portiques (la méthode de l'approximation successive)

L'inertie fictive des portiques est évaluée en calculant le déplacement de chaque portique au droit de chaque plancher, sous l'effet d'une force horizontale égale à 1KN appliquée au niveau du dernier plancher qui se répartit au niveau des planchers bas, et comparer ces déplacements aux flèches que produit un refend bien déterminé de l'ouvrage, et sous l'effet de mêmes forces horizontales connaissant l'inertie du refend choisit, il est alors possible d'attribuer pour chaque portique et pour chaque niveau une inertie fictive, puisque dans l'hypothèse de raideur infinie des planchers nous devons obtenir la même flèche, pour les portiques et les refends.

Après avoir déterminé l'inertie fictive de chaque portique, le problème se résume en l'étude d'une série de refends parallèles, dont l'inertie des voiles (I_e) et l'inertie des portiques (I_f), sont connues.



IV.1.3) Calcul de la flèche dans les refends :

$$f_i = \frac{\sum S_i \cdot d_i}{EI} \qquad \text{Avec : } I = 1 \text{ m}^4$$

Avec : f_i : Flèche du refend au niveau i.

S_i : Élément de surface du niveau i.

d_i : Distance entre le centre de gravité de la surface S_i et le niveau considéré i pour une surface trapézoïdale.

$$\text{D'où : la surface du trapèze : } S_i = \frac{(b_{i+1} + b_i)}{2} h$$

$$\text{La distance entre le centre de gravité d'un trapèze à sa plus petite base est : } d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1})}{3(b_i + b_{i+1})} h$$

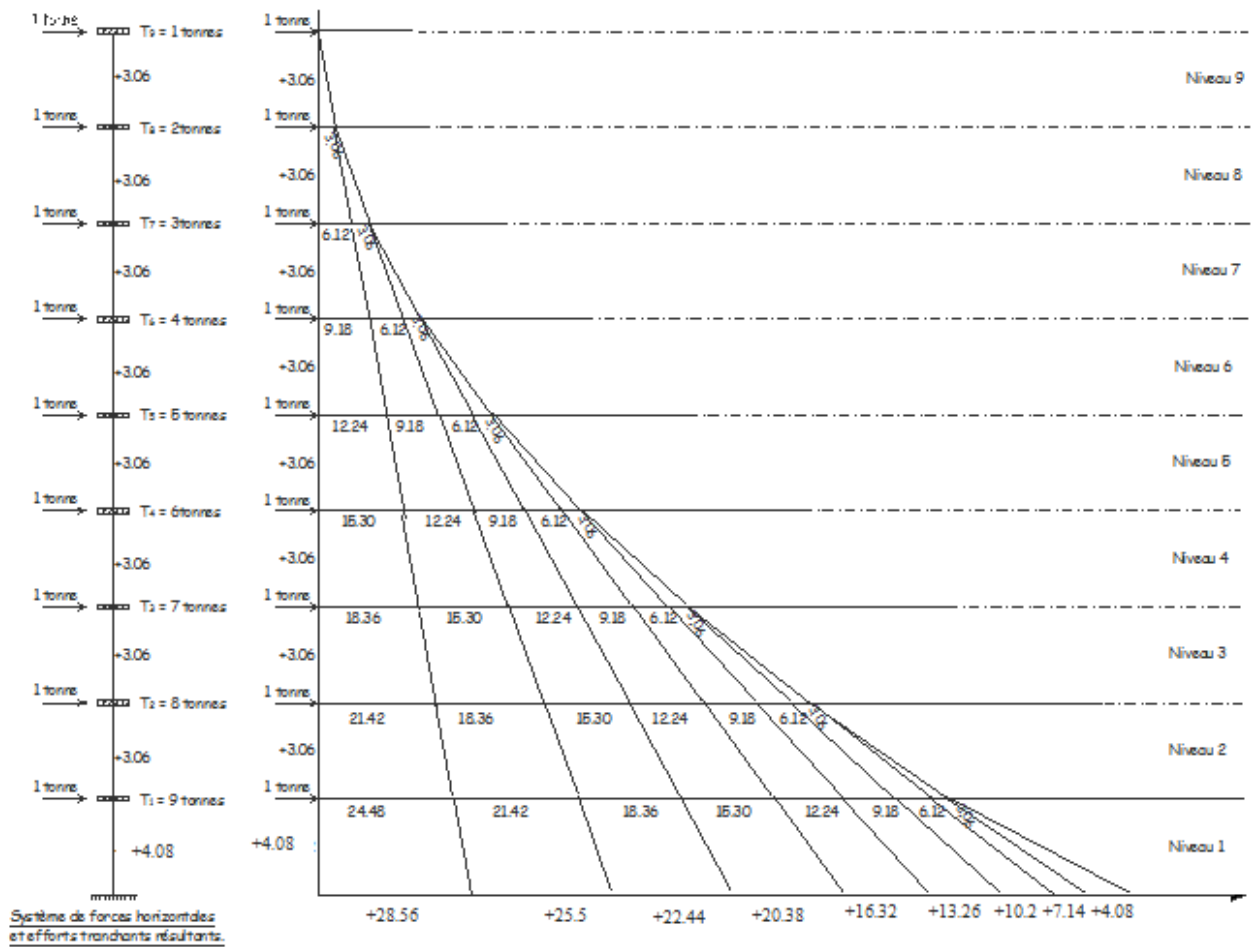


Figure IV.1 Représentation des éléments de surface

IV.1.3.1) Calcul de la flèche par niveau :

| Niveau | M (m ²) | | | | | M3 | Fi*Ei = ∑si×di |
|--------|---------------------|--------|--------|------|--------|---------|-------------------|
| | hauteur | bi | bi+1 | di | si | si×di | |
| 7 | 3,06 | 3,06 | 0 | 2,04 | 4,68 | 9,55 | 2622,60 |
| 6 | 3,06 | 9,18 | 3,06 | 1,79 | 18,73 | 33,43 | 2613,05 |
| 5 | 3,06 | 18,36 | 9,18 | 1,70 | 42,14 | 71,63 | 2579,62 |
| 4 | 3,06 | 30,6 | 18,36 | 1,66 | 74,91 | 124,16 | 2507,99 |
| 3 | 3,06 | 45,9 | 30,6 | 1,63 | 117,05 | 191,02 | 2383,83 |
| 2 | 3,06 | 64,26 | 45,9 | 1,62 | 168,54 | 272,20 | 2192,81 |
| 1 | 3,06 | 85,68 | 64,26 | 1,60 | 229,41 | 367,71 | 1920,61 |
| RDC | 3,06 | 110,16 | 85,68 | 1,59 | 299,64 | 477,54 | 1552,90 |
| s-sol | 4,08 | 138,72 | 110,16 | 2,12 | 507,72 | 1075,36 | 1075,36 |

Tableau IV.12) la flèche par niveau des voiles

$$F_1 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=1} Sidi = \frac{1075.36}{EI}$$

$$F_2 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=2} Sidi = \frac{1552.90}{EI}$$

$$F_3 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=3} Sidi = \frac{1920.61}{EI}$$

$$F_4 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=4} Sidi = \frac{2192.81}{EI}$$

$$F_5 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=5} Sidi = \frac{2383.83}{EI}$$

$$F_6 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=6} Sidi = \frac{2507.99}{EI}$$

$$F_7 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=7} Sidi = \frac{2579.62}{EI}$$

$$F_8 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=8} Sidi = \frac{2613.05}{EI}$$

$$F_9 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=9} Sidi = \frac{2622.60}{EI}$$

IV.1.3.2) Calcul des déplacements des portiques du droit de chaque plancher :

$$\Delta_i = h.E.\Psi_i$$

$$E\Psi_i = \frac{M_i}{12\sum K_{pi}} + \frac{E\theta_i + E\theta_{i+1}}{2}$$

Avec : h : hauteur d'étage.

E : module de Young du béton.

$\theta_i; \theta_{i+1}$: Rotation d'étage.

i : étage.

Le 1^{er} niveau : on a un encastrement :

$$E\theta_i = \frac{M_i + M_{i+1}}{24\sum K_{ii} + 2\sum K_{pi}}$$

Pour les niveaux courants articulés :

$$E\theta_i = \frac{M_i + M_{i+1}}{24\sum K_{ii}}$$

Avec :

K_{ii} : raideurs des poutres par niveau.

K_{pi} : raideurs des poteaux par niveau.

$$M_i = h.T_i$$

$$M_{i+1} = h.T_{i+1}$$

(A) Calcul des inerties des portiques : (sens longitudinal) :

| Niv | File | Raideurs et moments | | | | | Rotations et déplacements | | | | Flèches | inerties |
|-----|-------|---------------------|-----------|------------------------------|-----------|-------------------------|---------------------------|---------------------|------------------|-------------------------------------|-----------------------------------|----------------------------|
| | | M_n | M_{n+1} | $\Sigma K_{ptre} \cdot 10^4$ | h_n (m) | $\Sigma K_p \cdot 10^4$ | $E\theta_i$ (kN/m) | $E\varphi_n$ (kN/m) | $E\Delta_i$ (kn) | $E\Delta_i = \Sigma E\Delta_i$ (kN) | $\Sigma EI f_i$ (m ⁴) | I_{ei} (m ⁴) |
| 9 | (1-1) | 3,06 | 0 | 5,199 | 3,06 | 29,216 | 245,23947 | 490,48767 | 1500,8923 | 5571,740589 | 2622,6 | 0,4706967 |
| | (2-2) | 3,06 | 0 | 9,109 | 3,06 | 29,216 | 139,97146 | 279,95164 | 856,65202 | | | |
| | (3-3) | 3,06 | 0 | 9,109 | 3,06 | 29,216 | 139,97146 | 279,95164 | 856,65202 | | | |
| | (4-4) | 3,06 | 0 | 9,109 | 3,06 | 29,216 | 139,97146 | 279,95164 | 856,65202 | | | |
| | (5-5) | 3,06 | 0 | 5,199 | 3,06 | 29,216 | 245,23947 | 490,48767 | 1500,8923 | | | |
| 8 | (1-1) | 6,12 | 3,06 | 5,199 | 3,06 | 29,216 | 735,71841 | 980,97533 | 3001,7845 | 11143,48118 | 2613,05 | 0,2344914 |
| | (2-2) | 6,12 | 3,06 | 9,109 | 3,06 | 29,216 | 419,91437 | 559,90328 | 1713,304 | | | |
| | (3-3) | 6,12 | 3,06 | 9,109 | 3,06 | 29,216 | 419,91437 | 559,90328 | 1713,304 | | | |
| | (4-4) | 6,12 | 3,06 | 9,109 | 3,06 | 29,216 | 419,91437 | 559,90328 | 1713,304 | | | |
| | (5-5) | 6,12 | 3,06 | 5,199 | 3,06 | 29,216 | 735,71841 | 980,97533 | 3001,7845 | | | |
| 7 | (1-1) | 9,18 | 6,12 | 5,199 | 3,06 | 29,216 | 1226,1973 | 1471,463 | 4502,6768 | 16715,22177 | 2579,62 | 0,1543276 |
| | (2-2) | 9,18 | 6,12 | 9,109 | 3,06 | 29,216 | 699,85728 | 839,85493 | 2569,9561 | | | |
| | (3-3) | 9,18 | 6,12 | 9,109 | 3,06 | 29,216 | 699,85728 | 839,85493 | 2569,9561 | | | |
| | (4-4) | 9,18 | 6,12 | 9,109 | 3,06 | 29,216 | 699,85728 | 839,85493 | 2569,9561 | | | |
| | (5-5) | 9,18 | 6,12 | 5,199 | 3,06 | 29,216 | 1226,1973 | 1471,463 | 4502,6768 | | | |
| 6 | (1-1) | 12,24 | 9,18 | 5,199 | 3,06 | 50,448 | 1716,6763 | 1961,936 | 6003,5241 | 22286,73754 | 2507,99 | 0,1125328 |
| | (2-2) | 12,24 | 9,18 | 9,109 | 3,06 | 50,448 | 979,8002 | 1119,7919 | 3426,5631 | | | |
| | (3-3) | 12,24 | 9,18 | 9,109 | 3,06 | 50,448 | 979,8002 | 1119,7919 | 3426,5631 | | | |
| | (4-4) | 12,24 | 9,18 | 9,109 | 3,06 | 50,448 | 979,8002 | 1119,7919 | 3426,5631 | | | |
| | (5-5) | 12,24 | 9,18 | 5,199 | 3,06 | 50,448 | 1716,6763 | 1961,936 | 6003,5241 | | | |
| 5 | (1-1) | 15,3 | 12,24 | 5,199 | 3,06 | 50,448 | 2207,1552 | 1103,6029 | 3377,0248 | 12536,50255 | 2383,83 | 0,1901511 |
| | (2-2) | 15,3 | 12,24 | 9,109 | 3,06 | 50,448 | 1259,7431 | 629,89683 | 1927,4843 | | | |
| | (3-3) | 15,3 | 12,24 | 9,109 | 3,06 | 50,448 | 1259,7431 | 629,89683 | 1927,4843 | | | |
| | (4-4) | 15,3 | 12,24 | 9,109 | 3,06 | 50,448 | 1259,7431 | 629,89683 | 1927,4843 | | | |
| | (5-5) | 15,3 | 12,24 | 5,199 | 3,06 | 50,448 | 2207,1552 | 1103,6029 | 3377,0248 | | | |

Calcul des inerties des portiques : (sens longitudinal) :(suite)

| Niv | File | Raideurs et moments | | | | | Rotations et déplacements | | | | Flèches | inerties |
|-----|-------|---------------------|-----------|------------------------------|-----------|-------------------------|---------------------------|------------------|-------------------|----------------------------------|------------------------------------|----------------------------|
| | | M_n | M_{n+1} | $\Sigma K_{ptre} \cdot 10^4$ | h_n (m) | $\Sigma K_p \cdot 10^4$ | $E\theta_i$ (kN/m) | $E\psi_n$ (kN/m) | $E\Delta_i$ (kn) | $E D_i = \Sigma E \Delta_i$ (kN) | $\Sigma E I f_i$ (m ⁴) | I_{ei} (m ⁴) |
| 4 | (1-1) | 18,36 | 15,3 | 5,199 | 3,06 | 50,306 | 2697,6342 | 2942,904 | 9005,2864 | 33430,108 | 2192,81 | 0,0655939 |
| | (2-2) | 18,36 | 15,3 | 9,109 | 3,06 | 50,306 | 1539,686 | 1679,6879 | 5139,845 | | | |
| | (3-3) | 18,36 | 15,3 | 9,109 | 3,06 | 50,306 | 1539,686 | 1679,6879 | 5139,845 | | | |
| | (4-4) | 18,36 | 15,3 | 9,109 | 3,06 | 50,306 | 1539,686 | 1679,6879 | 5139,845 | | | |
| | (5-5) | 18,36 | 15,3 | 5,199 | 3,06 | 50,306 | 2697,6342 | 2942,904 | 9005,2864 | | | |
| 3 | (1-1) | 21,42 | 18,36 | 5,199 | 3,06 | 81,408 | 3188,1131 | 3433,3745 | 10506,126 | 39001,585 | 1920,61 | 0,0492444 |
| | (2-2) | 21,42 | 18,36 | 9,109 | 3,06 | 81,408 | 1819,6289 | 1959,6223 | 5996,4443 | | | |
| | (3-3) | 21,42 | 18,36 | 9,109 | 3,06 | 81,408 | 1819,6289 | 1959,6223 | 5996,4443 | | | |
| | (4-4) | 21,42 | 18,36 | 9,109 | 3,06 | 81,408 | 1819,6289 | 1959,6223 | 5996,4443 | | | |
| | (5-5) | 21,42 | 18,36 | 5,199 | 3,06 | 81,408 | 3188,1131 | 3433,3745 | 10506,126 | | | |
| 2 | (1-1) | 24,48 | 21,42 | 5,199 | 3,06 | 81,408 | 3678,592 | 3964,7298 | 12132,073 | 45037,54 | 1552,9 | 0,0344801 |
| | (2-2) | 24,48 | 21,42 | 9,109 | 3,06 | 81,408 | 2099,5719 | 2262,8969 | 6924,4646 | | | |
| | (3-3) | 24,48 | 21,42 | 9,109 | 3,06 | 81,408 | 2099,5719 | 2262,8969 | 6924,4646 | | | |
| | (4-4) | 24,48 | 21,42 | 9,109 | 3,06 | 81,408 | 2099,5719 | 2262,8969 | 6924,4646 | | | |
| | (5-5) | 24,48 | 21,42 | 5,199 | 3,06 | 81,408 | 3678,592 | 3964,7298 | 12132,073 | | | |
| 1 | (1-1) | 28,56 | 24,48 | 5,199 | 3,06 | 60,8 | 4250,8175 | 2125,4479 | 6503,8705 | 24144,229 | 1075,36 | 0,044539 |
| | (2-2) | 28,56 | 24,48 | 9,109 | 3,06 | 60,8 | 2426,1719 | 1213,1251 | 3712,1628 | | | |
| | (3-3) | 28,56 | 24,48 | 9,109 | 3,06 | 60,8 | 2426,1719 | 1213,1251 | 3712,1628 | | | |
| | (4-4) | 28,56 | 24,48 | 9,109 | 3,06 | 60,8 | 2426,1719 | 1213,1251 | 3712,1628 | | | |
| | (5-5) | 28,56 | 24,48 | 5,199 | 3,06 | 60,8 | 4250,8175 | 2125,4479 | 6503,8705 | | | |
| | | | | | | | | | | Inertie | 1,356057 | |

Tableau IV.13) la flèche par niveau des portiques dans le sens longitudinale

(B) Calcul des inerties des portiques : (Sens transversal) :

| Niv | File | Raideurs et moments | | | | | Rotations et déplacements | | | | Flèches | inerties |
|-----|--------------------------------|---------------------|-----------|------------------------|-----------|-------------------|---------------------------|---------------------|-------------------|------------------------------|-----------------------------------|----------------------------|
| | | M_n | M_{n+1} | $\Sigma K_{ptre}.10^4$ | h_n (m) | $\Sigma K_p.10^4$ | $E\theta_i$ (kN/m) | $E\varphi_n$ (kN/m) | $E\Delta_i$ (kn) | $ED_i=\Sigma E\Delta_i$ (kN) | $\Sigma EI f_i$ (m ⁴) | I_{gt} (m ⁴) |
| 9 | (A-A)et (H-H) | 3,06 | 0 | 8,66 | 3,06 | 13,415 | 147,22864 | 294,47628 | 901,09743 | 4297,72985 | 2622,6 | 0,6102291 |
| | (B-B), (C-C), (F-F)et (G-G) | 3,06 | 0 | 21,416 | 3,06 | 13,415 | 59,534927 | 119,08886 | 364,41192 | | | |
| | (D-D)et (E-E) | 3,06 | 0 | 15,038 | 3,06 | 13,415 | 84,785211 | 169,58943 | 518,94366 | | | |
| 8 | (A-A)et (H-H) | 6,12 | 3,06 | 8,66 | 3,06 | 13,415 | 441,68591 | 588,95257 | 1802,1949 | 8595,4597 | 2622,6 | 0,3051146 |
| | (B-B), (C-C), (F-F)et (G-G) | 6,12 | 3,06 | 21,416 | 3,06 | 13,415 | 178,60478 | 238,17773 | 728,82384 | | | |
| | (D-D)et (E-E) | 6,12 | 3,06 | 15,038 | 3,06 | 13,415 | 254,35563 | 339,17886 | 1037,8873 | | | |
| 7 | (A-A)et (H-H) | 9,18 | 6,12 | 8,66 | 3,06 | 13,415 | 736,14319 | 883,42885 | 2703,2923 | 12893,1895 | 2622,6 | 0,2034097 |
| | (B-B), (C-C), (F-F)et (G-G) | 9,18 | 6,12 | 21,416 | 3,06 | 13,415 | 297,67464 | 357,26659 | 1093,2358 | | | |
| | (D-D)et (E-E) | 9,18 | 6,12 | 15,038 | 3,06 | 13,415 | 423,92605 | 508,76829 | 1556,831 | | | |
| 6 | (A-A)et (H-H) | 12,24 | 9,18 | 8,66 | 3,06 | 24,12 | 1030,6005 | 1177,8714 | 3604,2864 | 17190,0933 | 2622,6 | 0,1525646 |
| | (B-B), (C-C), (F-F)et (G-G) | 12,24 | 9,18 | 21,416 | 3,06 | 24,12 | 416,74449 | 476,32171 | 1457,5444 | | | |
| | (D-D)et (E-E) | 12,24 | 9,18 | 15,038 | 3,06 | 24,12 | 593,49648 | 678,32397 | 2075,6714 | | | |
| 5 | (A-A)et (H-H) | 15,3 | 12,24 | 8,66 | 3,06 | 24,12 | 1325,0577 | 662,58173 | 2027,5001 | 9670,1392 | 2622,6 | 0,271206 |
| | (B-B), (C-C), (F-F)et (G-G) | 15,3 | 12,24 | 21,416 | 3,06 | 24,12 | 535,81434 | 267,96003 | 819,9577 | | | |
| | (D-D)et (E-E) | 15,3 | 12,24 | 15,038 | 3,06 | 24,12 | 763,0669 | 381,58631 | 1167,6541 | | | |

Calcul des inerties des portiques : (sens transversal) :(suite)

| Niv | File | Raideurs et moments | | | | | Rotations et déplacements | | | | Flèches | inerties |
|-----|--------------------------------|---------------------|-----------|------------------------|-----------|-------------------|---------------------------|---------------------|------------------|---------------------------------|------------------------------------|----------------------------|
| | | M_n | M_{n-1} | $\Sigma K_{ptre}.10^4$ | h_n (m) | $\Sigma K_p.10^4$ | $E\theta_i$ (kN/m) | $E\varphi_n$ (kN/m) | $E\Delta_i$ (kn) | $E D_i = \Sigma E\Delta_i$ (kN) | $\Sigma E I f_i$ (m ⁴) | I_{ei} (m ⁴) |
| 4 | (A-A)et (H-H) | 18,36 | 15,3 | 8,66 | 3,06 | 24,12 | 1619,515 | 1341,0709 | 4103,6771 | 19584,215 | 2622,6 | 0,133914 |
| | (B-B), (C-C), (F-F)et (G-G) | 18,36 | 15,3 | 21,416 | 3,06 | 24,12 | 654,8842 | 542,98915 | 1661,5468 | | | |
| | (D-D)et (E-E) | 18,36 | 15,3 | 15,038 | 3,06 | 24,12 | 932,63732 | 772,98587 | 2365,3367 | | | |
| 3 | (A-A)et (H-H) | 21,42 | 18,36 | 15,6 | 3,06 | 40,2 | 1062,5 | 1144,2752 | 3501,482 | 16726,1 | 2622,6 | 0,1567969 |
| | (B-B), (C-C), (F-F)et (G-G) | 21,42 | 18,36 | 38,46 | 3,06 | 40,2 | 430,96724 | 464,16297 | 1420,3387 | | | |
| | (D-D)et (E-E) | 21,42 | 18,36 | 27,03 | 3,06 | 40,2 | 613,20755 | 660,42176 | 2020,8906 | | | |
| 2 | (A-A)et (H-H) | 24,48 | 21,42 | 15,6 | 3,06 | 40,2 | 1225,9615 | 1321,3648 | 4043,3764 | 26301,071 | 2622,6 | 0,0997146 |
| | (B-B), (C-C), (F-F)et (G-G) | 24,48 | 21,42 | 38,46 | 3,06 | 40,2 | 497,26989 | 957,01902 | 2928,4782 | | | |
| | (D-D)et (E-E) | 24,48 | 21,42 | 27,03 | 3,06 | 40,2 | 707,54717 | 1062,1577 | 3250,2025 | | | |
| 1 | (A-A)et (H-H) | 28,56 | 24,48 | 15,6 | 4,08 | 30,4 | 1416,6667 | 708,41162 | 2890,3194 | 23122,555 | 2622,6 | 0,1134217 |
| | (B-B), (C-C), (F-F)et (G-G) | 28,56 | 24,48 | 15,6 | 4,08 | 30,4 | 1416,6667 | 708,41162 | 2890,3194 | | | |
| | (D-D)et (E-E) | 28,56 | 24,48 | 15,6 | 4,08 | 30,4 | 1416,6667 | 708,41162 | 2890,3194 | | | |
| | | | | | | | | | | Inertie | 2,0463712 | |

Tableau IV.13) la flèche par niveau des portiques dans le sens transversal

IV.1.4) Interprétation des résultats :**(A) Sens longitudinal :**

La moyenne des inerties équivalentes des portiques : $I_{ep} = 1.356 \text{ m}^4$

La moyenne des inerties équivalentes des voiles : $I_{ev} = 3.634 \text{ m}^4$

L'inertie totale (portiques + voiles) : $I_e = 1.356 + 3.634 = 4,99 \text{ m}^4$

Donc on aura :

$$- \text{ Les portiques reprennent : } P (\%) = \frac{1.356 \times 100}{4.99} = 27,17\%$$

$$- \text{ Les voiles reprennent : } V (\%) = \frac{3.634 \times 100}{4.99} = 72,82\%$$

(B) Sens transversal :

La moyenne des inerties équivalentes des portiques : $I_{ep} = 0.4668 \text{ m}^4$

La moyenne des inerties équivalentes des voiles : $I_{ev} = 1.469 \text{ m}^4$

L'inertie totale (portiques + voiles) : $I_e = 1,469 + 0.4668 = 1,9358 \text{ m}^4$

Donc on aura :

$$- \text{ Les portiques reprennent : } P (\%) = \frac{0,4668 \times 100}{1,9358} = 24,12\%$$

$$- \text{ Les voiles reprennent : } V (\%) = \frac{1,469 \cdot 100}{1,9358} = 75,88\%$$

Remarque : D'après l'art 3.4 du RPA 99 version 2003

Dans le sens longitudinal et transversal les portiques reprennent plus de 25 % des efforts horizontaux, donc.

(C) les charges verticales :

Le pourcentage de participation des voiles et des portiques aux charges verticales a été obtenu à l'aide du logiciel ROBOT

| étage | FZ sur les poteaux [kN] | FZ sur les voiles [kN] | FZ [kN] | %portique | % voile |
|----------|-------------------------|------------------------|-----------|--------------|--------------|
| s-sol | -31410,87 | -14185,03 | -45595,9 | 68,89 | 31,11 |
| RDC | -27571,62 | -12600,3 | -40171,92 | 68,63 | 31,37 |
| 1 | -23822,91 | -11115,07 | -34937,98 | 68,19 | 31,81 |
| 2 | -19807,91 | -9937,15 | -29745,06 | 66,59 | 33,41 |
| 3 | -16365,02 | -8479,67 | -24844,69 | 65,87 | 34,13 |
| 4 | -13055,37 | -6888,96 | -19944,33 | 65,46 | 34,54 |
| 5 | -9589,56 | -5490,31 | -15079,87 | 63,59 | 36,41 |
| 6 | -6376,47 | -3908,12 | -10284,59 | 62,00 | 38,00 |
| 7 | -3334,64 | -2156,78 | -5491,42 | 60,72 | 39,28 |
| Terrasse | -170,51 | 12,88 | -157,63 | 108,17 | -8,17 |
| | | | | 69,81 | 30,19 |

Tableau IV.14) la participation des voiles et des portiques au charge verticale

IV.1.5) Conclusion

En remarque que on deux différent valeur de coefficient de comportement **R** à chaque sens, d'après RPA tableau 4.3, il y a lieu d'adopter pour le coefficient R la valeur la plus petite.

On adopte pour le comportement global de la structure **R = 3,5**

Un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armée.

Introduction

Le séisme correspond à une vibration du sol provoquée par une libération soudaine de l'énergie, accumulée dans la croûte terrestre. Une grande partie de notre pays est susceptible d'être soumise à d'importantes secousses. Ces dernières engendrent d'importants dégâts et même la ruine des constructions.

L'intérêt de cette étude est de permettre la réalisation des structures pouvant résister avec succès aux effets engendrés par la sollicitation auxquelles elles sont soumises, c'est pourquoi, elles doivent être conçues et construites conformément aux règles parasismique en vigueur de façon à fournir un degré de protection acceptable ; ainsi de vérifier la stabilité et la résistance du bâtiment vis-à-vis des efforts horizontaux s'exerçant dans toutes les directions.

La force sismique s'applique à la base de la construction et se répartit au niveau de chaque plancher.

(i) L'étude sismique peut se faire avoir (3) méthodes différentes : (RPA99)

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

(ii) Caractéristique géométriques de la structure

Rappelons que notre structure est :

- ✓ Classée dans le groupe d'usage 2.
- ✓ Le sol est de catégorie S2 (sol ferme), selon le RPA 99 révisé en 2003(art 3.3.3).
- ✓ Se trouve dans une zone de sismicité élevée Zone IIa
- ✓ La structure étudiée fait 28.56M de hauteur.

Etant donné que notre structure est de groupe 2 et supérieur à 23 en zone II la méthode

Statique équivalente ne peut être appliquée alors nous passons à la méthode d'analyse modale spectrale.

V.1) Expos de la méthode d'analyse modale spectrale

La méthode consiste à déterminer les caractéristiques des vibratoires de la structure telles que les périodes propres de vibration et les formes modales et ceci dans le but de connaître son comportement sous l'effet d'un chargement de la méthode, à l'aide de logiciel ROBOTv2016.

V.1.1.2) Description du logiciel :

Le système **Robot** est un logiciel dédié à l'analyse et au calcul des structures de génie civil. **Robot** dispose, en effet, de plusieurs modules spécialisés dans chacune des étapes de l'étude de la structure (création du modèle de structure, calcul de la structure, dimensionnement et génération des dessins d'exécution des éléments dimensionnés).

La définition de la structure est réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet. On peut, cependant, importer la géométrie de la structure lorsque celle-ci est créée et définie dans un logiciel de CAO tel qu' AUTOCAD.

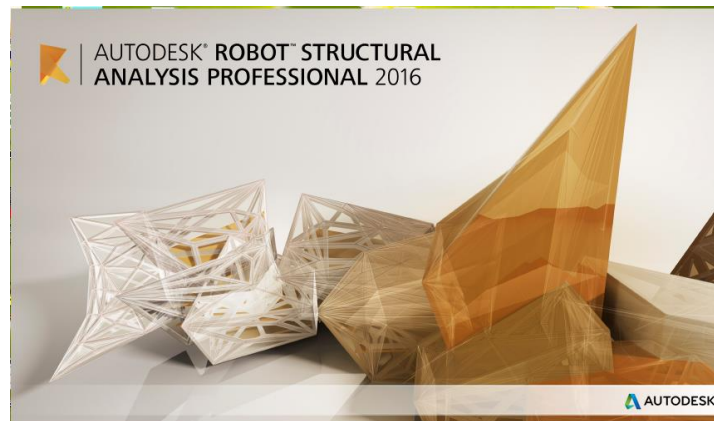


Figure 1) : Page d'accueil du logiciel ROBOT

V.1.1.3) Etapes de calcul à suivre dans Robot :

(i) Choix du type de structure :

Pour notre cas on étudiera une structure en portique spatial comme montré sur la figure 2.

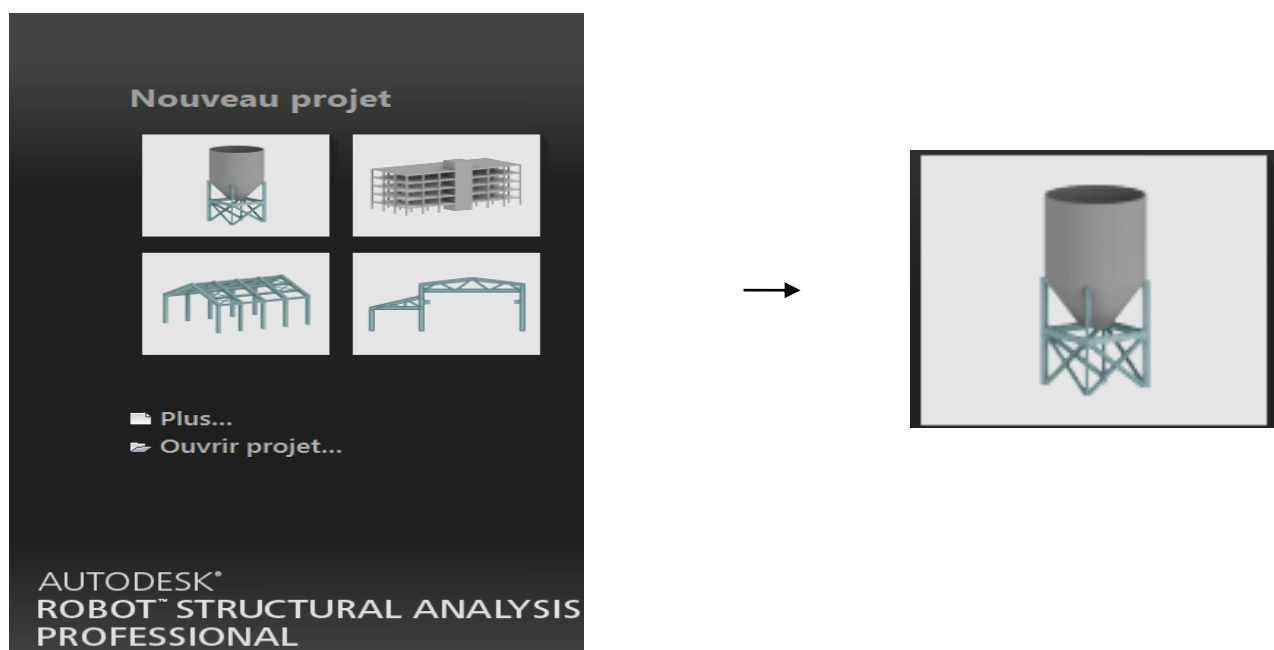




Figure 2) : Choix de la structure à étudier.

(ii) Configuration des préférences de l'affaire :

Dans le menu « outils » on choisit « **préférences de l'affaire** » pour définir les différents paramètres tels que les matériaux, unités et normes de l'affaire. Ou cliquer sur l'icône  et 

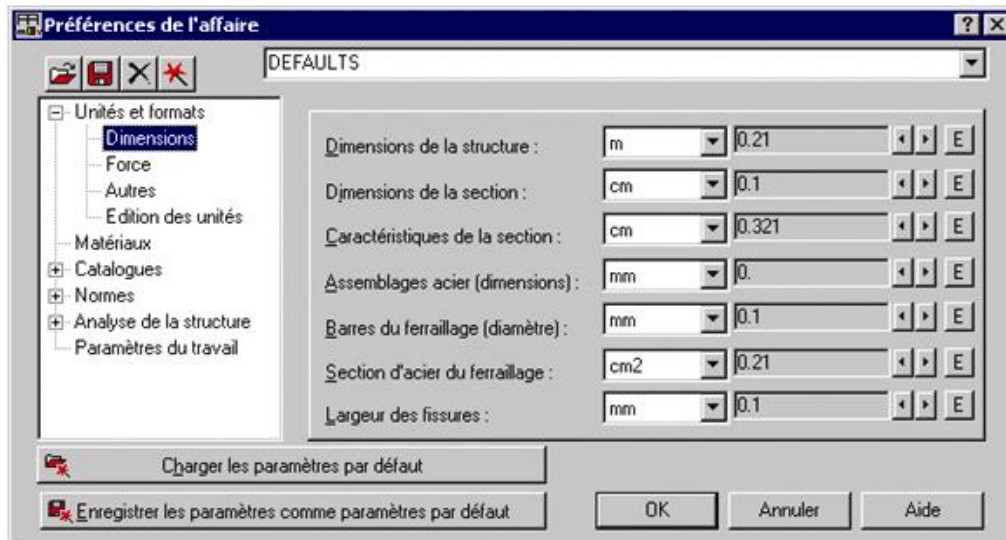




Figure 3): Préférences de l'affaire

- ❖ Unités et formats :
 - Dimensions : mettez toutes les valeurs avec trois (3) chiffres après la virgule.
 - Force : mettez la Force (kN), le Moment (kN.m), et la Contrainte (kN/m²).
 - Autres : mettez le Déplacement (cm), Rotation (deg), Température (°C), Poids (kN) et la Masse (kg).
 - Edition des unités : mettez les longueurs (m), Force (N) et Masse (kg).
 - ❖ Matériaux : mettez la Langue (Français), Acier (acier), Béton (béton), Aluminium (aluminium) et Bois (CR_RESIN C18).
 - ❖ Catalogue :
 - Barres d'armatures : Sélectionner BAEL99 et cliquer sur l'icône 
 - ❖ Normes de conceptions : Pour Structure acier et aluminium avec Assemblage acier (CM66), Structure bois (CB71), Béton armé (BAEL91 mod.99, et Géotechnique (DTU 13.12).
 - Charges : Pondérations (BAEL91), Charges de neige et vent (NV65/N84mod.96), Charges sismique (RPA99 (2003)).
 - ❖ Analyse de la structure : Cocher (liaisons rigides).
 - Analyse modale : Dans la rubrique Type de matrice de masse coché (Cohérente).
 - ❖ Paramètres du travail : Dans type de maillage sélectionné (Normal).
- Avant de cliquer sue OK, donner un nom à la nouvelle configuration.

(iii) Lignes de construction :

Avant de dessiner la structure, on doit créer les lignes de construction qui servent à modéliser la structure. Dans le menu « structure-lignes de constructions » ou dans la barre d'outils « Modèle de structure » à droite, on clique sur l'icône 

Les cotes des lignes de construction de la structure sont introduites dans la fenêtre donnée ci-dessous dans un système de coordonnées cartésiennes, cylindriques ou arbitraires.

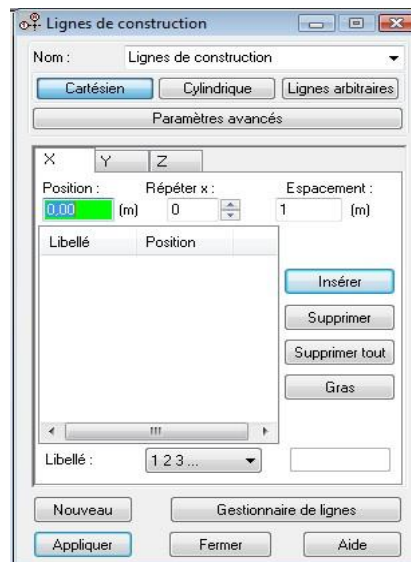

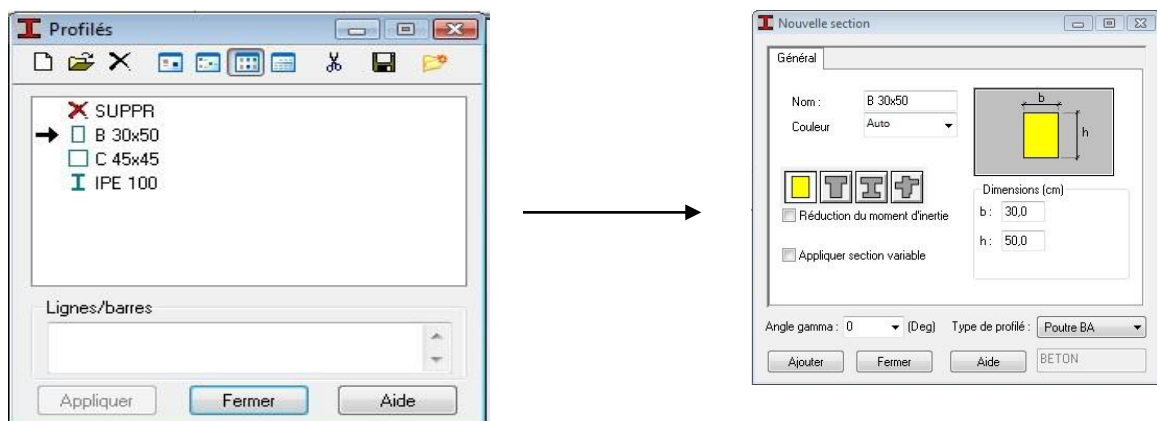


Figure 4) : Lignes de construction.

(iv) Profils des barres :


Cette étape permet de définir les différentes sections. Dans le menu « structure - Caractéristiques-Profils de barres » ou dans la barre d'outils « Modèle de structure », on clique sur l'icône : 

Puis on clique sur « Définir un nouveau profilé » et on choisit le type et la géométrie de notre section, en introduisant les dimensions de nos éléments.



(v) Figure 5) : Choix des profilés des barres

(vi)Création du modèle de la structure :

Dans le menu « structure-Barres » ou avec la commande « Barre »  dans la barre d'outils, on choisit l'élément et sa section. Le dessin du modèle de la structure est fait suivant les lignes de construction.

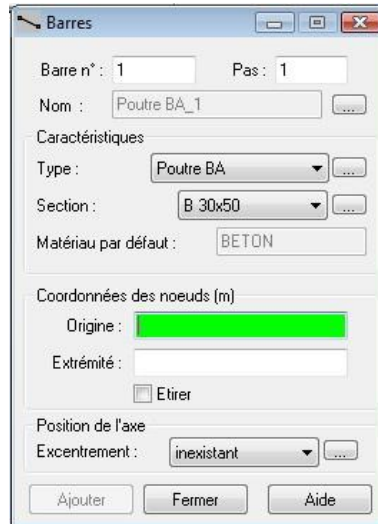


Figure 6) : Modélisation des poteaux et des poutres.

Après avoir dessiné la structure, le logiciel permet de donner aux éléments de la structure les attributs. Pour choisir les attributs à afficher à l'écran, Dans le menu « Affichage-Attributs » ou on clique sur l'icône « Affichage des attributs » qui se trouve en bas et à gauche de la fenêtre de ROBOT.

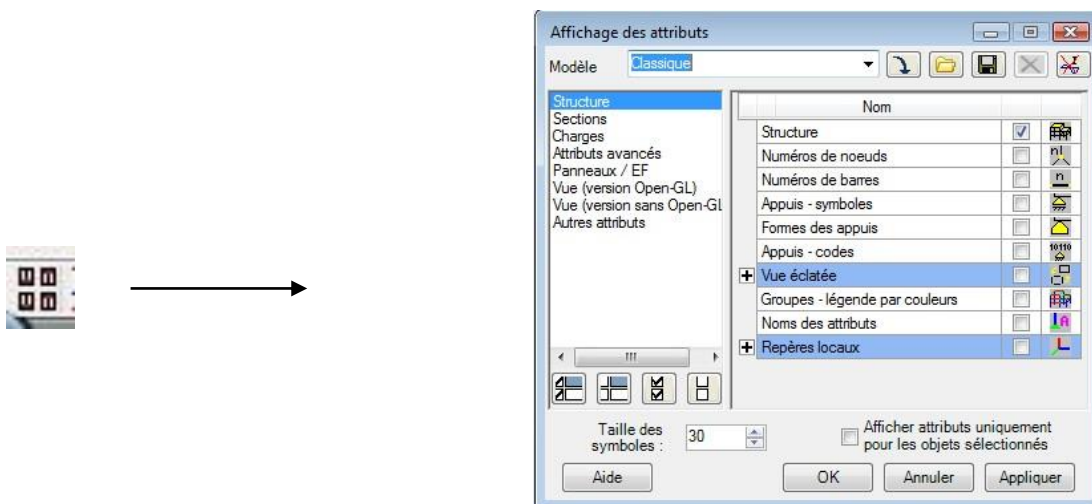
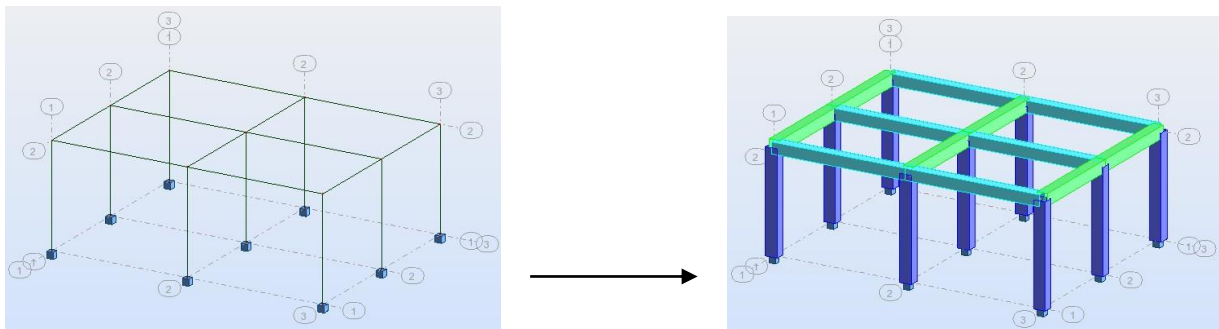


Figure 7) : Boite de dialogue « Affichage des attributs »

➤ Exemple :



(vii) Définition des voiles de contreventement :

Dans le menu « structure », « type de structure », on choisit la case « étude d'une coque »

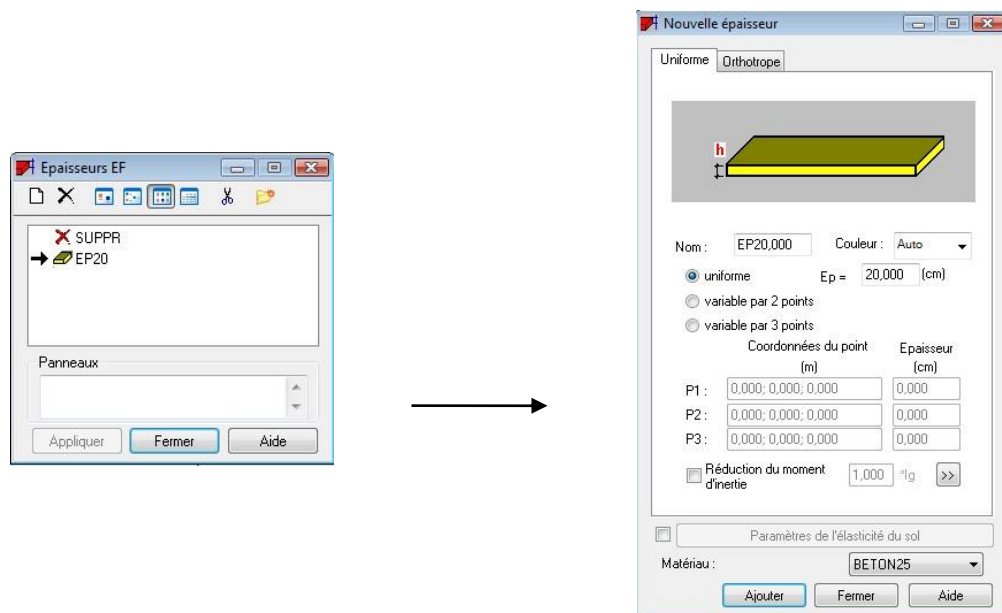




Figure 9) : Epaisseur des voiles.

Dans la barre d'outils « Modèle de structure » de l'interface ROBOT on clique sur l'icône  pour introduire les caractéristiques géométriques des voiles (épaisseur). On clique sur le bouton « Définir nouvelle épaisseur ». On choisit l'onglet « Uniforme » et on introduit le nom, l'épaisseur et le type de la géométrie ainsi que le matériau.

Avant de modéliser les voiles, on crée leurs lignes de construction, comme montré précédemment. On doit, pour cela, définir les contours des voiles. On clique sur l'icône « Poly ligne-contour »  et on coche la case « Contour » ainsi que la case « Panneau » du bouton « Paramètres ». La construction du contour peut se faire aussi bien en mode graphique qu'en mode texte.

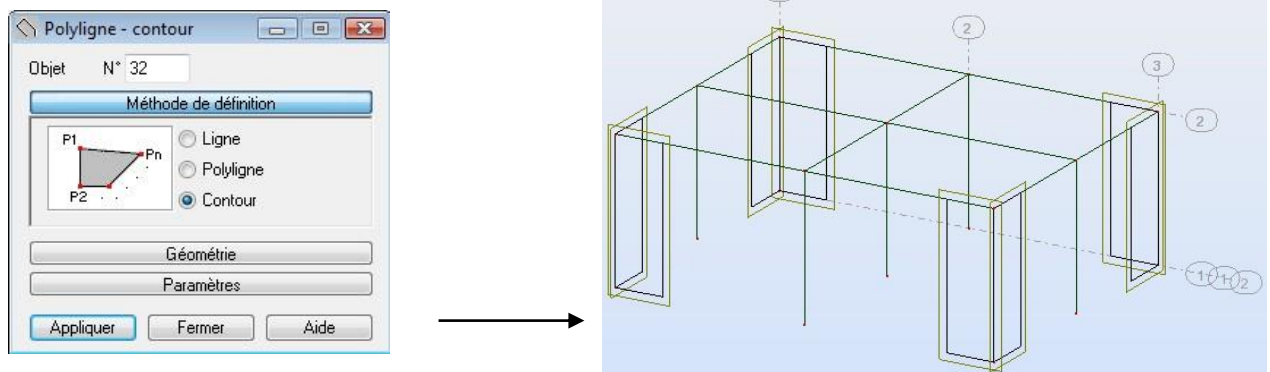


Figure 10) : Définition des contours des voiles.

Pour créer les voiles, on clique sur l'icône « Panneau » de la barre d'outils, cocher la case panneau et poser le curseur dans la case où l'on demande un point interne. La définition s'accomplit par un clic à l'intérieur du contour du voile.

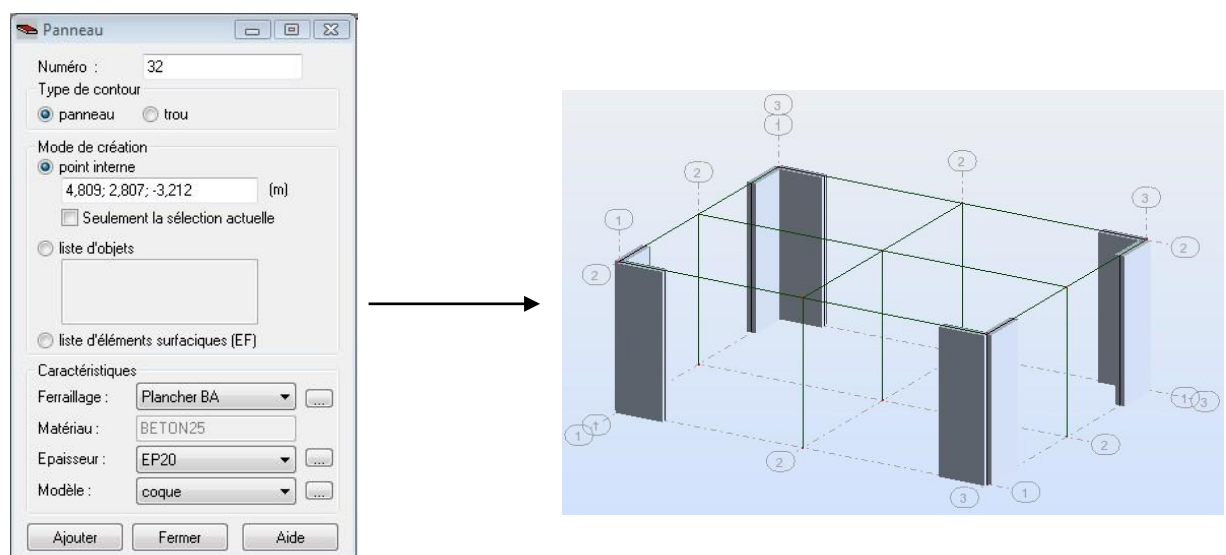


Figure 11) : Définition des panneaux.

Pour afficher la structure ainsi créée, on clique sur la case du repère et dans la boîte de dialogue « Vue » qui apparaît, on peut choisir de visualiser la structure en 2 ou 3 dimensions et se déplacer entre les différents niveaux et portiques.



Figure 12) : Choix de la présentation.

(viii) Définition des degrés de liberté des nœuds de la base :

Pour bloquer le mouvement des nœuds de la base de la structure on les sélectionne puis dans le menu « **Structure** », on choisit « **Appui** ». Dans la boîte de dialogue « **Appuis** », on clique sur l'onglet « **Nodaux** » puis sur Encastrement.

Pour encastrer la base des voiles on la sélectionne et on clique sur l'onglet « **Linéaires** » puis sur Encastrement.

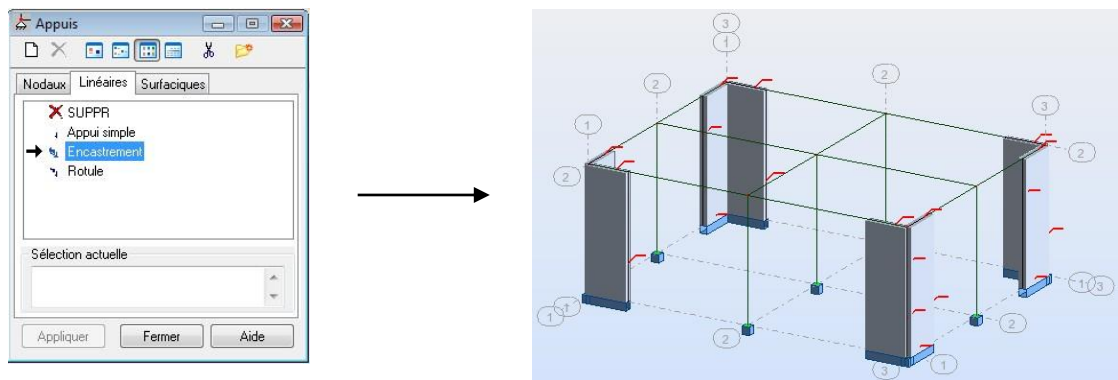


Figure 13) : Définition des appuis

(ix) le choix de nœud maitre et nœuds esclaves :

Pour satisfaire l'hypothèse du plancher infiniment rigide (diaphragmes) on doit définir le nœud maitre et les nœuds esclaves. Dans le menu « **Structure** » puis « **caractéristiques additionnels** » puis « **liaisons rigides** » dans la boîte de dialogue on crée une nouvelle liaison rigide en cliquant sur l'icône □

On clique dans la zone « **nœuds maitres** » et on sélectionne graphiquement le nœud maitre ou bien on écrit son numéro.

On clique dans la zone « **sélectionner les nœuds esclaves** » et on sélectionne graphiquement les nœuds esclaves ou bien on écrit leurs numéros.

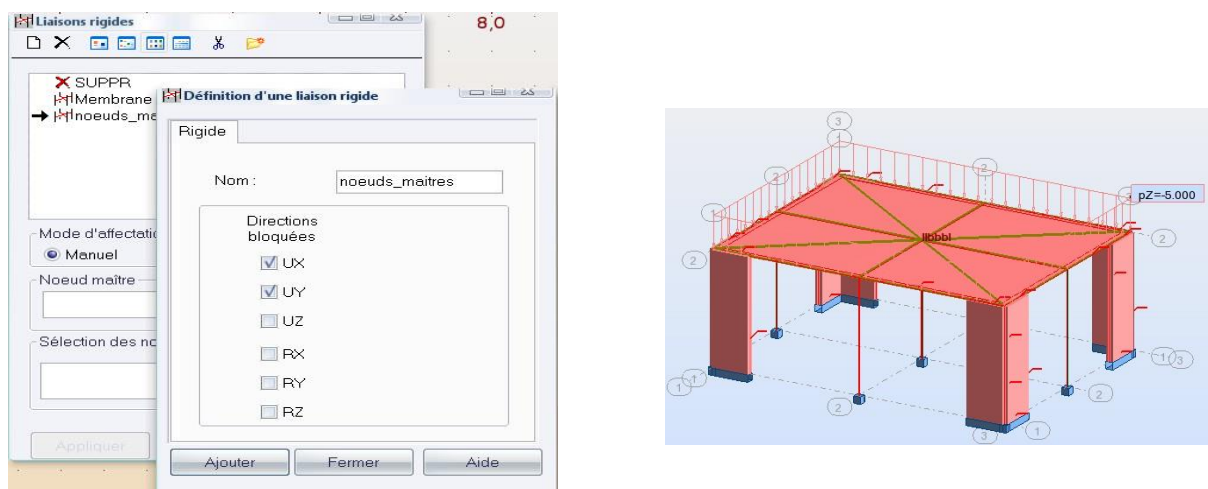
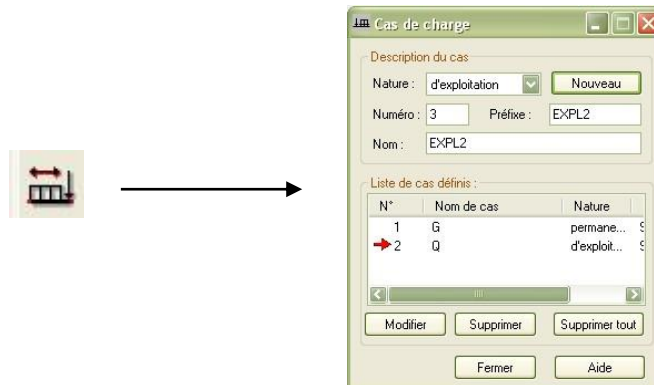


Figure 14) : liaison rigide

(x) Définitions des cas de charges :

Pour définir les charges statiques (permanentes et d'exploitation) de la structure, dans le menu « **Chargement** », « **Cas de charge** » on choisit la nature et le nom puis on clique sur « **Nouveau** ». Ou bien dans la barre de menu cliquer sur l'icône :

**Figure 15) : Définition des charges.**

On peut créer les types de charges suivantes :

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

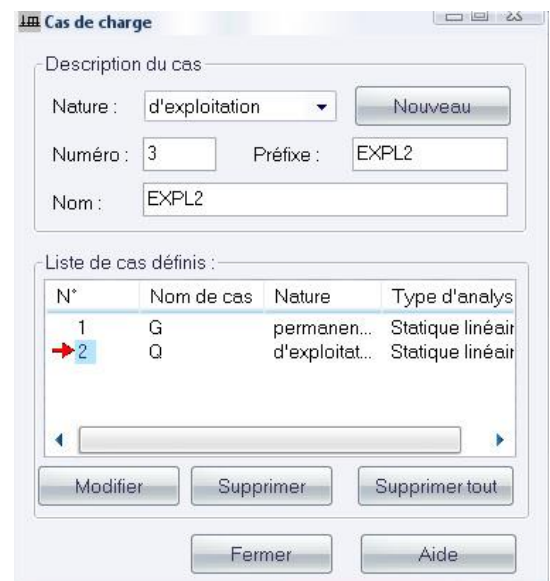
S : Charge des neiges.

W : Charge du vent.

E : Charge sismique. Et pour se faire on :

Choisit le type de charge, on lui donne un nom puis on clique sur « nouveau ».

Et c'est la même procédure pour toutes les charges.

**Figure 16) : Définition des charges.****(xi) Chargement de la structure :**

Pour charger la structure on choisit le type de charge G (permanente) ou Q (exploitation).



Avant d'appliquer la charge surfacique, on doit définir les bardages et pour se faire on sélectionne dans le menu « **structure** », « **caractéristiques additionnelles** », « **répartition des charges-bardages..** »

Dans la boîte de dialogue ci-dessous on clique sur Nouveau. On introduit le nom, la direction des charges (X-Y) et la méthode de la répartition des charges.

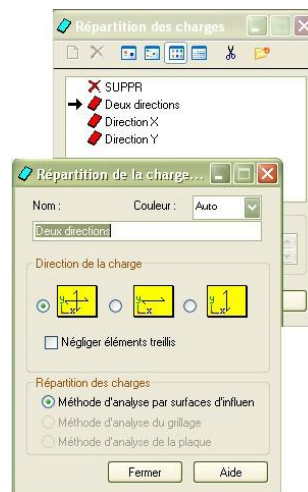


Figure 17 : Choix des bardages.

Dans le menu « charge », « autres charges », « charge surfacique sur barre par objet 3D », on introduit la valeur de G ou Q dans la zone « charge » :

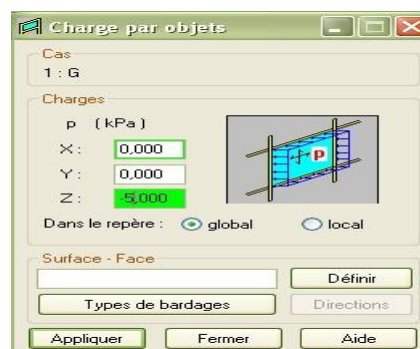


Figure 18) : Application des charges surfaciques

Puis on clique sur « Définir » pour définir géométriquement le contour du plancher qui est soumis à une charge uniformément répartie.

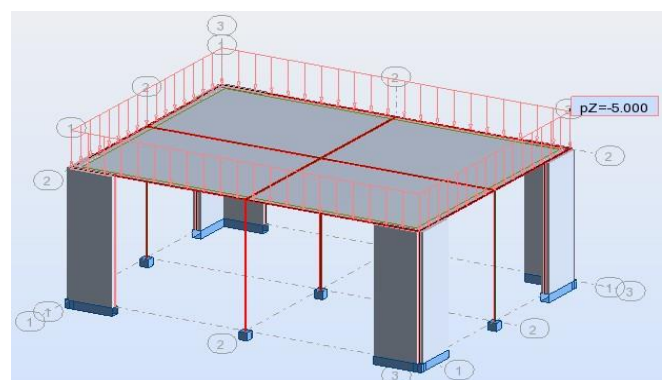
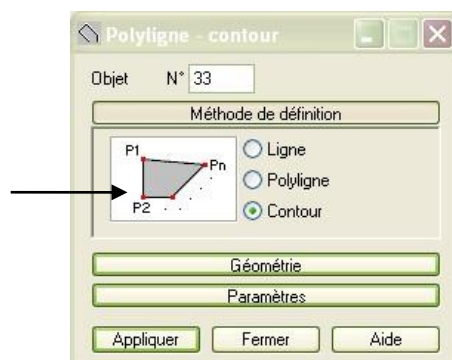


Fig19) : Application des charges surfaciques.

(xii) Définition des options de calculs : (analyse statique, modale et dynamique)

Dans le menu « Analyse », « Type d'analyse » on choisit les options de calculs à savoir le type d'analyse (modale et sismique), modèle de la structure et la masse. Où l'on introduit le nombre de modes de vibration pour l'analyse modale et les valeurs des paramètres du règlement parasismique algérien 99 version 2003 pour l'analyse sismique.

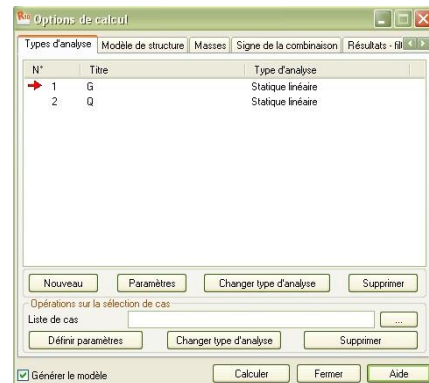


Figure 20) : Définition des charges dynamiques.

On clique sur « Nouveau » et sélectionné le champ « Modale... ». Les paramètres de l'analyse modale sont introduits dans la boîte de dialogue qui s'affiche à l'écran après validation de la précédente.

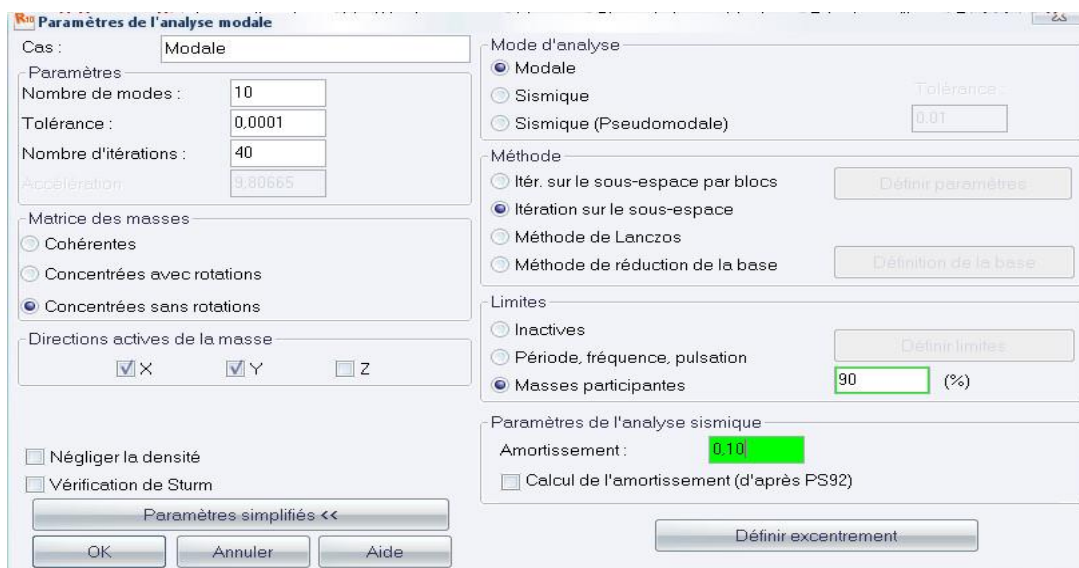
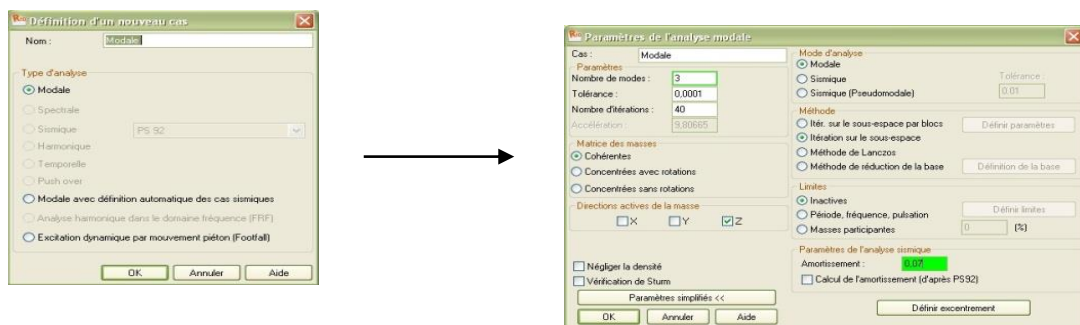


Figure 21) : Définition des charges dynamiques.

On clique une second fois sur « Nouveau », on coche la case sismique, on choisit RPA99 version2003 et OK.

On introduit les paramètres concernant notre structure et ovalide et met Z=0 dans « Définition de la direction ».

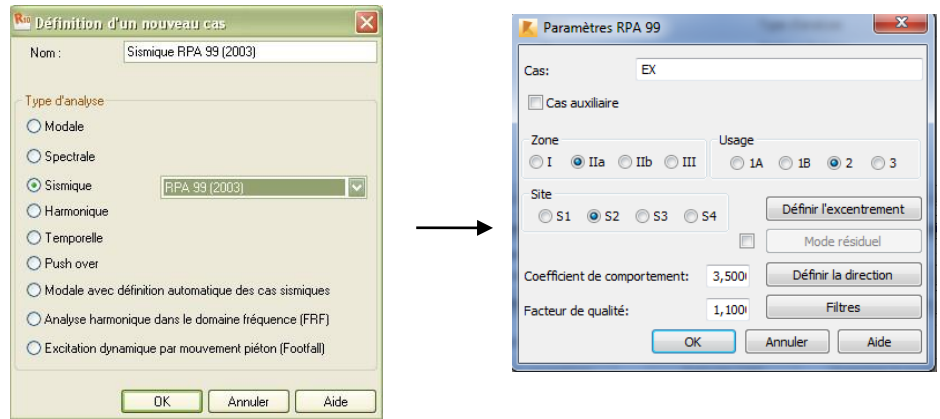


Figure 22) : Définition des paramètres RPA.

Le logiciel permet de calculer la masse de la structure à partir des éléments et des charges que l’on introduits.

Dans le menu « masse » de la boite de dialogue « option de calcul », on click sur convertir les cas puis dans la fenêtre qui apparait, on choisit le cas de charge (G ou Q) et on click sur puis on fermer. On choisit la direction ainsi que le coefficient et on click sur ajouter. On refait la même opération pour l’autre charge et on fermer.

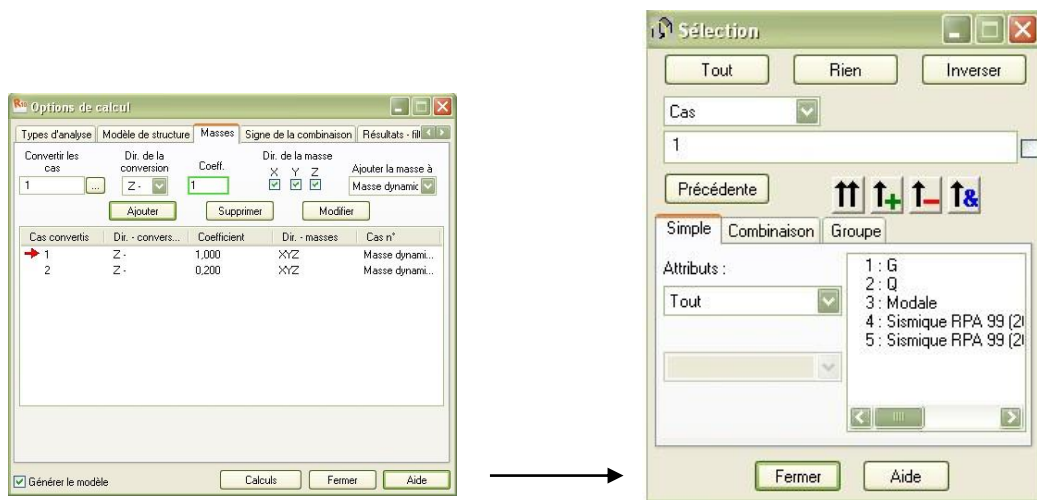



Figure 23) : Considération de la masse totale et de 20% des charges d’exploitations

(xiii) Les combinaisons d'actions :

Dans le menu « **chargement** », « **combinaison manuel** », on choisit le type de la combinaison et sa nature. On valide avec la touche 

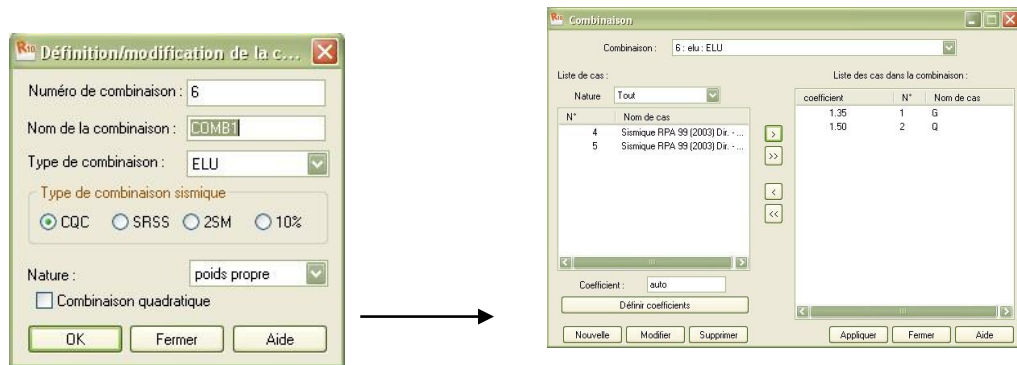


Figure 24) : définir les combinaisons d'actions

Pour faire une autre combinaison on click sur nouvelle, on refait la même opération pour toutes les combinaisons.

(xiv) Vérification de la structure :

Avant de passer à l'analyse de la structure, le logiciel permet de vérifier s'il y a des erreurs dans la modélisation. Dans le menu « **analyse** », on click sur « **vérifier la structure** » et ROBOT nous affiche le nombre et la nature des erreurs



Figure 25) Analyse de la structure :

Dans le menu « **analyse** », « **calculer** », on lance l'analyse de la structure.

(xv) Exploitation des résultats :

Dans le menu « **résultat** » on click sur le résultat que l'on veut afficher (réactions, diagrammes, flèche, efforts, contraintes, déplacements, ferrailage,...). On peut aussi click sur le bouton droit de la souris, on choisit « **tableau** », on coche la case du résultat que l'on veut extraire.

ROBOT donne plusieurs résultats, des efforts internes aux plans de ferrailage en passant par des notes de calculs, nous allons donner quelques exemples des résultats que l'on exploite le plus.

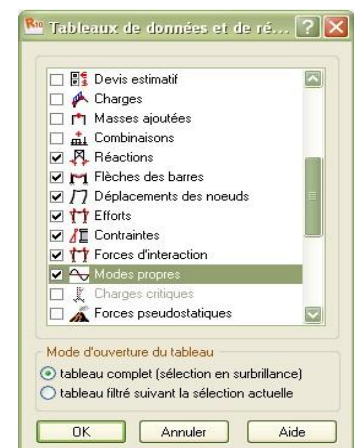


Figure 26)

V.2) Vérification aux exigences de l’RPA 99 modifié en 2003

$$\frac{S_d}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.25\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.25\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.25\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & \dots \dots \dots T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.25\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & \dots \dots \dots T > 3.0s \end{cases}$$

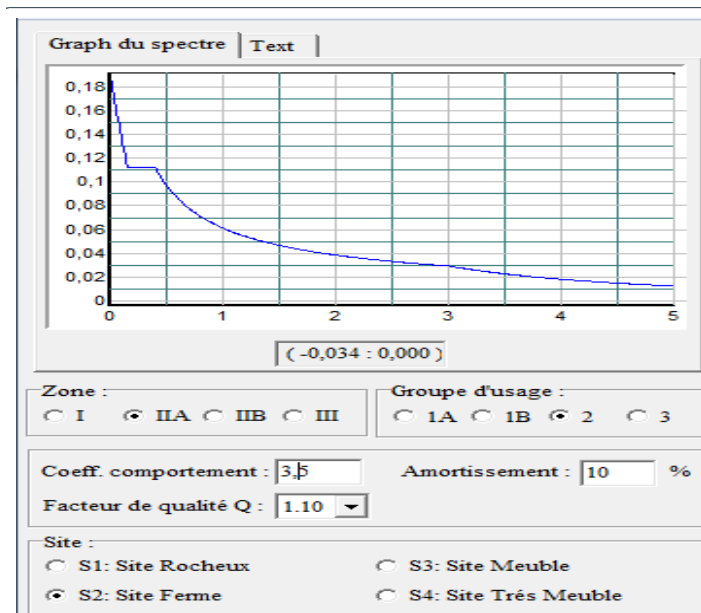


Figure27) : spectre de réponse du calcul

Avec :

T (sec) : la période avec une précision de 0.1 sec

A : coefficient d’accélération de zone

η : la facteur de correction d’amortissement

R : coefficient de comportement de la structure

T₁, T₂ : périodes caractéristique associées à la catégorie du site

Q : facteur de qualité de la structure, Est donné par la formule du suivante

P_q : est la pénalité à retenir selon la critère de qualité q ; (tableau 4.4 du RPA 99 v 2003)

T : période fondamental de la structure

La nature du sol : ferme (site 2) → T₂ = 0.4sec

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{2 + \varepsilon}} \geq 0,7$$

ε (%) est le pourcentage de l'amortissement critique, il est fonction du matériau constructif, du type de la structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (4.2 RPA99 v 2003)

V.2.1) Réponse de la structure

- MODE 1 : $T_1= 0.72$ => translation suivant (XX)
- MODE 1 : $T_2= 0.63$ => translation suivant (YY)
- MODE 1 : $T_3= 0.56$ => Torsion suivant (ZZ)

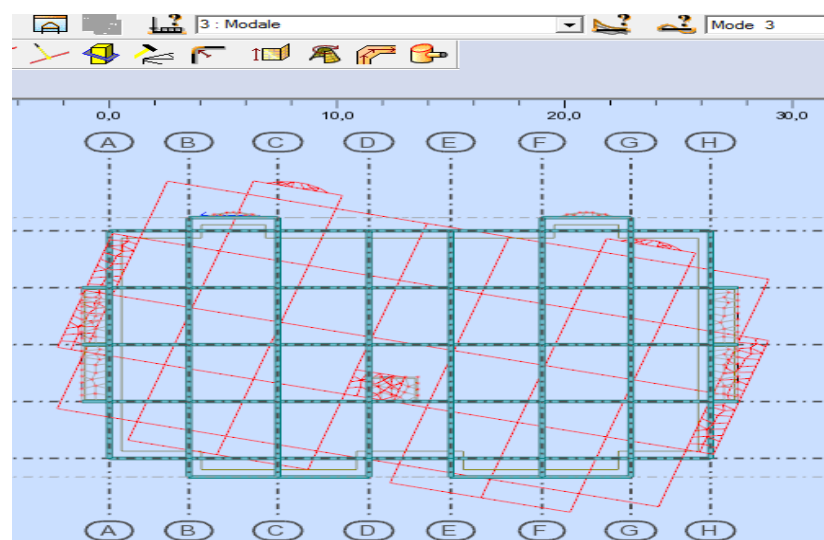
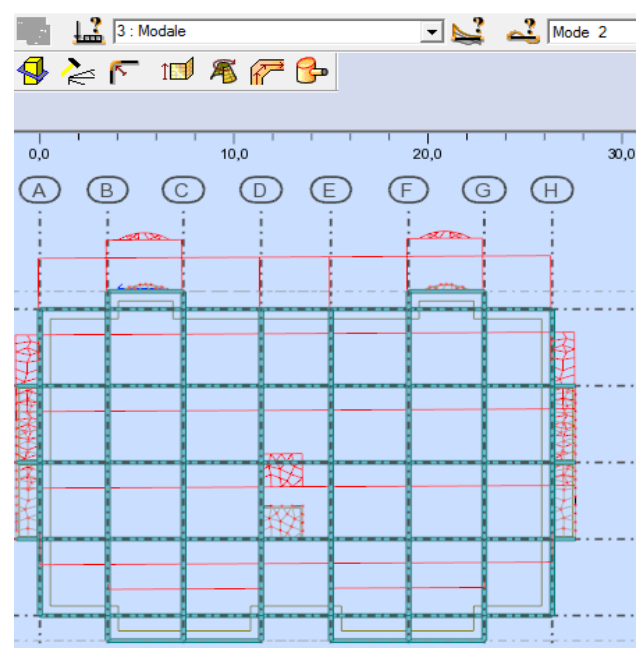
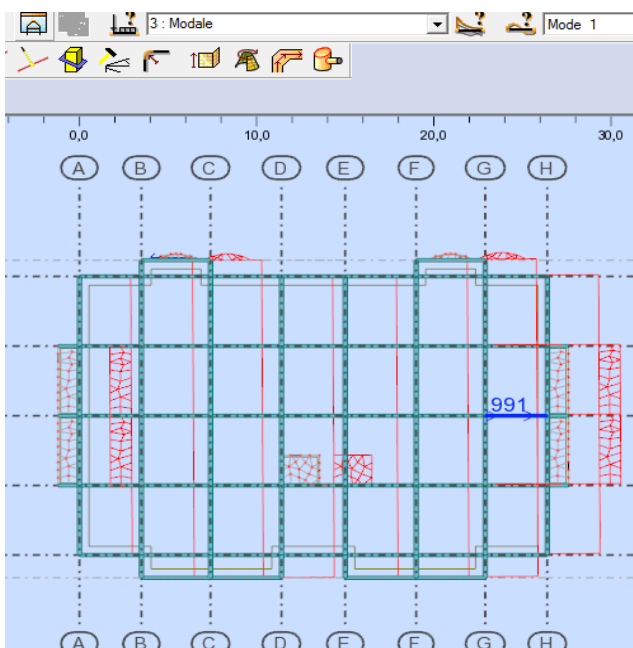


Figure 28) : la translation selon XX-YY et la torsion ZZ

V.2.2) Pourcentage de participation de la masse modale

Pour les structure les représentées par des modèles plans dans deux directions d'excitation doit Etre tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse total de la structure (art 4.3.4 RPA99 v 2003)

| Cas/Mode | Période [sec] | Masses Cumulées UX [%] | Masses Cumulées UY [%] | Masse Modale UX [%] | Masse Modale UY [%] |
|----------|---------------|------------------------|------------------------|---------------------|---------------------|
| 3/ 1 | 0,72 | 67,58 | 0,27 | 67,58 | 0,27 |
| 3/ 2 | 0,63 | 67,84 | 68,34 | 0,26 | 68,07 |
| 3/ 3 | 0,56 | 67,88 | 68,43 | 0,04 | 0,09 |
| 3/ 4 | 0,16 | 88,54 | 68,53 | 20,66 | 0,10 |
| 3/ 5 | 0,15 | 88,64 | 89,27 | 0,10 | 20,74 |
| 3/ 6 | 0,12 | 88,70 | 89,28 | 0,06 | 0,01 |
| 3/ 7 | 0,09 | 89,32 | 89,28 | 0,62 | 0,00 |
| 3/ 8 | 0,09 | 89,34 | 89,79 | 0,02 | 0,52 |
| 3/ 9 | 0,08 | 89,62 | 89,82 | 0,28 | 0,03 |
| 3/ 10 | 0,07 | 94,99 | 89,86 | 5,37 | 0,04 |
| 3/ 11 | 0,07 | 95,03 | 95,38 | 0,04 | 5,52 |
| 3/ 12 | 0,06 | 95,05 | 95,39 | 0,02 | 0,00 |

Figure .IV.29 : les périodes et les masses participante

(A) Nombre de modes à considérer

Pour les structures représentées par des modèles dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure

Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse total de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

V.2.3) La justification de notre choix de coefficient de comportement

$$R = 3,5$$

| Cas/Etage | FX [kN] | FX sur les poteaux [kN] | FX sur les voiles [kN] | Cas/Etage | FY [kN] | FY sur les poteaux [kN] | FY sur les voiles [kN] |
|-----------|---------|-------------------------|------------------------|-----------|---------|-------------------------|------------------------|
| 4/ 1 | 2796,45 | 1103,77 | 1692,67 | 5/ 1 | 3020,08 | 1034,92 | 1985,16 |
| 4/ 2 | 2689,80 | 462,18 | 2227,62 | 5/ 2 | 2911,22 | 518,32 | 2392,90 |
| 4/ 3 | 2521,81 | 599,08 | 1922,73 | 5/ 3 | 2738,58 | 662,32 | 2076,26 |
| 4/ 4 | 2326,86 | 555,86 | 1771,00 | 5/ 4 | 2534,28 | 608,64 | 1925,64 |
| 4/ 5 | 2112,67 | 392,61 | 1720,06 | 5/ 5 | 2303,87 | 468,92 | 1834,95 |
| 4/ 6 | 1865,19 | 403,19 | 1461,99 | 5/ 6 | 2032,55 | 481,94 | 1550,61 |
| 4/ 7 | 1582,06 | 364,15 | 1217,91 | 5/ 7 | 1715,81 | 426,80 | 1289,01 |
| 4/ 8 | 1242,02 | 334,27 | 907,75 | 5/ 8 | 1334,45 | 395,39 | 939,07 |
| 4/ 9 | 776,27 | 379,47 | 396,80 | 5/ 9 | 825,16 | 463,02 | 362,13 |
| 4/ 10 | 42,28 | 42,28 | -0,00 | 5/ 10 | 40,98 | 40,98 | -0,00 |

Figure .VI.30).a: Les distributions des efforts horizontaux entre les voiles et poteaux

| Cas/Etage | FZ [kN] | FZ sur les poteaux [kN] | FZ sur les voiles [kN] |
|-----------|-----------|-------------------------|------------------------|
| 8 (C)/1 | -48643,56 | -36257,10 | -12386,46 |
| 8 (C)/2 | -42603,51 | -31828,21 | -10775,30 |
| 8 (C)/3 | -37001,76 | -27539,05 | -9462,71 |
| 8 (C)/4 | -31459,73 | -22999,11 | -8460,63 |
| 8 (C)/5 | -26294,54 | -19059,00 | -7235,54 |
| 8 (C)/6 | -21063,90 | -15229,21 | -5834,69 |
| 8 (C)/7 | -15881,99 | -11240,23 | -4641,76 |
| 8 (C)/8 | -10793,97 | -7538,40 | -3255,57 |
| 8 (C)/9 | -5704,40 | -4000,70 | -1703,69 |
| 8 (C)/10 | -169,59 | -194,43 | 24,84 |

Figure 30).b: la distribution les charge vertical entre les voiles et poteaux

(i) L'effort horizontal

Selon sens XX on a

- voiles $\frac{1692,67}{2796,45} \times 100 = 60,53\%$
- portique $\frac{1103,45}{2796,45} \times 100 = 39,47\%$

sens YY on a :

- voiles $\frac{1985,16}{3020,08} \times 100 = 65,73\%$
- portique $\frac{1034,92}{3020,08} \times 100 = 34,68\%$

(ii) pour les charger vertical $\Sigma(\text{Fz voile} / \text{Fz total étage}) / 10$

- voiles = **23,31 %**
- portique = **76,70 %**

V.2.4) Déplacements relatifs :

D'après le RPA 99 (art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

D'après le RPA 99 (art 4.4.3) :

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

Avec :

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion) .

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif du niveau " k " par rapport au niveau " k-1 " est égal à :

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

Suivant UX :

| niveau | UX | $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ | hauteur d'étager | 1%he | condition |
|------------|-------|--------------------------------------|------------------|---------------|-----------|
| terrasse02 | 0,055 | 0,005 | 2,5 | 0,025 | vérifiée |
| terrasse01 | 0,05 | 0,007 | 3,06 | 0,0306 | vérifiée |
| étage6 | 0,043 | 0,007 | 3,06 | 0,0306 | vérifiée |
| étage5 | 0,036 | 0,007 | 3,06 | 0,0306 | vérifiée |
| étage4 | 0,029 | 0,007 | 3,06 | 0,0306 | vérifiée |
| étage3 | 0,023 | 0,006 | 3,06 | 0,0306 | vérifiée |
| étage2 | 0,016 | 0,006 | 3,06 | 0,0306 | vérifiée |
| étage1 | 0,011 | 0,005 | 3,06 | 0,0306 | vérifiée |
| RDC | 0,006 | 0,004 | 3,06 | 0,0306 | vérifiée |
| s-sol | 0,002 | 0,002 | 4,08 | 0,0408 | vérifiée |

Tableau 1) vérification du déplacement inter-étage suivant UX Suivant UY

| niveau | UY | $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ | hauteur d'étager | 1%he | condition |
|------------|-------|--------------------------------------|------------------|---------------|-----------|
| terrasse02 | 0,045 | 0,003 | 2,5 | 0,025 | vérifiée |
| terrasse01 | 0,042 | 0,006 | 3,06 | 0,0306 | vérifiée |
| étage6 | 0,036 | 0,006 | 3,06 | 0,0306 | vérifiée |
| étage5 | 0,031 | 0,006 | 3,06 | 0,0306 | vérifiée |
| étage4 | 0,025 | 0,006 | 3,06 | 0,0306 | vérifiée |
| étage3 | 0,019 | 0,005 | 3,06 | 0,0306 | vérifiée |
| étage2 | 0,014 | 0,005 | 3,06 | 0,0306 | vérifiée |
| étage1 | 0,009 | 0,004 | 3,06 | 0,0306 | vérifiée |
| RDC | 0,005 | 0,003 | 3,06 | 0,0306 | vérifiée |
| s-sol | 0,002 | 0,002 | 4,08 | 0,0408 | vérifiée |

Tableau 2) vérification du déplacement inter-étage suivant UY

V.2.5) Vérification de l'effort tranchant à la base :(RPA Version 2003 ART 4.3.6) :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_D \leq 0.8 V_t$; il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces ; déplacements ; moments ;) dans le rapport $0.8 V_t / V_D$

(A) Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T \quad \text{RPA 99 [formule 4.1]}$$

(i) Calcul des coefficients A, D, R :

A : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : 2
- Zone sismique II_a

D : facteur d'amplification dynamique moyen, donné par la formule (4.2) de RPA99, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période dynamique ($T=0,72s$) de la structure (T) :

$$D = \begin{cases} 2.5 \times \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site qui est donnée par le tableau (Tab 4.7) de RPA99 :

$$\text{Site ferme} \rightarrow S_2 \Rightarrow T_2 = 0.4 \text{ sec}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4-3) comme suit :

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. (Tab 4-2)

le système de contreventement est mixte $\Rightarrow \xi = 10 \%$

$$\text{D'où} \Rightarrow \eta = 0.76 \geq 0.70 \quad \text{condition vérifiée}$$

-La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

R : coefficient de comportement global de la structure fonction de système de contreventement donné par le (Tab 4.3).

Les valeurs de **A**, **D**, **R** et **T** sont données dans le tableau suivant :

| Paramètre | Valeur | Article du RPA |
|--|--------------|----------------|
| Coefficient de zone A | 0.15 | Tableau 4.1 |
| Période caractéristique T ₂ | 0.4 secondes | Tableau 4.7 |
| Facteur d'amplification D | 1.28 | formule 4.2 |
| Coefficient de comportement R | 3,5 | Tableau 4.3 |

Tableau 3)- Tableau donnant les valeurs de A ,D,R,T,C_t

(ii) Calcul du facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La régularité en plan et en élévation
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de **Q** est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** " est satisfait ou non". **D'où : Q = 1.10**

| Critère | P _q | |
|--|----------------|-------------|
| | Observé | Non observé |
| Régularité en plan | / | 0.05 |
| Régularité en élévation | 0 | / |
| Conditions minimales sur les fils de contreventement | 0 | / |
| Redondance en plan | 0 | / |
| Contrôle de la qualité des matériaux | / | 0.05 |
| Contrôle qualité d'exécution suivie de chantier: | 0 | / |
| | | 1.10 |

Tableau 4)- Valeurs de pénalités P_q

(iii) Du logiciel Robot :

$$W_t = 48643,56 \text{ KN} , V_{X \text{ dyn}} = 2796,46 \text{ KN} , V_{Y \text{ dyn}} = 3020,09 \text{ KN}$$

$$V_{st} = \frac{A.D.Q}{R} .W_T = V_{st} = \frac{0,15.1,28.1,1}{5} \times 48643,56 = 2054,7 \text{ KN.}$$

$$V_{Stx} = V_{Sty} = 2054,7 \text{ KN}$$

$$V_x = 2054,7 \times 0,8 = 1643,76 \text{ KN}$$

$$V_y = 2054,7 \times 0,8 = 1643,76 \text{ KN}$$

$$V_{x \text{ dyn}} = 2796,46 > 80\% V_x = 1643,76 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{y \text{ dyn}} = 3020,09 > 80\% V_x = 1643,76 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc l'effort tranchant à la base est vérifié.

V.2.6) Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

C_M : centre de masse

C_R : centre de rigidité

(A) Suivant le sens x-x :

On doit vérifier que :

$$| C_M - C_R | \leq 5\%L_x$$

| Story | C_M | C_R | $C_M - C_R$ | 5% L_x | Condition |
|-----------|-------|-------|-------------|----------|--------------------|
| NIV 4,08 | 13,19 | 13,17 | 0,02 | 1,32 | Condition vérifiée |
| NIV 7,14 | 13,20 | 13,17 | 0,03 | 1,44 | Condition vérifiée |
| NIV 10,2 | 13,20 | 13,17 | 0,03 | 1,44 | Condition vérifiée |
| NIV 13,26 | 13,08 | 13,17 | 0,09 | 1,44 | Condition vérifiée |
| NIV 16,32 | 13,20 | 13,17 | 0,03 | 1,44 | Condition vérifiée |
| NIV 19,38 | 13,20 | 13,17 | 0,03 | 1,44 | Condition vérifiée |
| NIV 22,44 | 13,20 | 13,17 | 0,03 | 1,44 | Condition vérifiée |
| NIV 25,5 | 13,20 | 13,17 | 0,03 | 1,44 | Condition vérifiée |
| NIV 28,56 | 13,19 | 13,17 | 0,03 | 1,44 | Condition vérifiée |
| NIV 31,06 | 13,20 | 13,2 | 0 | 0,18 | Condition vérifiée |

Tableau 5) définie excentricité suivant axe X-X

(B) Suivant Y-Y :

On doit vérifier que :

$$| C_M - C_R | \leq 5\%L_y$$

| Story | C _M | C _R | C _M - C _R | 5%L _X | Condition |
|-----------|----------------|----------------|---------------------------------|------------------|--------------------|
| NIV 4,08 | 8,56 | 7,72 | 0,84 | 0,86 | Condition vérifiée |
| NIV 7,14 | 8,38 | 7,82 | 0,56 | 1 | Condition vérifiée |
| NIV 10,2 | 8,38 | 7,82 | 0,56 | 1 | Condition vérifiée |
| NIV 13,26 | 8,41 | 7,82 | 0,61 | 1 | Condition vérifiée |
| NIV 16,32 | 8,37 | 7,82 | 0,56 | 1 | Condition vérifiée |
| NIV 19,38 | 8,37 | 7,82 | 0,56 | 1 | Condition vérifiée |
| NIV 22,44 | 8,36 | 7,81 | 0,56 | 1 | Condition vérifiée |
| NIV 25,5 | 8,36 | 7,81 | 0,56 | 1 | Condition vérifiée |
| NIV 28,56 | 8,30 | 7,70 | 0,60 | 1 | Condition vérifiée |
| NIV 31,06 | 6,45 | 6,45 | 0 | 0,215 | Condition vérifiée |

- Tableau 6) définie excentricité suivant axe X-X

V.2.7) Justification vis-à-vis de l'effet P-delta

L'effet P-delta est effet de second ordre qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales .cet effet étroitement lie à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta).

L'effet P-Δ peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à

Tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.1$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau K

V_k : effort tranchant d'étage au niveau K

H_k : hauteur de l'étage K

Δ_k : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1

| étage | P _k (KN) | sens X-X | | | | sens Y-Y | | | |
|------------|---------------------|----------------------|---------------------|--------------------|----------------|----------------------|---------------------|--------------------|----------------|
| | | V _{kx} (KN) | Δ _{kx} (m) | h _k (m) | θ _x | V _{ky} (KN) | Δ _{ky} (m) | h _k (m) | θ _x |
| s-sol | 48662,33 | 2797,53 | 0,003 | 4,08 | 0,01279026 | 3021,1 | 0,003 | 4,08 | 0,01184374 |
| RDC | 42622,28 | 2690,9 | 0,005 | 3,06 | 0,0258814 | 2912,27 | 0,005 | 3,06 | 0,02391408 |
| 1 | 37020,52 | 2522,87 | 0,007 | 3,06 | 0,03356791 | 2739,65 | 0,007 | 3,06 | 0,03091178 |
| 2 | 31476,93 | 2327,73 | 0,008 | 3,06 | 0,03535317 | 2535,2 | 0,008 | 3,06 | 0,03246001 |
| 3 | 26294,54 | 2112,9 | 0,008 | 3,06 | 0,03253533 | 2304,1 | 0,008 | 3,06 | 0,02983547 |
| 4 | 21063,9 | 1865,45 | 0,01 | 3,06 | 0,03690063 | 2032,8 | 0,01 | 3,06 | 0,03386279 |
| 5 | 15881,99 | 1582,32 | 0,009 | 3,06 | 0,02952104 | 1716,03 | 0,009 | 3,06 | 0,02722082 |
| 6 | 10793,97 | 1242,23 | 0,01 | 3,06 | 0,02839604 | 1334,59 | 0,01 | 3,06 | 0,0264309 |
| TERRASSE01 | 5704,4 | 776,39 | 0,009 | 3,06 | 0,02160982 | 825,21 | 0,01 | 3,06 | 0,02259041 |
| TERRASSE02 | 169,59 | 42,28 | 0,005 | 2,5 | 0,00802223 | 40,98 | 0,005 | 2,5 | 0,00827672 |

Tableau 7) : Vérification à l'effet P-Δ.

Remarque: $\theta < 0.10$ dans les deux sens.

Les effets du deuxième ordre peuvent être négligés pour notre cas

V.2.8) Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux:

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\frac{N_d}{Bc f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

Bc : l'aire (section brute) de la section de béton .

f_{c28} = la résistance caractéristique du béton.

| zone | section | N _d | N _d /Bcfc28 | Condition |
|------|--------------|----------------|------------------------|--------------------|
| I | 55*55 | 2338,73 | 0,300 | Condition vérifiée |
| II | 50*50 | 1423,55 | 0,227 | Condition vérifiée |
| III | 45*45 | 709,55 | 0,140 | Condition vérifiée |

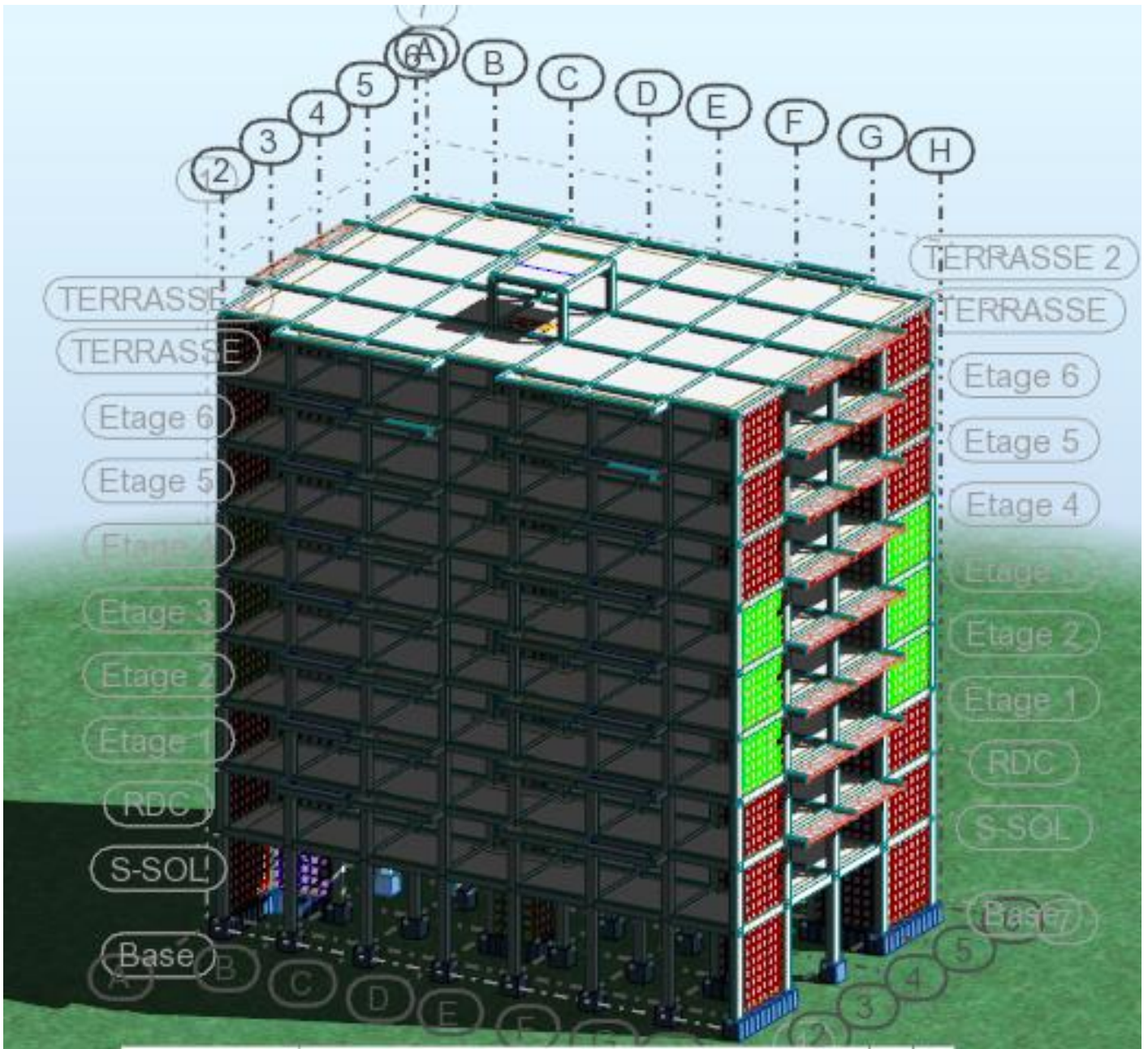
V.2.9) Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- La période est vérifiée.
- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- L'excentricité est vérifiée.

Nous pouvons passer à la détermination des efforts internes et le ferrailage de la structure.

Après avoir bien suivi l'enchaînement des étapes citées ; nous sommes arrivées au model suivant :



VI.1) Ferrailage des poutres

Les poutres seront ferrillées en flexion simple sous les sollicitations les plus défavorables en tenant compte des combinaisons suivantes :

- $1.35 G + 1.5 Q$
 $G + Q$
- $G + Q + E$ RPA
 $0.8 G + E$ RPA

VI.1.1) Recommandation du RPA99 version 2003 :

(A) Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur tout la longueur de la poutre est de : 0.5 % en tout section.

| | Section minimal cm ² | |
|-------------------|---------------------------------|-----------------|
| | Niveau S-sol, RDC et 1er | Niveau 2 à 7ème |
| Poutre principale | 6 | 4.375 |
| Poutre secondaire | 4.375 | 3 |

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est

En zone courante : 4 %

En zone de recouvrement : 6 %

| | Section maximal cm ² | | |
|-------------------|---------------------------------|--------------------------|-----------------|
| | La zone | Niveau s-sol, RDC et 1er | Niveau 2 à 7ème |
| Poutre principale | Zone courant | 56 | 35 |
| | Zone de recouvrement | 72 | 52.5 |
| Poutre principale | Zone courante | 35 | 24 |
| | Zone de recouvrement | 52.5 | 36 |

- La longueur de recouvrement est de : 40Φ (zone II a)
- L'ancrage: des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.
- Espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

- Les cadres de nœuds disposées comme armatures transversales des poteaux, sont constituées de deux U superposés formant un carré ou un rectangle, les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à supporter à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

(B) Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

- L'espacement maximal entre les armatures transversales est donnée comme suit :

$$S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12 \Phi_t \right) \quad \rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \rightarrow \text{En dehors de la zone nodale}$$

- La valeur de diamètre Φ_t des armatures longitudinales à apprendre est le plus petit diamètre utilisé et, dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm de nu de l'appui ou l'encastrement.

VI.1.2) Etapes de calcul des armatures longitudinales :

- (i) Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivant :

$$\text{Soit } \mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Pour les FeE400

Si $\mu_b < \mu_l \Rightarrow$ Section simplement armée

Si $\mu_b > \mu_l \Rightarrow$ Section doublement armée

Section sans armatures comprimées ($A'_s = 0$) :

$$\text{Si } \mu_b < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

Section avec armatures comprimées ($A'_s \neq 0$) :

$$\mu_b > \mu_l = 0,392$$

On redimensionne la section ou on introduit des armatures comprimées.

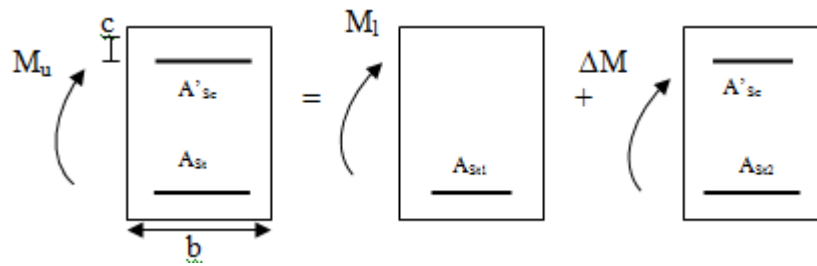


Fig.IX-1) ferrailage la poutre doublement armée

A_{st} : La section d'acier inférieure tendue,

A'_{sc} : La section d'acier supérieure comprimée.

$$M_u = M_l + \Delta M$$

$$M_l = \mu_l b d^2 f_{bc}$$

$$A_{st1} = \frac{M_l}{(\beta d f_e / \gamma_s)}$$

$$A'_{sc} = A_{st2} \frac{\Delta M}{\sigma_{sc} (d - c')}$$

$$A_{st} = A_{st1} + A_{st2} = \frac{M_l}{\beta_l d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{\sigma_s (d - c')}$$

(B) Les efforts internes dans les poutres à aide le logiciel ROBOT

(i) La poutre principale

S-sol Rdc et 1^{er} étage

de 2^{ème} à 7^{ème} étage

| | FZ [kN] | MY [kNm] |
|------------|---------|--------------|
| MAX | 114,06 | 51,43 |
| Barre | 54 | 230 |
| Noeud | 97 | 221 |
| Cas | 6 (C) | 12 (C) (CQC) |
| MIN | -115,36 | -96,78 |
| Barre | 51 | 242 |
| Noeud | 95 | 235 |
| Cas | 6 (C) | 12 (C) (CQC) |

| | FZ [kN] | MY [kNm] |
|------------|---------|--------------|
| MAX | 103,46 | 46,16 |
| Barre | 897 | 885 |
| Noeud | 332 | 362 |
| Cas | 6 (C) | 12 (C) (CQC) |
| MIN | -98,61 | -90,59 |
| Barre | 613 | 897 |
| Noeud | 352 | 332 |
| Cas | 6 (C) | 12 (C) (CQC) |

Figure VI-1) les efforts internes des poutres principales et secondaire

(ii) La poutre secondaire

S-sol Rdc et 1^{er} étage

de 2^{ème} à 7^{ème} étage

| | FZ [kN] | MY [kNm] |
|-------|--------------|-------------|
| MAX | 56,93 | 32,38 |
| Barre | 273 | 275 |
| Noeud | 222 | 232 |
| Cas | 10 (C) (CQC) | 9 (C) (CQC) |
| MIN | -57,98 | -49,81 |
| Barre | 273 | 275 |
| Noeud | 227 | 237 |
| Cas | 9 (C) (CQC) | 9 (C) (CQC) |

| | FZ [kN] | MY [kNm] |
|-------|--------------|-------------|
| MAX | 44,80 | 24,97 |
| Barre | 727 | 930 |
| Noeud | 407 | 422 |
| Cas | 10 (C) (CQC) | 9 (C) (CQC) |
| MIN | -44,58 | -40,12 |
| Barre | 727 | 930 |
| Noeud | 413 | 428 |
| Cas | 9 (C) (CQC) | 9 (C) (CQC) |

Figure VI-2) les efforts internes des poutres principales et secondaire

VI.1.3) Ferrailages des poutres

(A) Poutre principales

(i) En travées

Exemple de calcul

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{51,43 \times 10^3}{30 \times 38^2 \times 14,2} = 0,084 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0,956$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{51,43 \times 10^3}{0,956 \times 38 \times 348} = 4,07 \text{ cm}^2$$

(ii) En appuis

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{90,59 \times 10^3}{30 \times 38^2 \times 14,2} = 0,147 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0,919$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{90,59 \times 10^2}{0,940 \times 38 \times 38,4} = 6,61 \text{ cm}^2$$

On a le tableau qui résume tous

(B) Poutre principale

| | Poutre | M_u (KN.m) | μ_b | Section | β | A_u (cm^2) | Ferrailage | A_{ad} (cm^2) |
|-------------------------------------|-----------|--------------|---------|---------|---------|------------------|---------------------------------|---------------------|
| s-sol, Rdc et 1 ^{er} étage | En travée | 51,43 | 0,066 | SSA | 0,966 | 4,082 | 0HA 14 (chap) 3 HA 14 (fil) | 4,616 |
| | En appuis | -96,78 | 0,124 | SSA | 0,934 | 7,948 | 3 HA 14 (chap) 3 HA 14 (fil) | 9,232 |
| de 2 à 7 ^{ème} étage | En travée | 46,16 | 0,095 | SSA | 0,950 | 4,297 | 0 HA 14 (chap) 3 HA 14 (fil) | 4,616 |
| | En appuis | 102,89 | 0,211 | SSA | 0,880 | 8,992 | 3 HA 14 (chap) 3 HA 14 (fil) | 9,232 |

(C) Poutre secondaire

| | Poutre | M_u (KN.m) | μ_b | Section | β | A_u (cm^2) | Ferrailage | A_{ad} (cm^2) |
|-------------------------------------|-----------|--------------|---------|---------|---------|------------------|---------------------------------|---------------------|
| s-sol, Rdc et 1 ^{er} étage | En travée | 32,38 | 0,066 | SSA | 0,966 | 2,739 | 0 HA 12 (chap) 3 HA 12 (fil) | 3,391 |
| | En appuis | 49,81 | 0,102 | SSA | 0,946 | 4,658 | 2 HA 12 (chap) 3 HA 12 (fil) | 5,652 |
| de 2 à 7 ^{ème} étage | En travée | 24,97 | 0,089 | SSA | 0,953 | 2,739 | 0 HA 12 (chap) 3 HA 12 (fil) | 3,391 |
| | En appuis | 40,12 | 0,144 | SSA | 0,922 | 4,548 | 2 HA 12 (chap) 3 HA 12 (fil) | 5,652 |

(D) Conclusion :**(i) Poutre principale :**

Les poutres principales seront ferrillées comme suit :

- De S-sol RDC et 1^{er} étage

En travée : (3HA14 filantes inf + 3HA12 de montage sup) = **9,232cm²** > $A_{min} = 6 \text{ cm}^2$

Aux appuis : (3HA14 filantes sup + 3HA14chapeaux sup + 3HA14 de montage inf)

$$= 13,847\text{cm}^2 > A_{min} = 6\text{cm}^2$$

- De 2^{ème} et 7^{ème} étage

En travée : (3HA14 filantes inf + 3HA12 de montage sup) = **9,232cm²** > $A_{min} = 4,375\text{cm}^2$

Aux appuis : (3HA14 filantes sup + 3HA14chapeaux sup + 3HA14 de montage inf)

$$= 13,847\text{cm}^2 > A_{min} = 6\text{cm}^2$$

(ii) Poutre secondaire :

- De 2^{ème} à 7^{ème} étage :

En travée : (3HA12 filantes inf + 3HA12 de montage sup) = **6,75cm²** > $A_{min} = 4,375\text{cm}^2$

Aux appuis : (3HA12 filantes sup + 2HA12chapeaux + 3HA12 de montage inf)

$$= 9,043\text{cm}^2 > A_{min} = 4,375\text{cm}^2$$

- De S-sol RDC à 1^{er} étage :

En travée : (3HA12 filantes inf + 3HA12 de montage sup) = **6,75cm²** > **A_{min} = 3cm²**

Aux appuis : (3HA12 filantes sup + 2HA12 chapeaux + 3HA12 de montage inf)

$$= \mathbf{9,043cm^2} > \mathbf{A_{min} = 4,375cm^2}$$

VI.1.4) Vérifications à l'ELU:

(A) Condition de non fragilité: [Art A.4.1,1/BAEL91 modifiées 99]

(i) Poutres secondaires

- De S-sol Rdc et 1^{er} étage

$A_s \geq A_{min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 0,23 \cdot 0,25 \cdot 0,33 \cdot 2,1 / 400 = 0,996cm^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

- De 2^{ème} et 7^{ème} étage

$A_s \geq A_{min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 0,23 \cdot 0,20 \cdot 0,28 \cdot 2,1 / 400 = 0,676cm^2 \Rightarrow$ condition vérifiée

(ii) Poutres principales :

- De S-sol Rdc et 1^{er} étage

$A_s \geq A_{min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 0,23 \cdot 0,30 \cdot 0,38 \cdot 2,1 / 400 = 1,37cm^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

- De 2^{ème} et 7^{ème} étage

$A_s \geq A_{min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 0,23 \cdot 0,25 \cdot 0,33 \cdot 2,1 / 400 = 0,996cm^2 \Rightarrow$ condition vérifiée

(B) Justification de l'âme sous l'effort tranchant : [Art A.5.1.1/BAEL91 modifiées 99]:

Les justifications de l'âme d'une poutre sont conduites à partir de la contrainte tangente τ_u prise conventionnellement égale :

$$\tau_u = T_u^{max} / bd$$

- Poutres principales:

De S-sol Rdc et 1^{er} étage $\tau_u = 115,36 \cdot 10^{-3} / 0,30 \cdot 0,38 = 1,017MPa$

De 2^{ème} et 7^{ème} étage $\tau_u = 103,46 \cdot 10^{-3} / 0,25 \cdot 0,33 = 1,254MPa$

- Poutres secondaires:

De S-sol Rdc et 1^{er} étage $\tau_u = 57,98 \cdot 10^{-3} / 0,25 \cdot 0,33 = 0,703MPa$

De 2^{ème} et 7^{ème} étage $\tau_u = 44,80 \cdot 10^{-3} / 0,20 \cdot 0,28 = 0,800MPa$

(C) Etat limite ultime du béton de l'âme : [Art A.5.1.21/BAEL91 modifiées 99]:

(i) Contrainte tangente conventionnelle:

$\tau_u = T_u^{\max} / bd < \min (0,2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$ pour des fissurations peu préjudiciables.

- Poutre principales

De S-sol Rdc et 1^{er} étage $1,017 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$ condition vérifiée.

De 2^{ème} et 7^{ème} étage $1,254 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$ condition vérifiée.

- Poutre secondaires

De S-sol Rdc et 1^{er} étage $0,703 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$ condition vérifiée.

De 2^{ème} et 7^{ème} étage $0,800 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$ condition vérifiée

(ii) Vérification de l'adhérence:

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$$

$\sum U_i$: Sommes des périmètres utiles des barres.

- poutres principales :

- De S-sol Rdc et 1^{er} étage $T_u^{\max} = 115,36 \text{ KN}$

$$\sum U = 6 \times 3,14 \times 1,42 = 22,61 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{115,36 \times 10}{0,9 \times 38 \times 22,61} = 1,491 \text{ MPa}$$

- De 2^{ème} et 7^{ème} étage $T_u^{\max} = 103,46 \text{ KN}$

$$\sum U = 6 \times 3,14 \times 1,2 = 22,61 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{103,46 \times 10}{0,9 \times 33 \times 22,61} = 1,468 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque}$$

d'entraînement des barres.

- poutres secondaires :

- De S-sol Rdc et 1^{er} étage $T_u^{\max} = 57,98 \text{ KN}$

$$\sum U = 6 \times 3,14 \times 1,2 = 22,61 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{57,98 \times 10}{0,9 \times 33 \times 22,61} = 0,086 \text{ MPa}$$

- De 2^{ème} et 7^{ème} étage $T_u^{\max} = 44,80\text{KN}$

$$\sum U = 6 \times 3.14 \times 1,2 = 22,61 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{39,18 \times 10}{0,9 \times 28 \times 22,61} = 0,688 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée, donc il n'ya pas de risque d'entraînement des barres.}$$

(D) Influence de l'effort tranchant sur le béton aux appuis: [Art A.5.1.32/BAEL91 modifiées 99]

(i) Influence sur le béton :

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,4 \cdot a \cdot b \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, \quad a = 0,9 d$$

- poutre principale :

- De S-sol Rdc et 1^{er} étage

$$T_u = 115,96 \text{KN} \leq 0,4 \times 0,9 \times 380 \times 300 \times 25 \times 10^{-3} / 1,5 = 684 \text{KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- De 2^{ème} et 7^{ème} étage

$$T_u = 103,46 \text{KN} \leq 0,4 \times 0,9 \times 330 \times 300 \times 25 \times 10^{-3} / 1,5 = 594 \text{KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- poutre secondaire :

- De S-sol Rdc et 1^{er} étage

$$T_u = 57,98 \text{KN} \leq 0,4 \times 0,9 \times 330 \times 300 \times 25 \times 10^{-3} / 1,5 = 594 \text{KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- De 2^{ème} et 7^{ème} étage

$$T_u = 44,80 \text{KN} \leq 0,4 \times 0,9 \times 280 \times 300 \times 25 \times 10^{-3} / 1,5 = 504 \text{KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

(ii) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales:

Lorsque au droit d'un appui : $T_u - \frac{M_u}{0,9 \cdot d} > 0$, On doit prolonger au-delà de l'appareille de l'appui une section d'armature pour équilibrer un moment égale à

$$\left(T_u - \frac{M_u}{0,9 \cdot d} > 0 \right)$$

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0,9 \cdot d} \right)$$

Poutre principale :

$$\text{De S-sol Rdc et 1er étage} \quad T_u - \frac{M_u}{0.9 \cdot d} = 115,36 - \frac{96,78}{0,9 \times 0,38} = -138,94 < 0$$

$$\text{De 2}^{\text{ème}} \text{ et 7}^{\text{ème}} \text{ étage} \quad T_u - \frac{M_u}{0.9 \cdot d} = 103,46 - \frac{90,59}{0,9 \times 0,33} = -202,6 < 0$$

Poutre secondaire

$$\text{De S-sol Rdc et 1er étage} \quad T_u - \frac{M_u}{0.9 \cdot d} = 57,98 - \frac{49,81}{0,9 \times 0,33} = -84,40 < 0$$

$$\text{De 2}^{\text{ème}} \text{ et 7}^{\text{ème}} \text{ étage} \quad T_u - \frac{M_u}{0.9 \cdot d} = 44,80 - \frac{40,12}{0,9 \times 0,28} = -93,12 < 0$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

(E) Longueur de scellement droite des barres : [Art A.6.1.23/BAEL91 modifiées99]

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} \text{ avec } \tau_{su} = 0,6\psi^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

Pour les $\phi 12$: $l_s = 42,33 \text{ cm}$

Pour les $\phi 14$: $l_s = 49,38 \text{ cm}$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, La longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à $0,4 l_s$ pour les barres à haute adhérence.

Pour les $\phi 12$: $l_s = 16,93 \text{ cm}$

Pour les $\phi 14$: $l_s = 19,75 \text{ cm}$

VI.1.5) Calcul des armatures transversales : $A_t = 0,003 \times S_t \times b$

(A) Poutres principales :

- De S-sol Rdc et 1^{er} étage

Zone nodale : $S_{t1} \leq \min (h/4 ; 12\Phi ; 30\text{cm}) = \min (40/4 ; 12 \times 1,2 ; 30\text{cm})$

On prend : $S_{t1} = 10 \text{ cm}$

Zone courant: $S_{t2} \leq h/2 = 40/2 = 20 \text{ cm}$

On prend : $S_{t2} = 15 \text{ cm}$

Donc:

La quantité d'armatures minimales est $A_t^{\min} = 0,003 \times S_{t\max} \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$

On opte pour un cadre et un étrier donc $4HA8=2,01[cm^2]$

- De 2^{ème} et 7^{ème} étage

Zone nodale : $S_{t1} \leq \min (h/4 ; 12\Phi ; 30cm) = \min (35/4 ; 12 \times 1,2 ; 30cm) = 8,75cm$

On prend : $S_{t1} = 8 \text{ cm}$

Zone courant: $S_{t2} \leq h/2 = 35/2 = 17,5 \text{ cm}$

On prend : $S_{t2} = 15cm$

Donc:

La quantité d'armatures minimales est $A_t^{\min} = 0,003 \times S_{t\max} \times b = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,12 \text{ cm}^2$

On opte pour un cadre et un étrier donc $4HA8=2,01[cm^2]$

(B) Poutres secondaires:

- De S-sol Rdc et 1^{er} étage

Zone nodale : $S_{t1} \leq \min (h/4 ; 12\Phi ; 30cm) = \min (35/4 ; 12 \times 1,2 ; 30cm) = 8,75cm$

On prend : $S_{t1} = 8 \text{ cm}$

Zone courant: $S_{t2} \leq h/2 = 35/2 = 17,5 \text{ cm}$

On prend : $S_{t2} = 15cm$

Donc:

La quantité d'armatures minimales est $A_t^{\min} = 0,003 \times S_{t\max} \times b = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,12 \text{ cm}^2$

On opte pour un cadre et un étrier donc $4HA8=2,01[cm^2]$

- De 2^{ème} et 7^{ème} étage

Zone nodale : $S_{t1} \leq \min (h/4 ; 12\Phi ; 30cm) = \min (30/4 ; 12 \times 1,2 ; 30cm) = 7,5cm$

On prend : $S_{t1} = 8 \text{ cm}$

Zone courant: $S_{t2} \leq h/2 = 30/2 = 15 \text{ cm}$

On prend : $S_{t2} = 15cm$

Donc:

La quantité d'armatures minimales est $A_t^{\min} = 0,003 \times S_{t\max} \times b = 0,003 \times 15 \times 20 = 0,9 \text{ cm}^2$

On opte pour un cadre et un étrier donc $4HA8=2,01[cm^2]$

(C) Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10} \right) \text{ en cm.}$$

ϕ_l ; le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

- Poutres principales :

$$\phi_t \leq \min (1,14 ; 1,4 ; 3)$$

- Poutres secondaire :

$$\phi_t \leq \min (1 ; 1,2 ; 3)$$

On a choisi : **HA8**

$$\phi_t = 0,8 \text{ cm} \leq (1,14 ; 1) \text{ Donc la condition est vérifiée}$$

Remarque :

On prend pour les deux cas un diamètre de 8mm

Soit un cadre et un étrier en HA8.

On adopte une section d'armatures transversales $A_t = 0,003 \times S_t \times b = 2,01 \text{ [cm}^2\text{]}$

Le premier cadre d'armatures transversales sera disposé à 5cm du nu de l'appui.

(D) Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est $A_t^{\min} = 0,003 \times S_{t\max} \times b = 0,003 \times 15 \times 20 =$

$$(1,35, 1,12, 0,9) \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\text{adopté}} = 2,01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = (1,35; 1,12; 0,9) \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

(E) Délimitation de la zone nodale (RPA 99 version 2003) :

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

- Poutres principales :

De S-sol Rdc et 1^{er} étage $L = 2 \times 40 = 80 \text{ cm.}$

De 2^{ème} et 7^{ème} étage $L = 2 \times 35 = 70 \text{ cm.}$

- Poutres secondaires :

De S-sol Rdc et 1^{er} étage $L = 2 \times 35 = 70 \text{ cm.}$

De 2^{ème} et 7^{ème} étage $L = 2 \times 30 = 60 \text{ cm.}$

VI.1.6) Vérification à l'ELS :

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leur sont relatives :

Etat limite d'ouverture des fissurations.

Etat limite de résistance du béton en compression.

Etat limites de déformation.

(A) Etat limite d'ouverture des fissurations (Art B.6.3/BAEL 91 modifié 99) :

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

(B) Etat limite de résistance du béton en compression :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

contrainte admissible de l'acier : $\sigma_s = 384$ [MPa]

contrainte admissible de béton : $\sigma_{bc} = 15$ [MPa]

La contrainte de compression dans le béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ [MPa]}$$

Remarque :

Les résultats des contraintes sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

- On détermine : $\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$
- On déduit les valeurs de β_1 et K_1
- les contraintes sont déterminées par les formules suivantes : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$ et $\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s}$

Avec :

σ_s : *Contrainte de traction des aciers.*

A_s : *Armatures adoptées à l'ELU.*

K_1 et β_1 : *sont tirés des tableaux en fonction de ρ_1 .*

Tableau VII-9: Vérification de l'état limite de compression du béton en travées et aux appuis des poutres principales :

| | | M _s | A _s | b | d | ρ ₁ | β ₁ | K ₁ | σ _s | σ̄ _s | σ _{bcc} | σ̄ _{bcc} | OBS |
|--|------------|----------------|----------------|----|----|----------------|----------------|----------------|----------------|-----------------|------------------|-------------------|----------|
| S-sol Rdc et 1 ^{er} | Aux appuis | 62,93 | 9,232 | 30 | 38 | 0,809 | 0,872 | 24,06 | 205,71 | 384 | 8,55 | 15 | Vérifiée |
| | en travées | 6,1 | 4,161 | 30 | 38 | 0,405 | 0,902 | 36,02 | 38,55 | 384 | 1,07 | 15 | Vérifiée |
| De 2 ^{ème} à 7 ^{ème} étage | Aux appuis | 65,04 | 9,232 | 25 | 33 | 1,119 | 0,855 | 19,48 | 249,69 | 384 | 12,81 | 15 | Vérifiée |
| | en travées | 7,18 | 4,161 | 25 | 33 | 0,559 | 0,989 | 30,04 | 53,02 | 384 | 1,76 | 15 | Vérifiée |

Tableau VII-10: Vérification de l'état limite de compression du béton en travées et aux appuis des poutres secondaires :

| | | M _s | A _s | b | d | ρ ₁ | β ₁ | K ₁ | σ _s | σ̄ _s | σ _{bcc} | σ̄ _{bcc} | OBS |
|--|------------|----------------|----------------|----|----|----------------|----------------|----------------|----------------|-----------------|------------------|-------------------|----------|
| S-sol Rdc et 1 ^{er} | Aux appuis | 18,49 | 5,652 | 25 | 33 | 0,879 | 0,868 | 22,88 | 114,21 | 384 | 4,99 | 15 | Vérifiée |
| | en travées | 7,81 | 3,391 | 25 | 33 | 0,411 | 0,901 | 35,50 | 77,46 | 384 | 2,18 | 15 | Vérifiée |
| De 2 ^{ème} à 7 ^{ème} étage | Aux appuis | 18,18 | 5,652 | 20 | 28 | 1,009 | 0,860 | 20,71 | 133,58 | 384 | 6,44 | 15 | Vérifiée |
| | en travées | 5,64 | 3,391 | 20 | 28 | 0,605 | 0,885 | 28,48 | 67,12 | 384 | 2,36 | 15 | Vérifiée |

(C) Vérification de la flèche (Art. B.6.5 ,2 /BAEL 91 Modifié 99) :

Grace au logiciel ROBOT, nous avons pu obtenir les valeurs des différentes flèches sur l'ensemble des travées.

- Poutres principales :

La plus grande valeur de la flèche est dans la travée L = 4,30 m. f_{max} = 0,5cm

F_{adm} = l/500 = 430/ 500 = 0,86cm

- Avec : l : la portée mesurée entre nus d'appuis.

F_{adm} = la valeur limite de la flèche.

D'où : f_{max} = 0,3 cm < F_{adm} = 0,88 cm.....condition vérifiée.

Poutre secondaire: La plus grande valeur de la flèche est de longueur L =4,00 m , f_{max} = 0,5cm

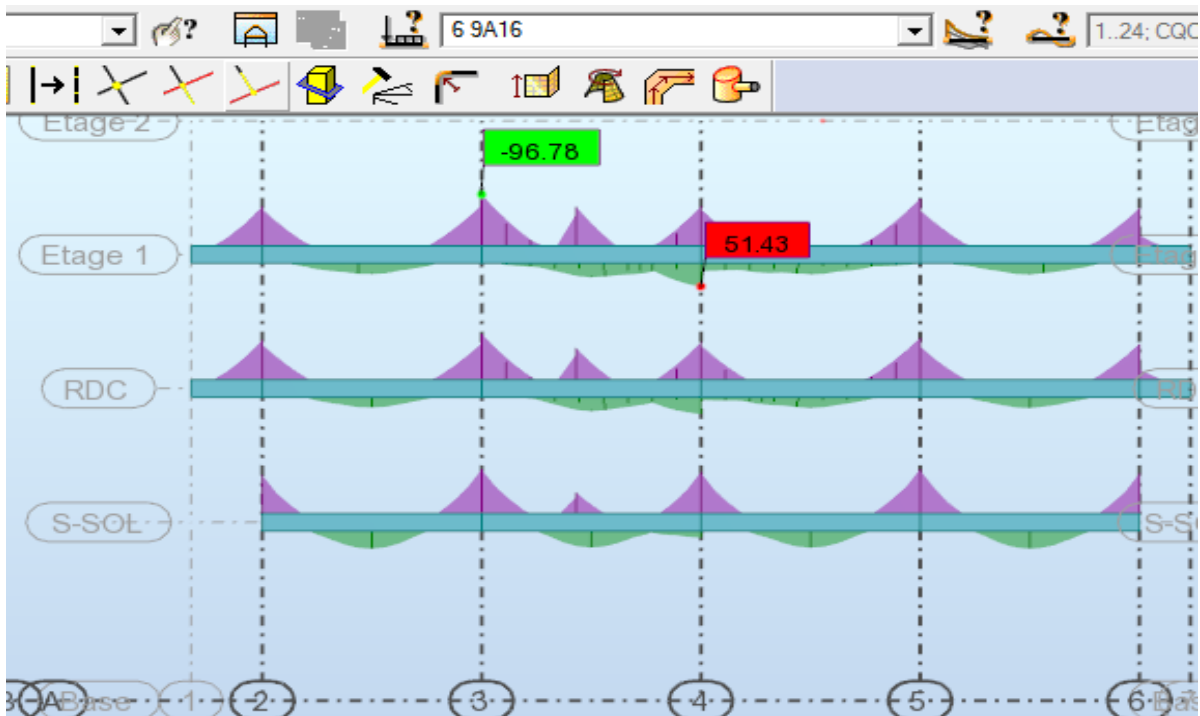
F_{adm} = l/500 = 400/ 500 = 0,80cm

D'où : f_{max} = 0,3 cm < F_{adm} = 0,88 cm.....condition vérifiée.

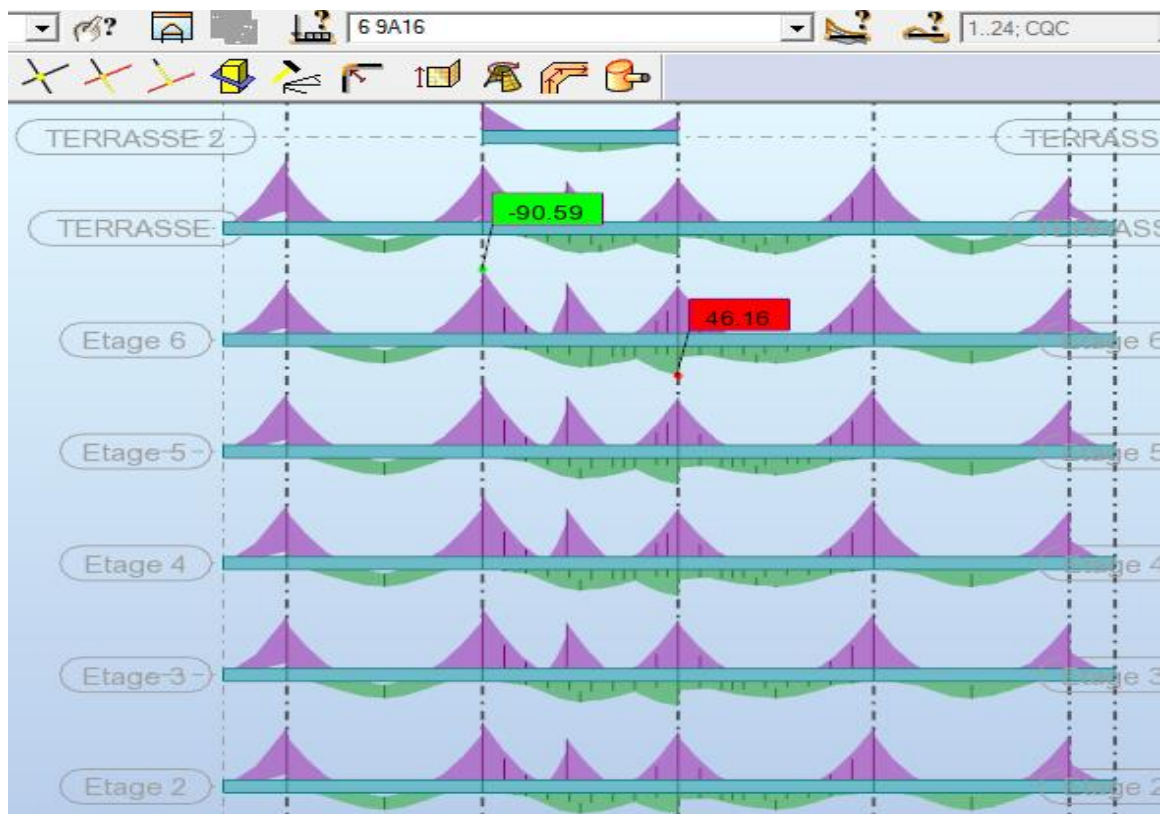
Conclusion : La condition de flèche est vérifiée.

Le diagramme des moments d'appuis donne par logiciel ROBOT

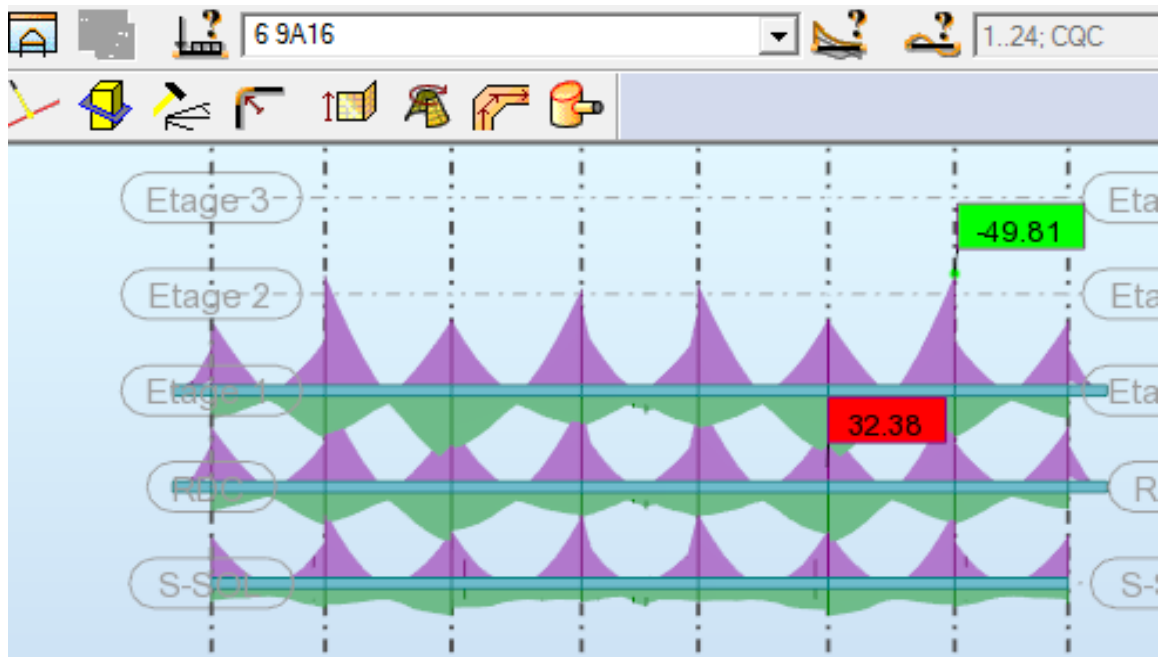
- poutre principale s-sol , RDC et 1^{er} étage



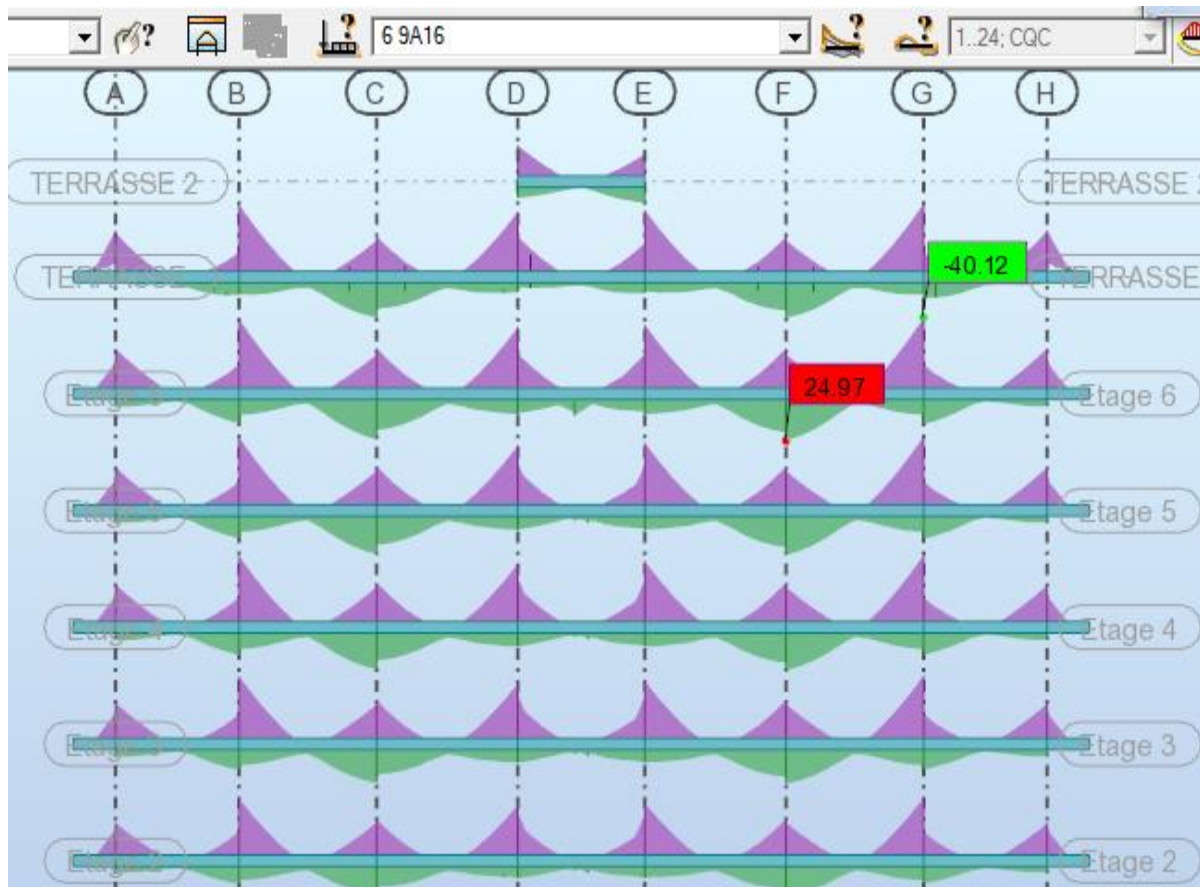
- poutre principale 2^{ème} jusqu'à 7^{ème} étage



- poutre poutre principale 2^{ème} jusqu'à 7^{ème} étage



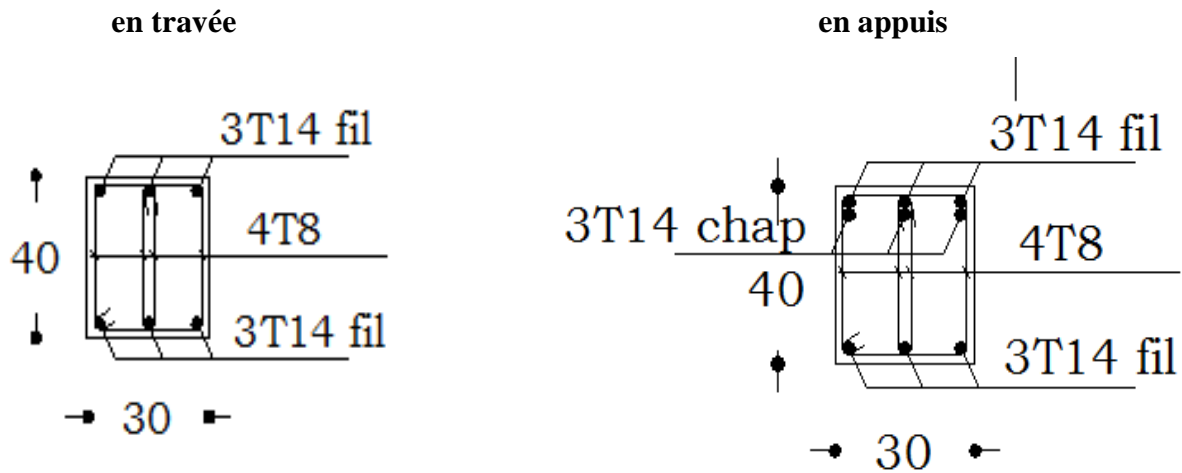
- poutre secondaire 2^{ème} jusqu'à 7^{ème} étage



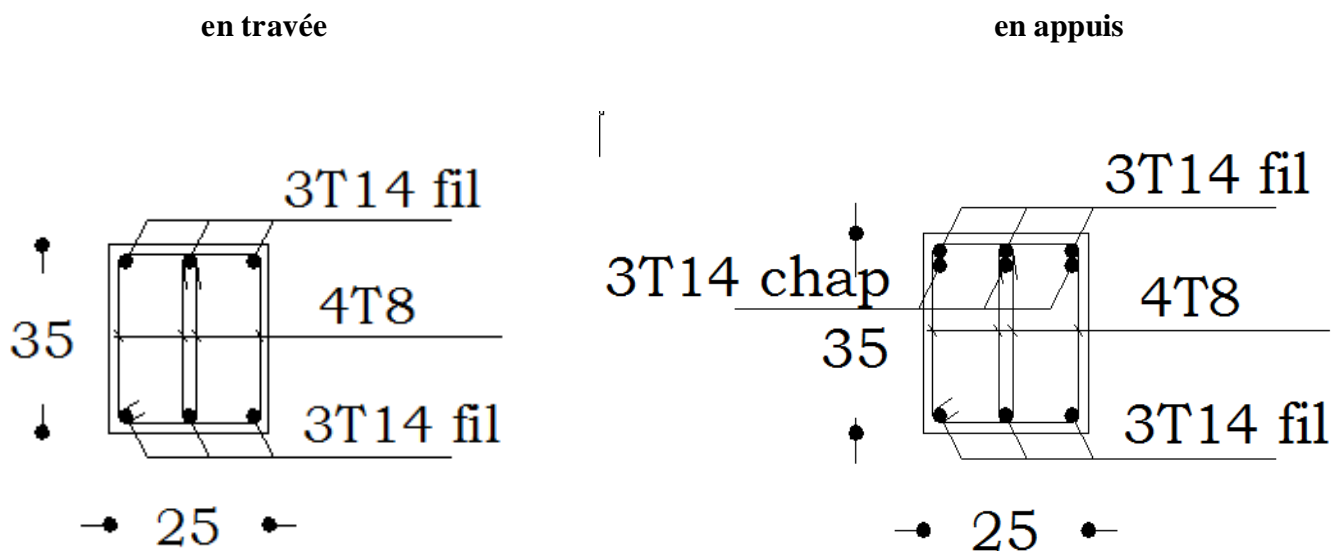
VI.1.7) Schéma de ferrailage des poutres

(A) Poutre principale

(i) niveau s-sol RDC et 1^{er} étage



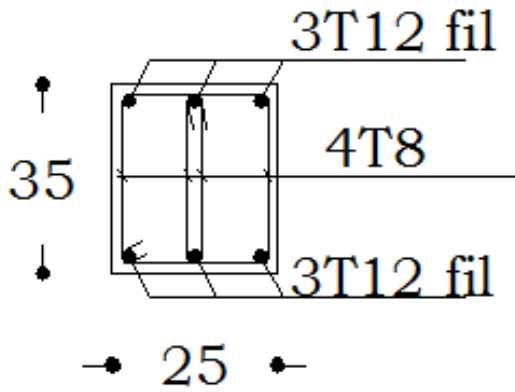
(ii) niveau de 2^{ème} jusqu'à 7^{ème} étage



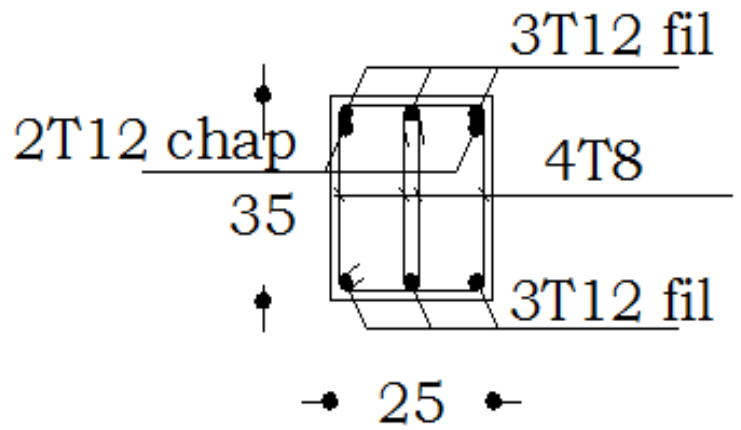
(B) Poutre secondaire

(i) niveau s-sol RDC et 1^{er} étage

en travée

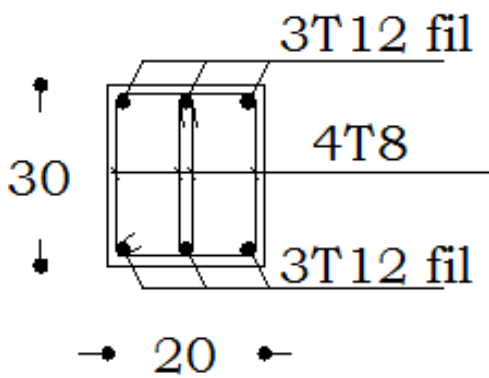


en appuis

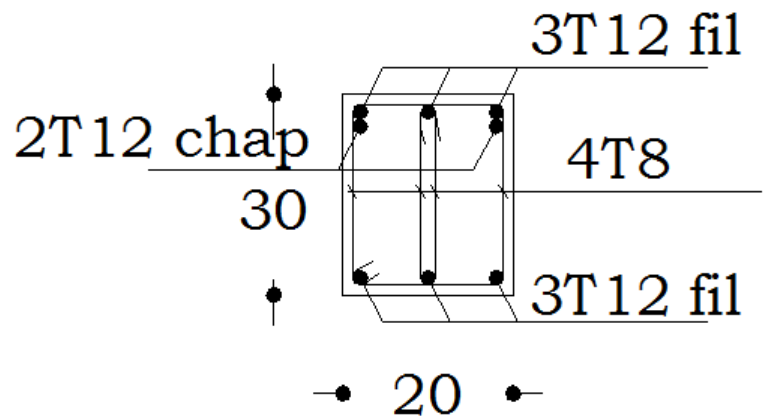


(ii) niveau de 2^{ème} jusqu'à 7^{ème} étage

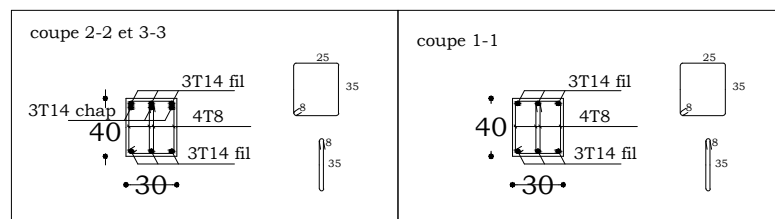
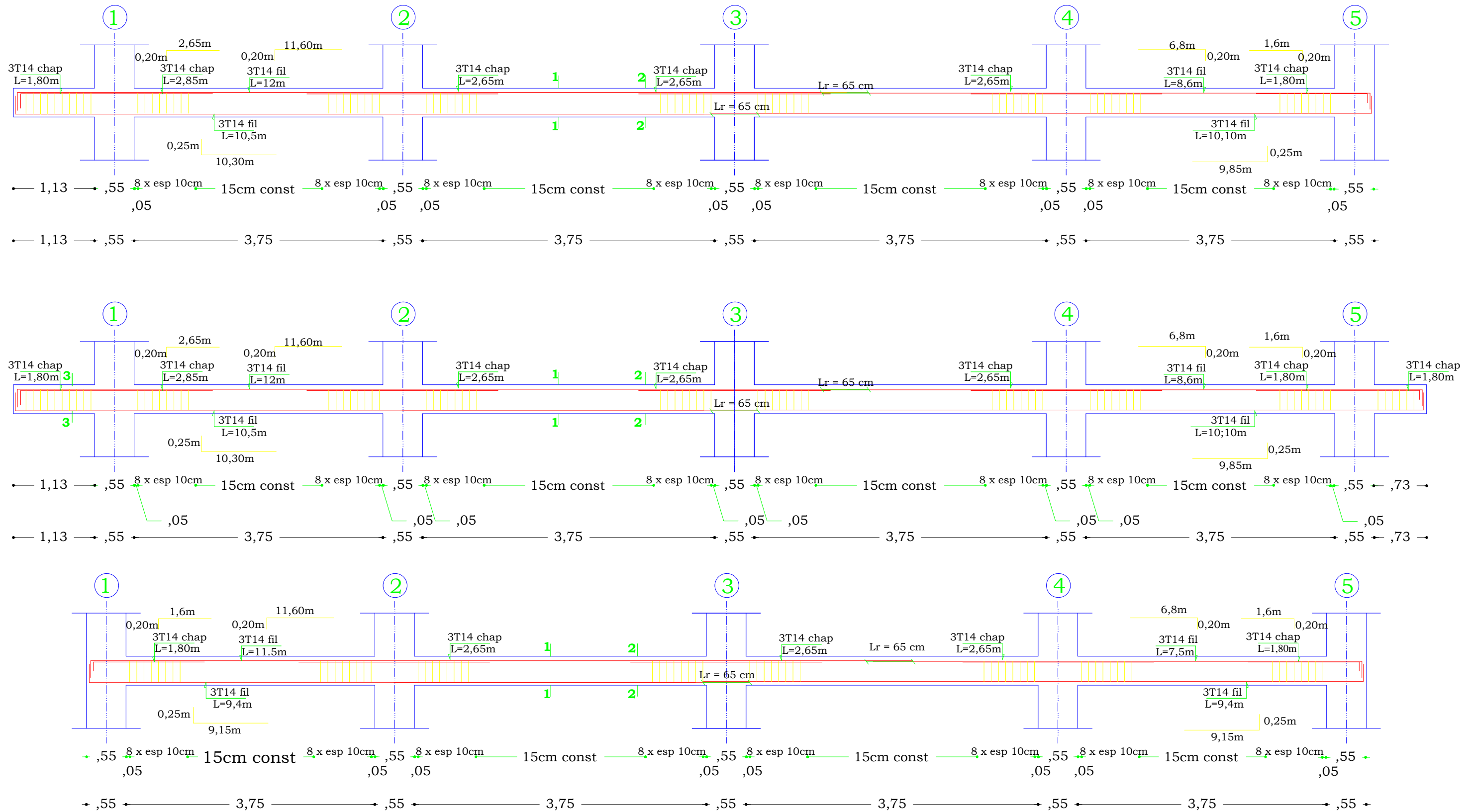
en travée



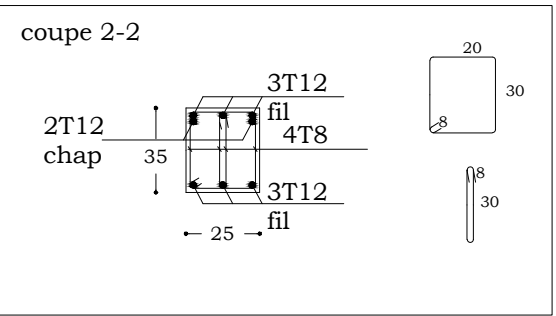
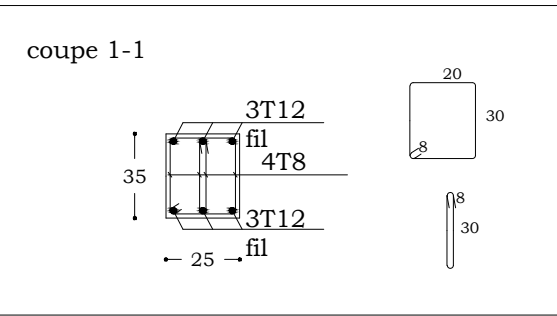
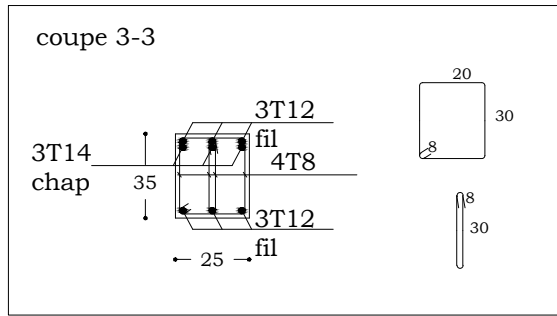
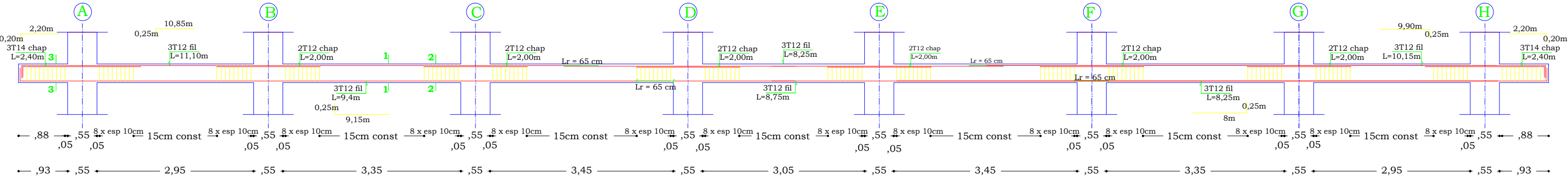
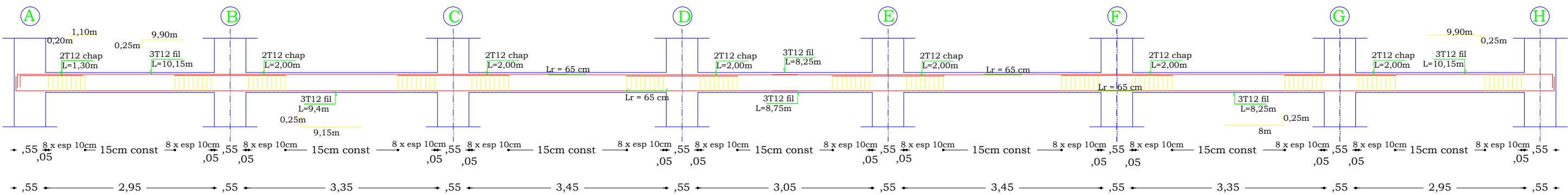
en appuis



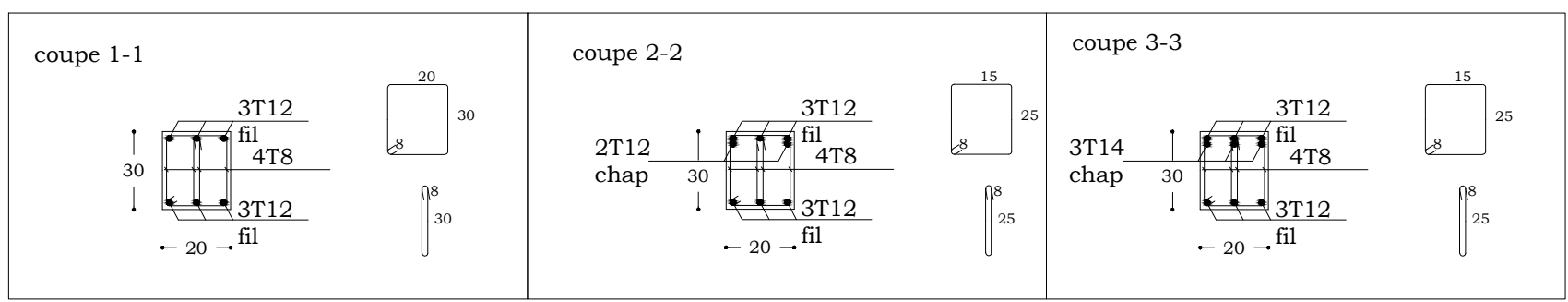
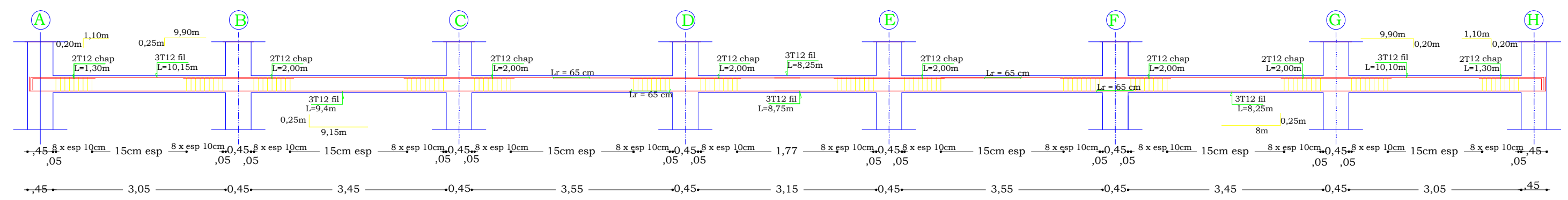
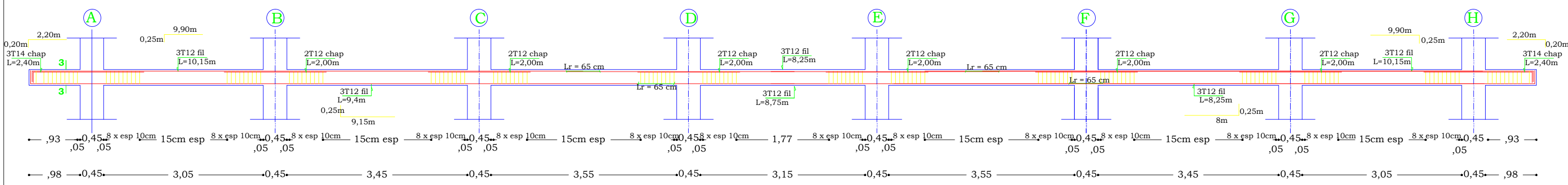
poutre principale S-sol RDC et 1er étage 40*30



poutre secondaire S-sol RDC et 1er étage 35*25



poutre secondaire de 2ème jusqu'à 7ème étage 30*20



VI.2) Ferrailage des Poteaux :

VI.2.1) Introduction :

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens, en tenant compte des combinaisons suivants:

$$\left\{ \begin{array}{ll} 1.35 G + 1.5 Q & \text{ELU} \\ G + Q & \text{ELS} \\ G + Q \pm E & \text{RPA 2003} \\ 0.8 G \pm E & \text{RPA 2003} \end{array} \right.$$

Tableau VI.2.1 : Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.

| Situation | Béton | | | Acier | | |
|---------------------|-------------|----------------|---------------|-------------|------------|-----------------|
| | γ_b | $f_{c28}(MPa)$ | $f_{bc}(MPa)$ | γ_s | $F_e(MPa)$ | $\sigma_s(MPa)$ |
| Courante | 1,5 | 25 | 14,2 | 1,15 | 400 | 348 |
| Accidentelle | 1,15 | 25 | 18,5 | 1 | 400 | 400 |

(A) Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations:

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

(B) En procédant à des vérifications à l'ELS.

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier trois cas :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

VI.3.2) Recommandations du R.P.A. 2003 :

VI.3.2.1) Les armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

(A) Le pourcentage minimal : est de : 0.80 % de la section du poteau en zone IIa.

$$\text{Poteau } (55 \times 55) : A_{\min} = 0.008 \times 55 \times 55 = 24,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (50 \times 50) : A_{\min} = 0.008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (45 \times 45) : A_{\min} = 0.008 \times 45 \times 45 = 16,2 \text{ cm}^2$$

(B) Le pourcentage maximal en zone courante : est de 4 % de la section du poteau.

$$\text{Poteau } (55 \times 55) : A_{\max} = 0.04 \times 55 \times 55 = 121 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (50 \times 50) : A_{\max} = 0.04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (45 \times 45) : A_{\max} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$$

(C) Le pourcentage maximal en zone de recouvrement : est de 6 % de la section du poteau.

$$\text{Poteau } (55 \times 55) : A_{\max} = 0.06 \times 55 \times 55 = 181,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (50 \times 50) : A_{\max} = 0.06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (45 \times 45) : A_{\max} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121,5 \text{ cm}^2$$

-Le diamètre minimal est de $\Phi 12$.

-La longueur de recouvrement minimale : est de 40Φ en zone IIa.

-La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm** en zone IIa.

-Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critique).

VI.3.2.2) Délimitation de la zone nodale

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\}$$

h : hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres

On aura :

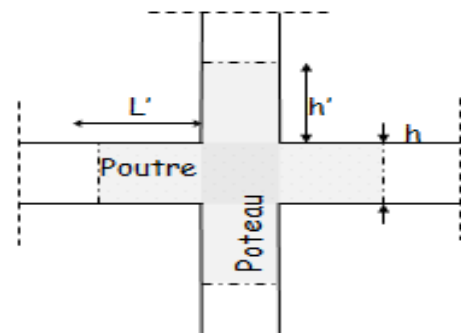


Figure VI.2.1: Délimitation de la zone nodale

$$h' = \max(373/6, 55, 55,60\text{cm}) = 63\text{cm}.$$

$$h' = \max(271/6, 50, 50,60\text{cm}) = 60\text{cm}.$$

$$h' = \max(276/6, 45, 45,60\text{cm}) = 60\text{cm}.$$

$$\begin{cases} h' = 63\text{cm} \rightarrow \text{Dans les poteaux du sous-sol} \\ h' = 60\text{cm} \rightarrow \text{Dans les poteaux de RDC et les différents étage} \end{cases}$$

- $L' = 2 \times 40 = 80\text{ cm}$: poutres principales de s-sol Rdc et 1^{er} étage de (30×40).

- $L' = 2 \times 35 = 70\text{ cm}$: poutres principales de 2 à 7^{ème} étage de (25×35).

- $L' = 2 \times 35 = 70\text{ cm}$: poutres secondaires de s-sol Rdc et 1^{er} étage de (25×35).

- $L' = 2 \times 30 = 60\text{ cm}$: poutres secondaires de 2 à 7^{ème} étage de (20×30)

VI.3.2.3) Les armatures transversales

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \times f_e} \quad (\text{R.P.A. Version 2003, Art.7.4.2.2})$$

h : Hauteur totale de la section brute

V_u : Effort tranchant du calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g : L'élancement géométrique du poteau.$$

L_f : La longueur de flambement des poteaux.

$$\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \quad \text{où} \quad \lambda_g = \frac{L_f}{b} \right)$$

A_t : armatures transversales.

S_t : espacement des armatures transversales.

En zone IIa :

-Zone nodale :

$$S_t \leq \text{Min}(10\Phi, 15\text{cm})$$

-Zone de recouvrement :

$$S_t \leq 15\Phi$$

Φ : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0,3 \%$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0,8 \%$$

$3 < \lambda_g < 5 \rightarrow$ Interpolation entre les valeurs limites du poteau.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($\Phi > 12\text{mm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

λ_g : L'élancement géométrique du poteau $\longrightarrow \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right)$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et (l_f) longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi_{\min}$.

VI.3.3) Calcul du ferrailage :**(A) Etapes de calcul en flexion composée :**

On dit qu'une section est soumise à une flexion composée lorsque cette section subit simultanément l'action d'un moment de flexion et un effort de compression ou de traction.

Le système constitué d'un moment et d'un effort normal peut être remplacé par un effort normal appliqué au centre de pression « C » qui est distant du centre de gravité de la section de

$$e = \frac{M}{N}$$

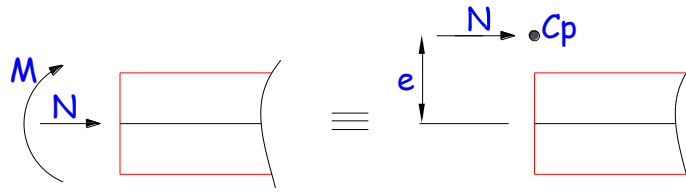


Figure VI-2 : Section en flexion composée.

Lorsque N est un effort de compression, il est nécessaire de vérifier l'état limite de stabilité de forme.

Armatures longitudinales :

Etape de calcul :

- Si $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$ Alors la section est partiellement comprimée

- Si $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$ Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c}{h})bh^2 f_{bc} \rightarrow (*)$$

Avec : $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) \rightarrow$ Moment fictif

- Si l'inégalité est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait comme suit : $\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$

Si $\mu_b < \mu_r$ la section est simplement armée

Si $\mu_b > \mu_r$ la section est doublement armée, donc il faut calculer A_1 et A_1'

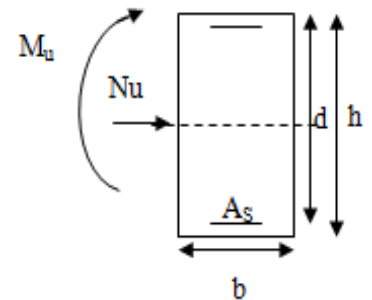
On calcule : $M_r = \mu_r bd^2 f_{bu}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

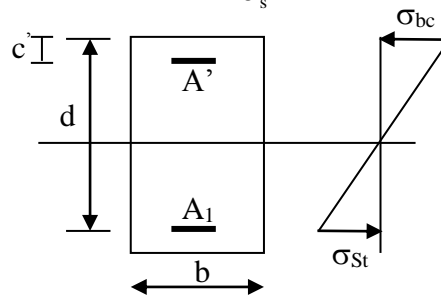
Avec : M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_1' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$



La section réelle d'armature est $A'_s = A'$, $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$.



- Si l'inégalité (*) n'est pas vérifiée, donc la section est entièrement comprimée ; il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f > (0.5h - c)b \cdot h \cdot f_{bc} \rightarrow (**)$$

- Si l'inégalité (**) est vérifiée ; donc la section a besoin d'armatures comprimées.

$$A_{sup} = \frac{M_f - (d - 0.5h)b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s(d - c)}$$

$$A_{inf} = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_{sup}$$

- Si l'inégalité (**) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures comprimées.

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{Et } A_s = 0$$

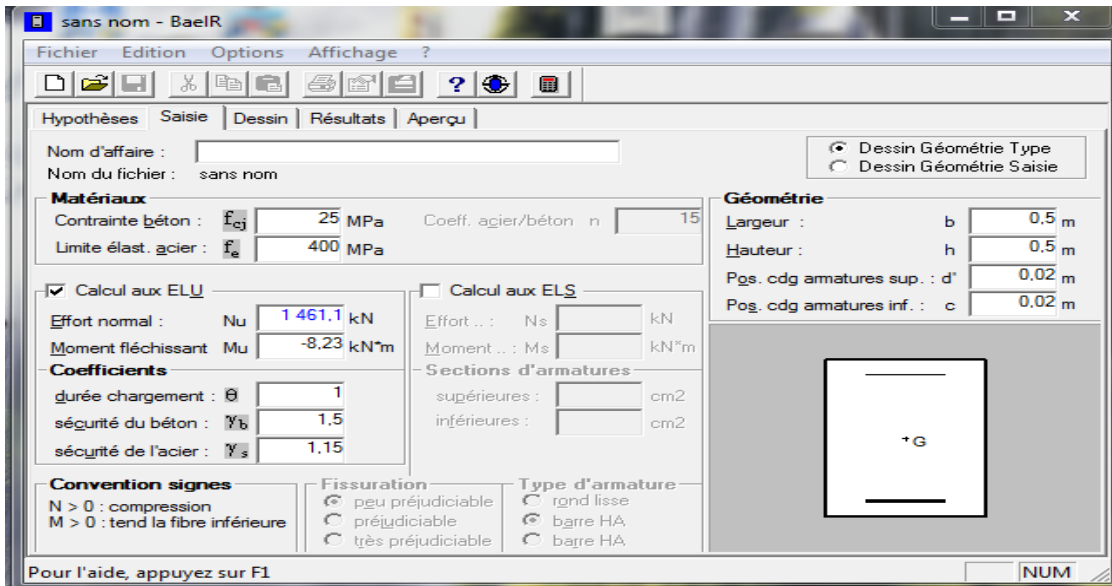
$$\Psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d - c') - M}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

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

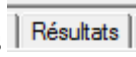
N_u : effort de compression.

(B) Calcul du ferrailage des poteaux avec socotec :

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts dans logicielle.



Cliquons sur l'icône Résultats pour extraire nos résultats



Puis la fenêtre suivante s'affiche :

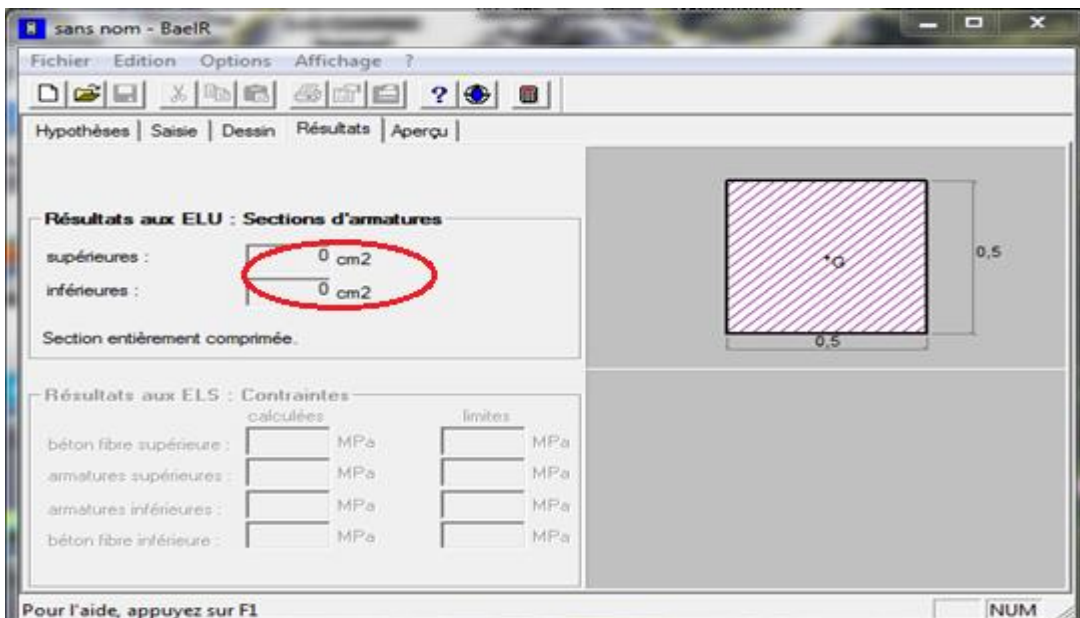


Fig.VI.2.3-caractéristiques et sollicitation de la section et la résultante

VI.2.2-Les efforts internes max donnés par le logiciel ROBOT.v.2016 pour tous les poteaux et leurs ferrailages longitudinaux sont résumés dans le tableau suivant :

| Niv | comb | N (KN) | Moment (KN.m) | e(m) | $\frac{h}{2} - c$ | obs | A _{SUP} | A _{inf} | A _{min} (cm ²) | Ferrailage | A adopté (cm ²) |
|---|-------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|-------------------|-----|------------------|------------------|-------------------------------------|-------------|-----------------------------|
| S-SOL RDC 1 ^{er} étage (40×45) | ELU | N _{max} =2338,73 | M _{XCOR} =-4,48 | 0,0019 | 0,245 | SEC | 0 | 0 | 24,2 | 4HA20+8HA14 | 24,88 |
| | | | M _{YCOR} =3,09 | 0,0013 | 0,245 | SEC | 0 | 0 | | | |
| | GQE | N _{min} =0,57 | M _{XCOR} =29,73 | 52,16 | 0,245 | SPC | 0 | 1,65 | | | |
| | | | M _{YCOR} =10,22 | 17,93 | 0,245 | SPC | 0 | 0,56 | | | |
| | 0.8GE | N _{cor} =1686,31 | M _{Xmax} =-78,86 | 0,048 | 0,245 | SEC | 0 | 0 | | | |
| | | | N _{cor} =1631,59 | M _{Ymax} =67,53 | 0,041 | SEC | 0 | 0 | | | |
| 2 ^{eme} 3 ^{eme} étage 4 ^{eme} (35×40) | ELU | N _{max} =1423,55 | M _{XCOR} =-8,68 | 0,0061 | 0,22 | SEC | 0 | 0 | 20 | 4HA20+8HA12 | 21,61 |
| | | | M _{YCOR} =6,95 | 0,0049 | 0,22 | SEC | 0 | 0 | | | |
| | GQE | N _{min} =0,39 | M _{XCOR} =-0,38 | 0,97 | 0,22 | SPC | 0 | 0,02 | | | |
| | | | M _{YCOR} =-19,72 | 50,56 | 0,22 | SPC | 0 | 1,09 | | | |
| | 0.8GE | N _{cor} =488,35 | M _{Xmax} =-50,24 | 0,103 | 0,22 | SEC | 0 | 0 | | | |
| | | | N _{cor} =510,33 | M _{Ymax} =-31,23 | 0,0612 | SEC | 0 | 0 | | | |
| 5 ^{eme} 6 ^{eme} étage 7 ^{eme} (30×35) | ELU | N _{max} =709,55 | M _{XCOR} =6,23 | 0,0045 | 0,195 | SEC | 0 | 0 | 16,2 | 4HA20+4HA12 | 17,09 |
| | | | M _{YCOR} =-2,66 | 0,0024 | 0,195 | SEC | 0 | 0 | | | |
| | GQE | N _{min} =0,31 | M _{XCOR} =21,08 | 11,29 | 0,195 | SPC | 0 | 1,17 | | | |
| | | | M _{YCOR} =-8,95 | 2,27 | 0,195 | SPC | 0 | 0,49 | | | |
| | 0.8GE | N _{cor} =152,55 | M _{Xmax} =-68,51 | 0,498 | 0,195 | SPC | 0 | 1,82 | | | |
| | | | N _{cor} =150,00 | M _{Ymax} =-32,54 | 0,246 | SPC | 0 | 0 | | | |

Pour chaque cas $A_{adopté} > A_{min}$condition vérifiée.

(C) Les armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.

Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal

(i) Diamètre des armatures transversales :(Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ cm}^2$$

ϕ_t : Diamètre max des armatures longitudinales. (Art.7.5.2.2 RPA99 version 2003).

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par trois cadres en HA8.

Soit ($A_t = 3,02 \text{ cm}^2$).

(D) Conclusion :

Les Armatures longitudinales :

Poteaux 55×55 :

- On a selon :

Le sens x-x : $A_{st \text{ max}} = 1,65 \text{ cm}^2$

Le sens y-y : $A_{st \text{ max}} = 0,56 \text{ cm}^2$

- Pour notre poteau qui est carré,

on opte pour le ferrailage suivant :

$$A_{adopté} = 4HA20 + 8 HA14 = 24,88 \text{ cm}^2$$

➤ **Les Armatures transversales**

On fixe pour les armatures transversales une section de $A_t = 6HA8 = 3,02 \text{ cm}^2$ (trois cadres).

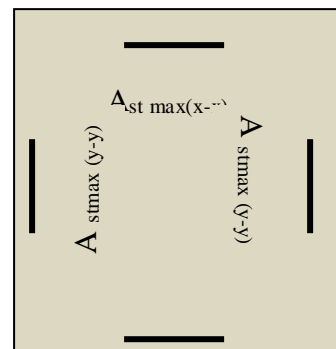
➤ **Les Armatures longitudinales :**

Poteaux 50×50 :

- On a selon :

Le sens y-y : $A_{st \text{ max}} = 0,02 \text{ cm}^2$

Le sens z-z : $A_{st \text{ max}} = 1,09 \text{ cm}^2$



- Pour notre poteau qui est carré,

on opte pour le ferrailage suivant :

$$A_{\text{adopté}} = 4\text{HA}20 + 8 \text{HA}12 = \mathbf{21,61\text{cm}^2}$$

➤ **Les Armatures transversales**

On fixe pour les armatures transversales une section de $A_t = 6\text{HA}8 = \mathbf{3,02\text{cm}^2}$ (trois cadres).

➤ **Les Armatures longitudinales :**

Poteaux 45×45 :

- On a selon :

Le sens y-y : $A_{\text{st max}} = \mathbf{1,8\text{cm}^2}$

Le sens z-z : $A_{\text{st max}} = \mathbf{0,49 \text{ cm}^2}$

- Pour notre poteau qui est carré,

on opte pour le ferrailage suivant :

$$A_{\text{adopté}} = 4\text{HA}20 + 4 \text{HA}12 = \mathbf{17,09 \text{ cm}^2}$$

➤ **Les Armatures transversales**

On fixe pour les armatures transversales une section de $A_t = 4\text{HA}8 = \mathbf{2,01\text{cm}^2}$ (un cadre+ un losange).

VI.3.4) Vérification à ELU :

VI.3.4.1) Vérification des armatures transversales :

(A) Calcul des espacements :

(i) L'espacement des armatures transversales (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99).

$$S_t \leq \min \{15\varnothing_L^{\min}, 40\text{cm}, (a+10)\text{cm}\} = \min\{15 \times 1,2, 40\text{cm}, (55+10)\}$$

$$S_t \leq 18 \text{ cm}$$

Avec a: est la petite dimension du poteau

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

-D'après le RPA99 version 2003. (Art.7.4.2.2) :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \{10 \varnothing_L^{\min}, 15\text{cm}\} = \min \{10 \times 1,2 ; 15\text{cm}\} = 12 \text{ cm} > 10\text{cm} \longrightarrow \mathbf{S_t = 10 \text{ cm}}$$

En zone courante :

$$S_t = 15 \times \varnothing_L^{\min} = 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm} \longrightarrow \mathbf{S_t = 15 \text{ cm}}$$

(ii) Vérification de la quantité d'armatures transversales : (Art.7.4.2.2)

La quantité des armatures transversales donnée comme suit :

-Si $\lambda_g \geq 5$ $A_t^{\min} = 0.3\% S_t \times b_1$

-Si $\lambda_g \leq 3$ $A_t^{\min} = 0.8\% S_t \times b_1$

-Si $3 < \lambda_g \leq 5$interpoler entre les deux valeurs précédentes

Avec :

b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

λ_g : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$$

Avec : l_f : longueur de flambement du poteau.

l_0 : Hauteur libre du poteau.

$$l_f = 0.707 l_0$$

- **Poteaux (55x55) :**

Sous-sol :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 4,08}{0,55} = 5,24 > 5$$

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 55 = 1,65 \text{ cm}^2 < 3,02 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée.**

Zone courante : $A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 55 = 2,475 \text{ cm}^2 < 3,02 \text{ cm}^2$... **condition vérifiée.**

RDC, Etage 1 :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 3,06}{0,55} = 3,93 < 5 \longrightarrow \text{après interpolation : } \frac{A_t}{b \times S_t} = 0,57\%$$

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0,0057 \times 10 \times 55 = 2,915 \text{ cm}^2 < 3,02 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée**

Zone courante : $A_t^{\min} = 0,0057 \times 15 \times 55 = 4,37 \text{ cm}^2 > 3,02 \text{ cm}^2$ **condition non vérifiée**

- **Poteaux (50 x50):**

Etage 2, 3, 4 :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 3,06}{0,50} = 4,32 < 5 \longrightarrow \text{après interpolation : } \frac{A_t}{b \times S_t} = 0,47\%$$

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0,0047 \times 10 \times 50 = 2,35 \text{ cm}^2 < 3,02 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée**

Zone courante : $A_t^{\min} = 0,0047 \times 15 \times 50 = 3,525 \text{ cm}^2 > 3,02 \text{ cm}^2$ **condition non vérifiée**

- **Poteaux (45 x45):**

Etage 5, 6, 7 :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 3,06}{0.45} = 4,81 > 5 \quad \longrightarrow \quad \text{après interpolation : } \frac{A_t}{b \times S_t} = 0,34\%$$

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0,0034 \times 10 \times 45 = 1,53 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

Zone courante : $A_t^{\min} = 0,0034 \times 15 \times 45 = 2,295 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ **condition vérifiée**

Remarque : D'après les résultats obtenus, la quantité d'armatures transversales ($A_t^{\min} > A_t$) au niveaux des poteaux (55x55)cm² dans la zone II et poteaux (50x50) dans la zone III alors pour cela :

- **Poteaux (55 x 55) :**

Soit : augmenté la section des armature transversale de HA8 à HA10

RDC, Etage 1 :

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0,0057 \times 10 \times 55 = 2,915 \text{ cm}^2 < 4,71 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ **condition vérifiée**

Zone courante : $A_t^{\min} = 0,0057 \times 15 \times 55 = 4,37 \text{ cm}^2 < 4,71 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ **condition vérifiée**

- **Poteaux (50 x50):**

Etage 2, 3, 4 :

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0,0047 \times 10 \times 50 = 2,35 \text{ cm}^2 < 4,71 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ **condition vérifiée**

Zone courante : $A_t^{\min} = 0,0047 \times 15 \times 50 = 3,525 \text{ cm}^2 < 4,71 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ **condition vérifiée**

(B) La longueur minimale des recouvrements est de:

Selon le RPA : la longueur minimale de recouvrement pour la zone II est: $L = 40 \times \varphi$

Pour les **HA12** : $L_R = 40 \times \varphi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm} \longrightarrow$ soit : $L_R = 50 \text{ cm}$.

Pour les **HA14** : $L_R = 40 \times \varphi = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \longrightarrow$ soit : $L_R = 60 \text{ cm}$.

Pour les **HA16** : $L_R = 40 \times \varphi = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \longrightarrow$ soit : $L_R = 65 \text{ cm}$.

Pour les **HA20** : $L_R = 40 \times \varphi = 40 \times 2,0 = 80 \text{ cm} \longrightarrow$ soit : $L_R = 80 \text{ cm}$.

(C) Longueurs d'ancrage (B.A.E.L.91 Article : A.6.1.221)

$$\ell_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

$\psi_s = 1,5$ Pour les aciers à haute adhérence.

Pour les HA12 : $l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,2 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 42,32 \text{ cm} \rightarrow$ soit : $l_s = 45 \text{ cm}$.

Pour les HA14 : $l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,4 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 49,38 \text{ cm} \rightarrow$ soit : $l_s = 50 \text{ cm}$.

Pour les HA16 : $l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,6 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 56,44 \text{ cm} \rightarrow$ soit : $l_s = 60 \text{ cm}$.

Pour les HA20 : $l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{2 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 70,55 \text{ cm} \rightarrow$ soit : $l_s = 75 \text{ cm}$.

(D) Vérification des contraintes tangentielles : (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

On doit vérifier : $\tau_b \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0,075 f_{c28} = 1,875 \text{ MPa} \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_b = 0,04 f_{c28} = 1 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\tau_b = \frac{T_u}{bd}$$

- **Poteaux (55x55) :**

Sous-sol, RDC, étage 1 :

$$\tau_b = \frac{129,21 \times 10^3}{520 \times 550} = 0,45 \text{ MPa}$$

On à : $\lambda_g = 3,93 < 5$ d'où $\tau_b < \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa}$condition vérifiée.

- **Poteaux (50 x50):**

Etage 2, 3, 4 :

$$\tau_b = \frac{82,46 \times 10^3}{500 \times 470} = 0,35 \text{ MPa}$$

On à : $\lambda_g = 4,32 < 5$ d'où $\tau_b < \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa}$condition vérifiée.

- **Poteaux (45 x 45):**

Etage 5, 6, 7 :

$$\tau_b = \frac{95,70 \times 10^3}{450 \times 420} = 0,506 \text{ MPa}$$

On à : $\lambda_g = 4,81 > 5$ d'où $\tau_b < \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa}$condition vérifiée.

VI.3.5) Vérifications à l'ELS :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes maximales du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

A l'aide de logiciel [SOCOTEC], la vérification à l'ELS nous donne les résultats présentés dans les tableaux suivants :

Vérification des contraintes à l'ELS:

| SECTION | Sollicitation | N_s (KN) | M_s (KN.m) | A_s (cm ²) | $\sigma_{bc\ sup}$ (Mpa) | $\sigma_{bc\ inf}$ (Mpa) | $\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa) | $\sigma_{s\ sup}$ (Mpa) | $\sigma_{s\ inf}$ (Mpa) | $\overline{\sigma}_s$ (Mpa) | obs |
|---------|------------------------|---------------|-----------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------------|----------------------------|----------------------------|--------------------------------|----------|
| 40×45 | $N_{max} - M_{yCOR}$ | 1696,74 | 2,2 | 24,88 | 4,55 | 4,45 | 15 | 68,2 | 68,8 | 348 | vérifiée |
| | $N_{min} - M_{yCOR}$ | 349,36 | -9,8 | 24,88 | 1,15 | 0,7 | 15 | 16,9 | 10,9 | 348 | vérifiée |
| | $M_{y\ max} - N_{COR}$ | 405,39 | -33,67 | 24,88 | 1,84 | 0,31 | 15 | 26,3 | 5,9 | 348 | vérifiée |
| 35×40 | $N_{max} - M_{yCOR}$ | 1034,51 | -6,28 | 21,61 | 2,97 | 2,67 | 15 | 44,2 | 40,2 | 348 | vérifiée |
| | $N_{min} - M_{yCOR}$ | 161,90 | 5,01 | 21,61 | 0,56 | 0,32 | 15 | 8,21 | 5,01 | 348 | vérifiée |
| | $M_{y\ max} - N_{COR}$ | 208,44 | -27,95 | 21,61 | 1,24 | 0 | 15 | 17,5 | 0,58 | 348 | vérifiée |
| 30×35 | $N_{max} - M_{yCOR}$ | 516,94 | 4,59 | 17,09 | 1,58 | 1,34 | 15 | 23,5 | 20,3 | 348 | vérifiée |
| | $N_{min} - M_{yCOR}$ | 15,38 | 7,70 | 17,09 | 0,3 | 0 | 15 | 3,86 | 5,71 | 348 | vérifiée |
| | $M_{y\ max} - N_{COR}$ | 92,56 | 48,92 | 17,09 | 1,87 | 0 | 15 | 24,3 | 34,4 | 348 | vérifiée |

tableau.2.4 des efforts interne et de la contrainte résultante

Conclusion : Toutes les contraintes sont vérifiées.

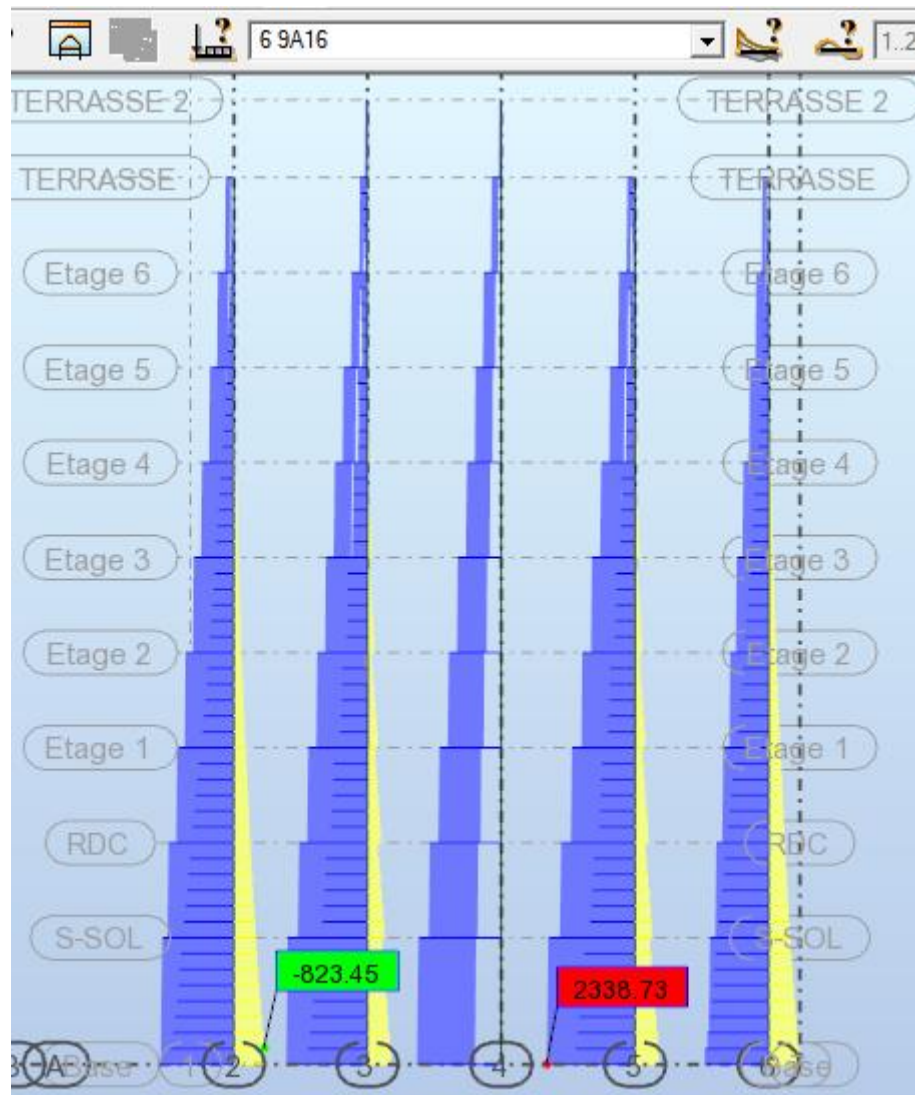
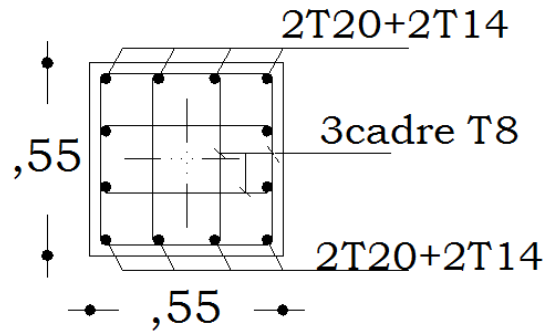
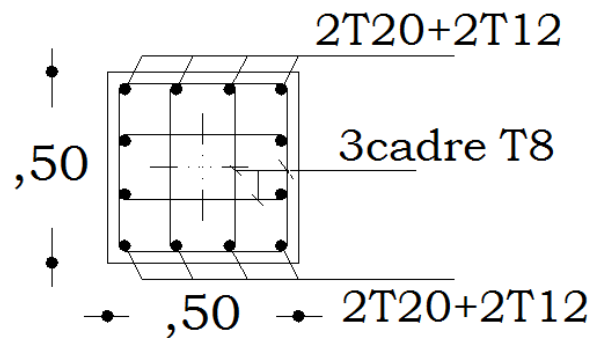
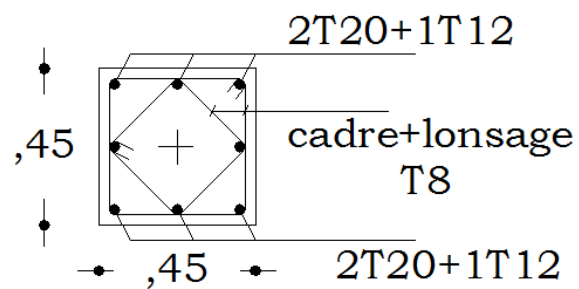


Figure VI.2.4 le diagramme des normes donné par logiciel ROBOT

VI.3.6) Schéma de ferrailage des sections des poteaux

(i) poteaux de s-sol, RDC et 1^{er} étage(ii) poteaux de 2, 3 et 4^{ème} étage(iii) poteaux de 5, 6 et 7^{ème} étage

VI.3) ferrailage des voiles

Le voile est un élément structural de contreventement, soumis à des forces verticales et horizontales.

Donc le calcul du ferrailage se fera en flexion composée, sous l'action des sollicitations verticales (charges permanente G et surcharges d'exploitation Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

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

Pour faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose la structure en (03) zones :

- Zone 1 : S-sol
- Zone 2 : RDC et 1^{er} niveau
- Zone 3 : 2^{ème}, 3^{ème} et 4^{ème} niveau
- Zone 4 : 5^{ème}, 6^{ème} et 7^{ème} niveau

VI.3.1) Combinaisons d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \dots\dots\dots \text{ELU} \\ G + Q \dots\dots\dots \text{ELS} \\ G + Q \pm E \dots\dots\dots \text{RPA 2003} \\ 0.8 G \pm E \dots\dots\dots \text{RPA 2003} \end{array} \right.$$

VI.3.2) Ferrailage des voiles :

La méthode utilisée est la méthode de la résistance des matériaux (R.D.M.) qui se fait pour une bande de largeur (d).

VI.3.2.1) Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} \qquad \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec : B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier ; $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Dans notre cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultat.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec : h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée.

L_t : longueur tendue

$$L_t = L - L_c$$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenus :

Remarque :

Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

(i) Section entièrement comprimée (SEC) :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec : e : épaisseur du voile

(ii) Section partiellement comprimée (SPC) :

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e \qquad N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

(iii) Section entièrement tendue (SET) :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

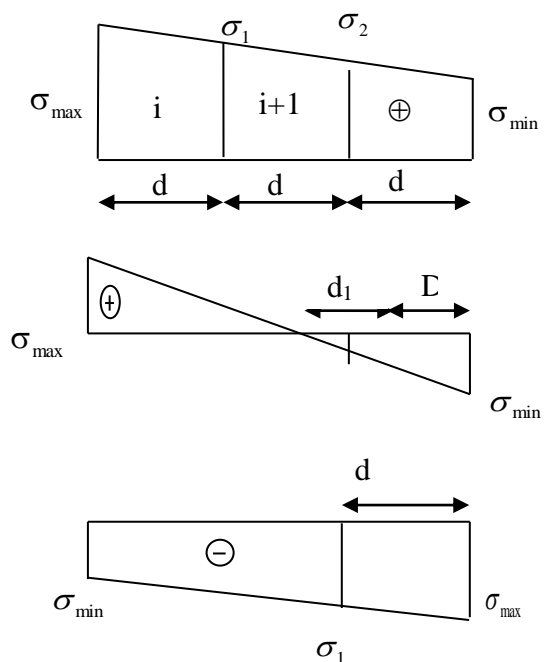


Figure VI.3.1 : Diagrammes des contraintes des différentes sections

(B) Détermination des armatures :

(i) SEC :

Armatures verticales :

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec :

$$B = d \times e.$$

$$f_{bc} = 14.2 \text{ MP}_a$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

Armatures minimales : (BAEL 91)

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$0,2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 5\%$$

(ii) SET :

Armatures verticales :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

Armatures minimales : (BAEL 91)

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{0,23 \times B \times f_{t28}}{f_e} ; 0,005 \times B \right)$$

(iii) SPC

- **Armatures verticales :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{st}}$$

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

$$A_v = A_{vi} + A_{vj}$$

- **Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{0,23 \times B \times f_{t28}}{f_e} ; 0,005 B \right)$$

3. Exigences du RPA99 (version 2003) :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %
- En zones courantes 0,10 %

- Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets.
- La jonction des armatures entre les différents niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochet).

- **Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur égale à 10 Φ .

- D'après le **BAEL 91**:
$$A_H = \frac{A_v}{4}$$
- D'après le **RPA99 (version 2003)** :
$$A_H \geq 0,15 \% \times B$$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doivent pas dépasser 0,1 de l'épaisseur du voile.

- **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après (**RPA 2003 Art .7.7.4.3**).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

- **Potelet :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$.

(C) Disposition constructive :

(i) Espacement :

D'après le **R.P.A.99 version 2003(Art 7.7.4.3)**, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq 1,5e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{Avec : } e = \text{épaisseur du voile}$$

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 0,1 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

(ii) Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

- 40 Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- 20 Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

(iii) Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,10 de l'épaisseur du voile.

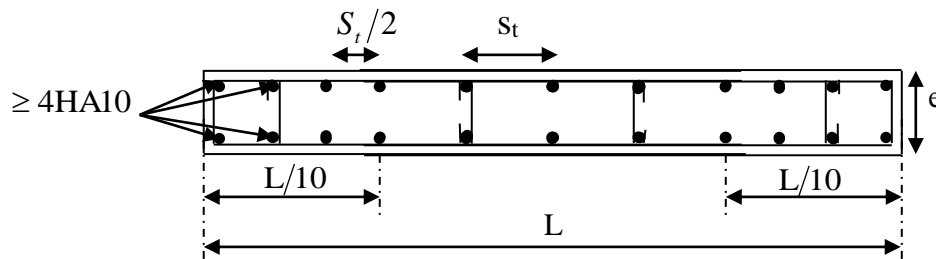


Figure VII-2: Disposition des armatures verticales dans les voiles

(D) Les vérifications :**a. Vérification à L'ELS :**

Pour ce cas: on vérifie que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A} \quad \text{et} \quad N_s = G + Q$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : N_s : Effort normal appliqué
 B : Section du béton
 A : Section d'armatures adoptée

(i) Vérification de la contrainte de cisaillement :

- **D'après le RPA99 (version 2003) :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} \quad \text{et} \quad V = 1,4 \times V_{\text{calculé}}$$

Avec : b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile
 d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$)
 h : Hauteur totale de la section brute

- **D'après le BAEL 91 :**

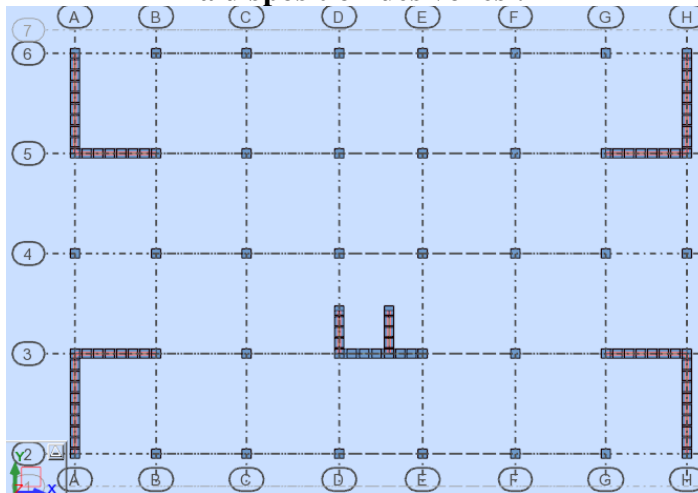
Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Avec :

τ_u : Contrainte de cisaillement Pour la fissuration préjudiciable.

• **La disposition des voiles :**



VI.3.2.2) Exemple de calcul :

Ferrailage de voile longitudinal plein : VL1

(A) Zones I :

- Caractéristiques géométriques :

$L = 3,5 \text{ m}$

$e = 0,2 \text{ m}$

$I = 0,599 \text{ m}^4$

$B = 0,660 \text{ m}^2$

$L_0 = 3,23 \text{ m}$ entre neud

$V = 1,4 \times T_u = 1,4 \times 655,67 = 259,896 \text{ KN}$

$V = V' = \frac{L}{2} = 1,66 \text{ m}$

$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\min} = -6610 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\max} = 3370 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \longrightarrow \text{Section partiellement comprimée}$

$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} \times L$

$L_c = \frac{3370}{3370 + 6610} \times 3,23 = 1,09 \text{ m}$

$L_t = L_0 - L_c = 3,23 - 1,09 = 2,14 \text{ m}$.

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d).

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right) = \min \left[3,73/2 ; 2 \times 1,09/3 \right] = 0,73 \text{ m}$$

Soit deux tronçons :(d₁ , d₂)

Avec :

$$d_1 = 0,73 \text{ m}$$

$$d_2 = 1,41 \text{ m}$$

(i) 1^{er} tronçon :

$$\sigma_1 = \frac{L_t - d}{L_t} \times \sigma_{\min} \dots\dots\dots \text{Triangles semblables}$$

$$\sigma_1 = \frac{2,14 - 0,73}{2,14} \times (-6610) = -4355,19 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d_1 \times e$$

$$N_1 = \frac{6610 + 4355,19}{2} \times 0,73 \times 0,20 = 800,46 \text{ KN}$$

• **Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{v}{6s1} = \frac{665,67 \times 1,4}{40} = 23,29 \text{ cm}^2$$

$$A_{v1} = 23,29 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e} = 25,17 \text{ cm}^2$$

$$A_v = A_{v1} + A_{vj}/4 = 13,47 + 25,17 / 4 = 15,26 \text{ cm}^2$$

• **Section minimale :**

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{0,23 \times d_1 \times e \times f_{t28}}{f_e} ; 0,005 \times d_1 \times e \right) = \max \left[1,93 \text{ cm}^2 ; 0,59 \text{ cm}^2 \right]$$

$$A_{\min} = 1,93 \text{ cm}^2$$

(ii) 2^{eme} tronçon : d₂ = 1,74 m

$$\sigma_1 = \frac{L_t - d_1}{L_t} \times \sigma_{\max} \dots\dots\dots \text{Triangles semblables}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_2 \times e$$

$$N_2 = \frac{4453,19}{2} \times 1,41 \times 0,20 = 627,90 \text{ KN}$$

- **Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N}{\sigma_{s1}} = \frac{627,90}{40} = 15,70 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = 15,70 \text{ cm}^2$$

$$A_v = A_{v1} + A_{vj}/4 = 14,59 + 25,17 / 4 = 20,89 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = 20,89 \text{ cm}^2$$

- **Section minimale :**

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{0,23 \times d_2 \times e \times f_{t28}}{f_c} ; 0,005 \times d_2 \times e \right) = \max [3,62 ; 0,00073]$$

$$A_{\min} = 3,62 \text{ cm}^2$$

(iii) Le ferrailage adopte :

Le voile est ferrillé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action Sismique.

1^{ere} bande : 14 HA 16 = 28,13 cm² soit : 7HA16/nappe. Avec un espacement de **8 cm.**

2^{eme} bande : 18 HA 14 = 27,69 cm² soit : 9HA14/nappe. Avec un espacement de **15 cm.**

- **Armatures horizontales :**

D'après le BAEL 91 : $A_h = A_v/4 = 7,03 \text{ cm}^2$

D'après le RPA 2003 : $\{ A_h \geq 0,15\% B = 9,68 \text{ cm}^2 \}$

Soit : **2×5HA12 = 11,3 cm²/ml avec St = 20 cm**

- **Armatures transversales:**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit 4HA8 (4 épingles HA8 /m²).

- **Armature des potelets :**

Vu que la section d'armatures dans les poteaux est supérieure à celle du voile, alors on adopte le même ferrailage que celui du poteau.

(iv) Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\text{BAEL 91 : } \tau_u = \frac{T}{e \times d} = \frac{665,67 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3500} = 1,06 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,06 < \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 2,5 \text{ Mpa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{RPA 2003 : } \tau_b = \frac{T}{e \times d} = \frac{1,4 \times 665,67 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3500} = 1,48 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1,48 < \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification à l'ELS :

$$(v) \quad \sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} \Rightarrow \sigma_b = \frac{1313 \times 10^3}{3500 \times 200 + 15 \times 21,57 \times 10^2} = 1,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1,77 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

Remarque:

Les résultats de calcul du ferrailage des autres voiles ainsi que les vérifications des contraintes sont donnés dans les tableaux ci-dessous:

VI.3.2.3) Les résultats de calcul se résument dans les tableaux suivants :

-1/Ferrailage de voile : les VL1a, VL1b, VL1c, VL1d.

| Caractéristiques géométriques | Zone | | I | II | III | IV |
|---|---|-----------------|--------------------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| | h poutre [m] | | 0,35 | 0,35 | 0,30 | 0,30 |
| | hauteur étage [m] | | 4,08 | 3,06 | 3,06 | 3,06 |
| | L' [m] | | 3,23 | 3,23 | 3,25 | 3,28 |
| | e [m] | | 0,20 | 0,20 | 0,20 | 0,20 |
| | B [m ²] | | 0,645 | 0,645 | 0,650 | 0,655 |
| | H [m] | | 4,08 | 3,06 | 3,06 | 3,06 |
| | he [m] | | 3,73 | 2,71 | 2,76 | 2,76 |
| Solicitation de calcul | T [KN] | | 665,670 | 565,190 | 500,380 | 366,620 |
| | N _{ser} [KN] | | 1313,80 | 1158,99 | 888,37 | 482,13 |
| | Vu [KN] | | 931,938 | 791,266 | 700,532 | 513,268 |
| | σ _{max} [KN/m ²] | | 3370 | 2510 | 1640 | 410 |
| | σ _{min} [KN/m ²] | | -6610 | -5370 | -3800 | -1590 |
| | σ _s (kN/m ²) | | 400 | 400 | 400 | 400 |
| | L _c [m] | | 1,09 | 1,03 | 0,98 | 0,67 |
| | L _t [m] | | 2,14 | 2,20 | 2,27 | 2,60 |
| | d <= min(he/2; 2L _c /3) [m] | | 0,73 | 0,68 | 0,65 | 0,45 |
| | d ₁ = d _{adopté} [m] | | 0,73 | 0,68 | 0,65 | 0,45 |
| | d ₂ = L _t - d _{adopté} [m] | | 1,41 | 1,51 | 1,62 | 2,16 |
| | σ ₁ [KN/m ²] | | 4363,333 | 3696,667 | 2706,667 | 1316,667 |
| | N ₁ [KN] | | 796,67 | 620,92 | 425,01 | 130,10 |
| | N ₂ [KN] | | 615,23 | 559,27 | 437,68 | 283,88 |
| armatures verticales | AV calculer (cm ²) | Bande 1 | 19,92 | 15,52 | 10,63 | 3,25 |
| | | Bande 2 | 15,38 | 13,98 | 10,94 | 7,10 |
| | A _{vj} (cm ²) | | 25,63 | 21,76 | 19,26 | 14,11 |
| | AV+(Avj/4) (cm ²) | Bande 1 | 26,32 | 20,96 | 15,44 | 6,78 |
| Bande 2 | | 21,79 | 19,42 | 15,76 | 10,63 | |
| armatures minimales | A _{min} /bande (cm ²) | | 7,3 | 6,8 | 6,5 | 4,5 |
| Ferrailage adopté pour les armatures verticales | Choix de Av (cm ²) | Bande 1 | 14 HA 16 28,13 | 14 HA 14 21,54 | 12 HA 14 18,46 | 12 HA 12 13,56 |
| | | Bande 2 | 18 HA 14 27,69 | 18 HA 12 20,35 | 20 HA 10 15,70 | 20 HA 10 15,70 |
| | ST <= min(1,5e; 30cm) | | 30 | 30 | 30 | 30 |
| | Espacement (cm) | Bande 1 | 8 | 8 | 8 | 8 |
| | | Bande 2 | 15 | 15 | 15 | 15 |
| Armatures horizontales | AH (cm ²) | | 9,68 | 9,68 | 9,75 | 9,83 |
| | choix de la section/ml | | 10 HA 12 11,30 | 10 HA 12 11,30 | 10 HA 12 11,30 | 10 HA 12 11,30 |
| | Espacement st(cm) | | 20 | 20 | 20 | 20 |
| Armatures transversales | At adoptées | | 4 épingles HA8 /m ² | | | |
| Véification | $\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPA}$ | T _b | 1,605 | 1,363 | 1,197 | 0,871 |
| | $\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPA}$ | T _u | 1,147 | 0,974 | 0,855 | 0,622 |
| | $\bar{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPA}$ | σ _{bc} | 1,91 | 1,71 | 1,31 | 0,71 |

-2/Ferrailage de voile : les VL2.

| Caractéristiques géométriques | Zone | | I | II | III | IV |
|---|--|---------------|--------------------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| | hpoutre [m] | | 0,35 | 0,35 | 0,30 | 0,30 |
| | hauteur etage [m] | | 4,08 | 3,06 | 3,06 | 3,06 |
| | L' [m] | | 3,33 | 3,33 | 3,35 | 3,38 |
| | e [m] | | 0,20 | 0,20 | 0,20 | 0,20 |
| | B [m ²] | | 0,665 | 0,665 | 0,670 | 0,675 |
| | H [m] | | 4,08 | 3,06 | 3,06 | 3,06 |
| | he [m] | | 3,73 | 2,71 | 2,76 | 2,76 |
| Solicitation de calcul | T [KN] | | 198,240 | 332,640 | 251,920 | 173,070 |
| | N _{ser} [KN] | | 1463,81 | 1319,89 | 1048,54 | 607,79 |
| | Vu [KN] | | 277,536 | 465,696 | 352,688 | 242,298 |
| | σ _{max} [KN/m ²] | | 2430 | 1670 | 970 | 110 |
| | σ _{min} [KN/m ²] | | -5840 | -4770 | -3420 | -1540 |
| | σ _s (kN/m ²) | | 400 | 400 | 400 | 400 |
| | Lc [m] | | 0,98 | 0,86 | 0,74 | 0,23 |
| | Lt [m] | | 2,35 | 2,46 | 2,61 | 3,15 |
| | d<=min(he/2;2Lc/3) [m] | | 0,65 | 0,57 | 0,49 | 0,15 |
| | d1 = d _{adopté} [m] | | 0,65 | 0,57 | 0,49 | 0,15 |
| | d2 = Lt - d _{adopté} [m] | | 1,70 | 1,89 | 2,12 | 3,00 |
| | σ1 [KN/m ²] | | 4220,000 | 3656,667 | 2773,333 | 1466,667 |
| | N1 [KN] | | 655,24 | 484,38 | 305,62 | 45,10 |
| | N2 [KN] | | 716,00 | 690,36 | 586,93 | 440,00 |
| armatures verticales | AV calculer (cm2) | Bande 1 | 16,38 | 12,11 | 7,64 | 1,13 |
| | | Bande 2 | 17,90 | 17,26 | 14,67 | 11,00 |
| | A _{vi} (cm ²) | | 7,63 | 12,81 | 9,70 | 6,66 |
| | AV+(Avj/4) (cm2) | Bande 1 | 18,29 | 15,31 | 10,07 | 2,79 |
| Bande 2 | | 19,81 | 20,46 | 17,10 | 12,67 | |
| armatures minimales | A _{min} /bande (cm ²) | | 6,5 | 5,7 | 4,9 | 1,5 |
| Ferrailage adopté pour les armatures verticales | Choix de Av (cm ²) | 2*Bande 1 | 10 HA 16 20,10 | 10 HA 14 15,39 | 8 HA 12 9,04 | 4 HA 12 4,52 |
| | | 2*Bande 2 | 18 HA 14 27,69 | 18 HA 12 20,35 | 20 HA 12 22,61 | 30 HA 10 23,55 |
| | ST<=min(1,5e;30cm) | | 30 | 30 | 30 | 30 |
| | Espacement (cm) | Bande 1 | 10 | 10 | 10 | 10 |
| | | Bande 2 | 20 | 20 | 20 | 20 |
| Armatures horizontales | AH (cm2) | | 9,98 | 9,98 | 10,05 | 10,13 |
| | 2*choix de la section/ml | | 10 HA 12 11,30 | 10 HA 12 11,30 | 10 HA 12 11,30 | 10 HA 12 11,30 |
| | Espacement st(cm) | | 20 | 20 | 20 | 20 |
| Armatures transversales | At adoptées | | 4 épingles HA8 /m ² | | | |
| Véfication | $\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPA}$ | τ_b | 0,464 | 0,778 | 0,585 | 0,399 |
| | $\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPA}$ | τ_u | 0,331 | 0,556 | 0,418 | 0,285 |
| | $\bar{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPA}$ | σ_{bc} | 2,07 | 1,90 | 1,49 | 0,86 |

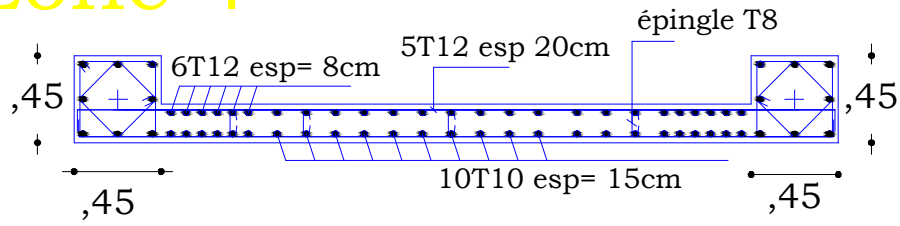
-3/Ferrailage de voile : les VT1a, VT1b, VT1c, VT1d.

| Caractéristiques géométriques | Zone | | I | II | III | IV |
|---|---|---------------|--------------------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| | h poutre [m] | | 0,40 | 0,40 | 0,35 | 0,35 |
| | hauteur étage [m] | | 4,08 | 3,06 | 3,06 | 3,06 |
| | L' [m] | | 4,03 | 4,03 | 4,05 | 4,08 |
| | e [m] | | 0,20 | 0,20 | 0,20 | 0,20 |
| | B [m ²] | | 0,805 | 0,805 | 0,810 | 0,815 |
| | H [m] | | 4,08 | 3,06 | 3,06 | 3,06 |
| | he [m] | | 3,68 | 2,66 | 2,71 | 2,71 |
| Solicitation de calcul | T [KN] | | 383,260 | 583,610 | 478,270 | 331,630 |
| | N _{ser} [KN] | | 1470,97 | 1317,67 | 1059,18 | 584,48 |
| | Vu [KN] | | 536,564 | 817,054 | 669,578 | 464,282 |
| | σ _{max} [KN/m ²] | | 4190 | 3270 | 2060 | 560 |
| | σ _{min} [KN/m ²] | | -6950 | -5700 | -4030 | -1640 |
| | σ _s (kN/m ²) | | 400 | 400 | 400 | 400 |
| | Lc [m] | | 1,51 | 1,47 | 1,37 | 1,04 |
| | Lt [m] | | 2,51 | 2,56 | 2,68 | 3,04 |
| | d<=min(he/2;2Lc/3) [m] | | 1,01 | 0,98 | 0,91 | 0,69 |
| | d1 = d _{adopté} [m] | | 1,01 | 0,98 | 0,91 | 0,69 |
| | d2 = L _t - d _{adopté} [m] | | 1,50 | 1,58 | 1,77 | 2,35 |
| | σ1 [KN/m ²] | | 4156,667 | 3520,000 | 2656,667 | 1266,667 |
| | N1 [KN] | | 1120,95 | 901,91 | 610,69 | 201,00 |
| | N2 [KN] | | 624,27 | 555,98 | 469,37 | 297,19 |
| armatures verticales | AV calculer (cm ²) | Bande 1 | 28,02 | 22,55 | 15,27 | 5,03 |
| | | Bande 2 | 15,61 | 13,90 | 11,73 | 7,43 |
| | A _{vi} (cm ²) | | 14,76 | 22,47 | 18,41 | 12,77 |
| | AV+(Avj/4) (cm ²) | Bande 1 | 31,71 | 28,16 | 19,87 | 8,22 |
| Bande 2 | | 19,30 | 19,52 | 16,34 | 10,62 | |
| armatures minimales | A _{min} /bande (cm ²) | | 10,1 | 9,8 | 9,1 | 6,9 |
| Ferrailage adopté pour les armatures verticales | Choix de Av (cm ²) | Bande 1 | 18 HA 16 36,17 | 18 HA 14 27,69 | 16 HA 14 24,62 | 14 HA 12 15,83 |
| | | Bande 2 | 20 HA 12 22,61 | 18 HA 12 20,35 | 22 HA 10 17,27 | 24 HA 10 18,84 |
| | ST<=min(1,5e;30cm) | | 30 | 30 | 30 | 30 |
| | Espacement (cm) | Bande 1 | 8 | 8 | 8 | 8 |
| Bande 2 | | 15 | 15 | 15 | 15 | |
| Armatures horizontales | AH (cm ²) | | 12,08 | 12,08 | 12,15 | 12,23 |
| | choix de la section/ml | | 12 HA 12 13,56 | 12 HA 12 13,56 | 12 HA 12 13,56 | 12 HA 12 13,56 |
| | Espacement st(cm) | | 15 | 15 | 15 | 15 |
| Armatures transversales | At adoptées | | 4 épingles HA8 /m ² | | | |
| Véfication | $\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPA}$ | τ_b | 0,741 | 1,128 | 0,918 | 0,633 |
| | $\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPA}$ | τ_u | 0,529 | 0,806 | 0,656 | 0,452 |
| | $\bar{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPA}$ | σ_{bc} | 1,71 | 1,56 | 1,25 | 0,69 |

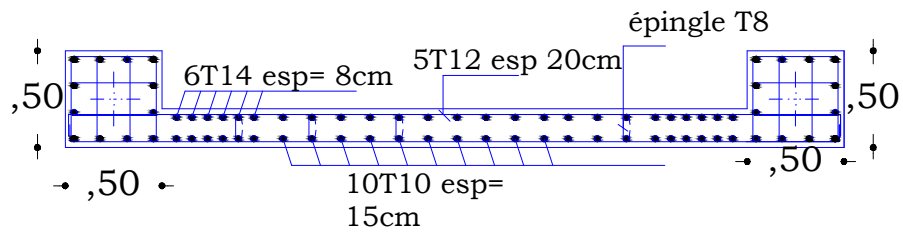
-4/Ferrailage de voile : les VT2a et VT2b.

| Caractéristiques géométriques | Zone | | I | II | III | IV |
|---|--|-----------------|--------------------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| | hpoutre [m] | | 0,40 | 0,40 | 0,35 | 0,35 |
| | hauteur étage [m] | | 4,08 | 3,06 | 3,06 | 3,06 |
| | L' [m] | | 1,63 | 1,63 | 1,65 | 1,68 |
| | e [m] | | 0,20 | 0,20 | 0,20 | 0,20 |
| | B [m ²] | | 0,325 | 0,325 | 0,330 | 0,335 |
| | H [m] | | 4,08 | 3,06 | 3,06 | 3,06 |
| | he [m] | | 3,68 | 2,66 | 2,71 | 2,71 |
| Solicitation de calcul | T [KN] | | 94,450 | 91,290 | 93,450 | 94,450 |
| | N _{ser} [KN] | | 779,66 | 670,18 | 529,62 | 299,32 |
| | Vu [KN] | | 132,230 | 127,806 | 130,830 | 132,230 |
| | σ _{max} [KN/m ²] | | 2080 | 1140 | 900 | 430 |
| | σ _{min} [KN/m ²] | | -5790 | -3850 | -3050 | -1650 |
| | σ _s (kN/m ²) | | 400 | 400 | 400 | 400 |
| | Lc [m] | | 0,43 | 0,37 | 0,38 | 0,35 |
| | Lt [m] | | 1,20 | 1,25 | 1,27 | 1,33 |
| | d<=min(he/2;2Lc/3) [m] | | 0,29 | 0,25 | 0,25 | 0,23 |
| | d1 = d _{adopté} [m] | | 0,29 | 0,25 | 0,25 | 0,23 |
| | d2 = Lt - d _{adopté} [m] | | 0,91 | 1,01 | 1,02 | 1,10 |
| | σ1 [KN/m ²] | | 4403,333 | 3090,000 | 2450,000 | 1363,333 |
| | N1 [KN] | | 291,85 | 171,76 | 137,85 | 69,56 |
| | N2 [KN] | | 400,35 | 310,94 | 250,74 | 149,68 |
| armatures verticales | AV calculer (cm2) | Bande 1 | 7,30 | 4,29 | 3,45 | 1,74 |
| | | Bande 2 | 10,01 | 7,77 | 6,27 | 3,74 |
| | A _{vi} (cm ²) | | 3,64 | 3,51 | 3,60 | 3,64 |
| | AV+(Avj/4) (cm2) | Bande 1 | 8,21 | 5,17 | 4,35 | 2,65 |
| Bande 2 | | 10,92 | 8,65 | 7,17 | 4,65 | |
| armatures minimales | A _{min} /bande (cm ²) | | 2,9 | 2,5 | 2,5 | 2,3 |
| Ferrailage adopté pour les armatures verticales | Choix de Av (cm ²) | Bande 1 | 6 HA 14 9,23 | 6 HA 12 6,78 | 4 HA 12 4,52 | 4 HA 12 4,52 |
| | | Bande 2 | 8 HA 14 12,31 | 8 HA 12 9,04 | 10 HA 12 11,30 | 10 HA 10 7,85 |
| | ST<=min(1,5e;30cm) | | 30 | 30 | 30 | 30 |
| | Espacement (cm) | Bande 1 | 10 | 10 | 10 | 10 |
| Bande 2 | | 20 | 20 | 20 | 20 | |
| Armatures horizontales | AH (cm2) | | 4,88 | 4,88 | 4,95 | 5,03 |
| | choix de la section/ml | | 10 HA 12 11,30 | 10 HA 12 11,30 | 10 HA 12 11,30 | 10 HA 12 11,30 |
| | Espacement st(cm) | | 20 | 20 | 20 | 20 |
| Armatures transversales | At adoptées | | 4 épingles HA8 /m ² | | | |
| Véfication | τ _b = 5 MPA | τ _b | 0,452 | 0,437 | 0,441 | 0,439 |
| | τ _u = 3.26 MPA | τ _u | 0,323 | 0,312 | 0,315 | 0,313 |
| | τ _{bc} = 15 MPA | σ _{bc} | 2,27 | 1,98 | 1,53 | 0,86 |

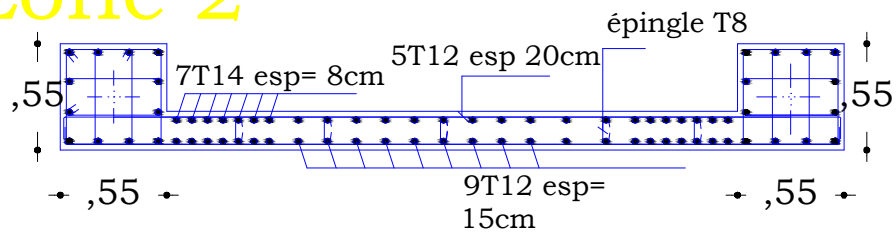
zone 4



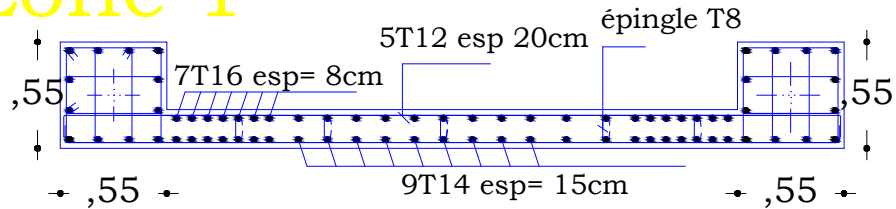
zone 3



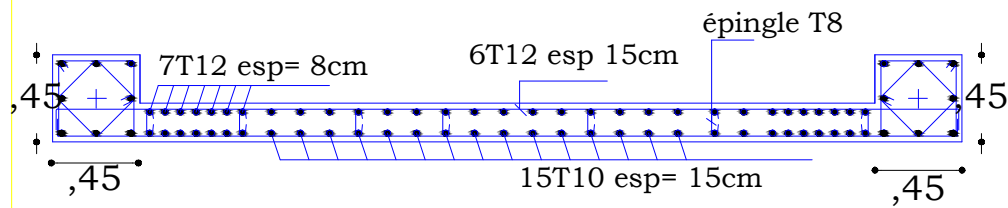
zone 2



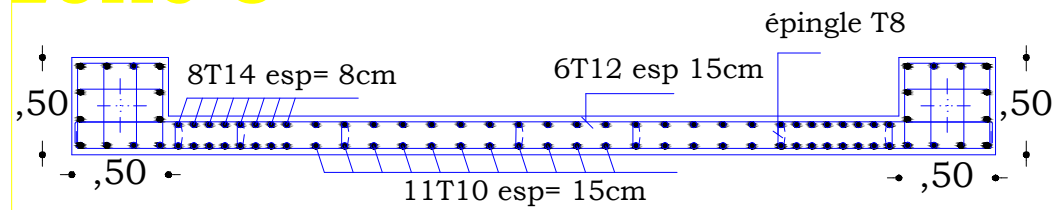
zone 1



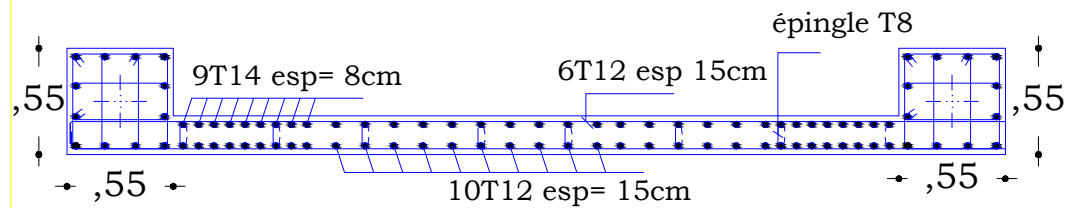
zone 4



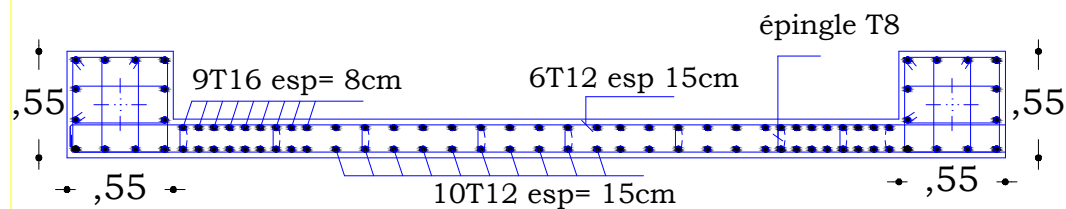
zone 3



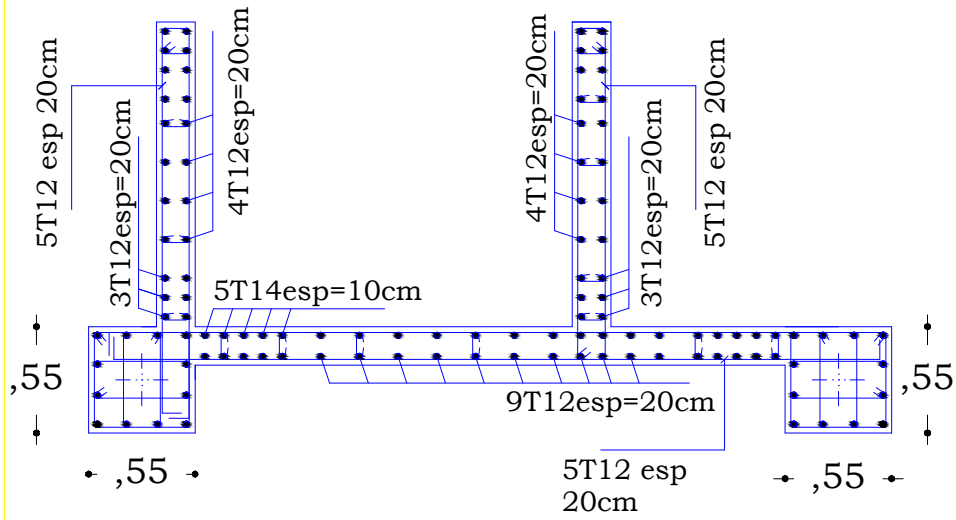
zone 2



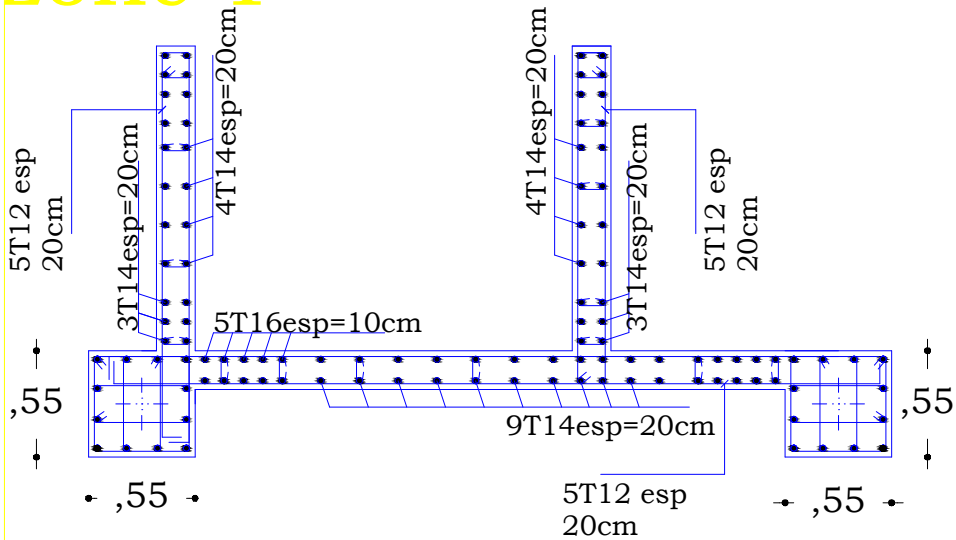
zone 1



zone 2



zone 1



UNIVERSITE MOULoud MAMMERI
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

Mr: TABTA BILLEL

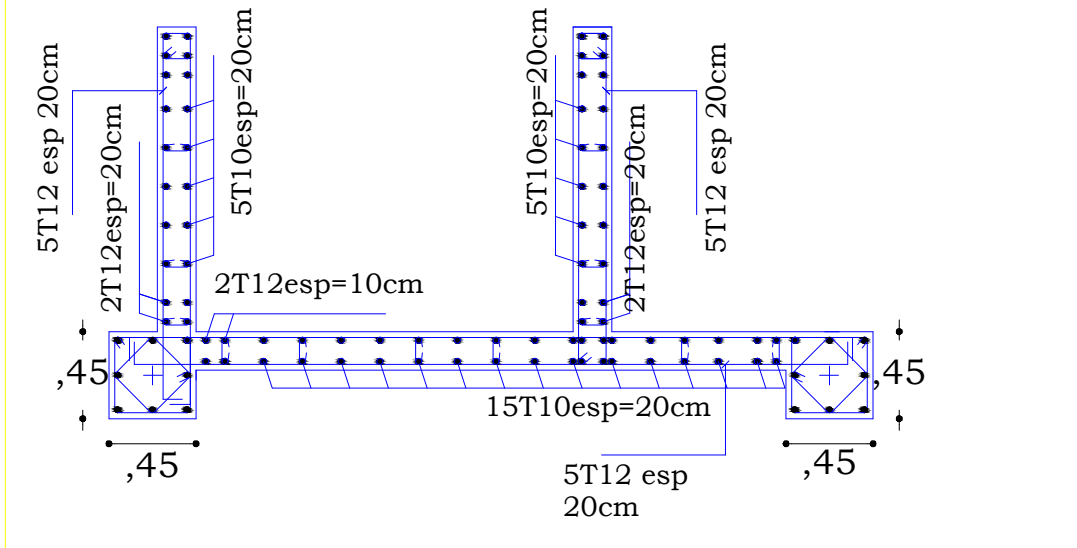
Plan de ferraille des voiles salle
machine zone 1 et 2

plan : 10

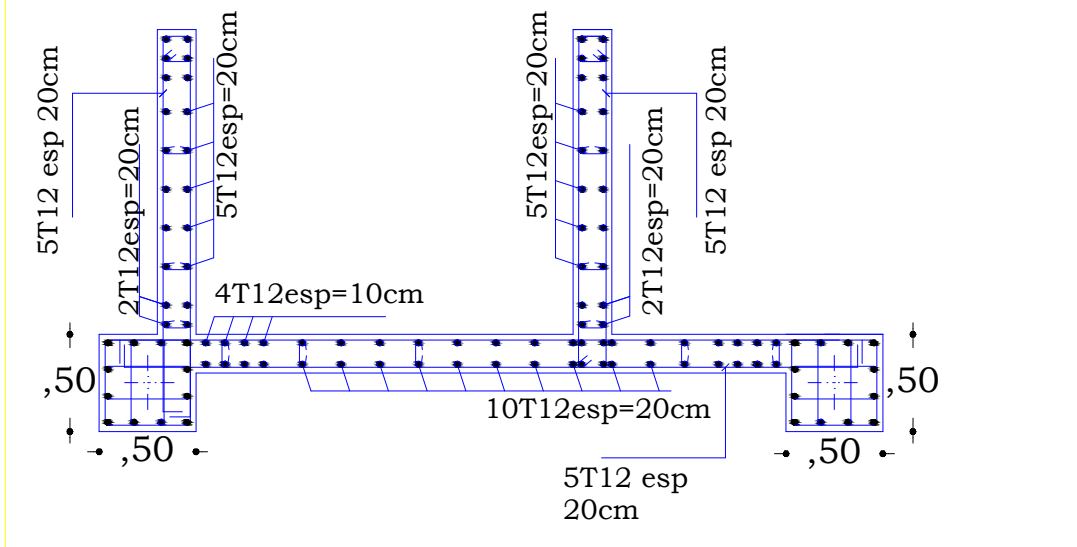
Plan génie civil

2018

zone 4



zone 3



UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

Mr: TABTA BILLEL

Plan de ferraille des voiles salle
machine zone 3 et 4

plan : 11

Plan génie civil

2018

Introduction :

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

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

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

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

Un moment qui peut s'exercer dans les différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

- Fondations superficielles :

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

Les semelles continues sous murs,

Les semelles continues sous poteaux,

Les semelles isolées,

- Les radiers.

Fondations profondes : Elles sont utilisées dans le cas de 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.

VII.1) Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation se fait en fonction du type de la superstructure et des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain. Ce choix doit satisfaire :

-La stabilité de l'ouvrage à fonder.

-La nature du terrain : connaissance du terrain par sondage et définition des caractéristiques.

-Le site : urbain, montagne, bord de mer,

-La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence de l'eau.

Etude de sol :

L'étude géologique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 2,7 bars (sol ferme).

Remarque :

Les semelles reposent toujours sur une couche du béton de propreté de 5 à 10 cm d'épaisseur dosé à 150 Kg/m² de ciment.

$$\sigma_{adm} = 2,7 \text{ bars} = 0,27 \text{ MPa}$$

VII.2) Dimensionnement :**VII.2.1) Semelle isolée :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base du poteau le plus sollicitée.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Homothétie des dimensions : } \frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Rightarrow \frac{55}{55} = 1$$

$$\text{D'où } B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

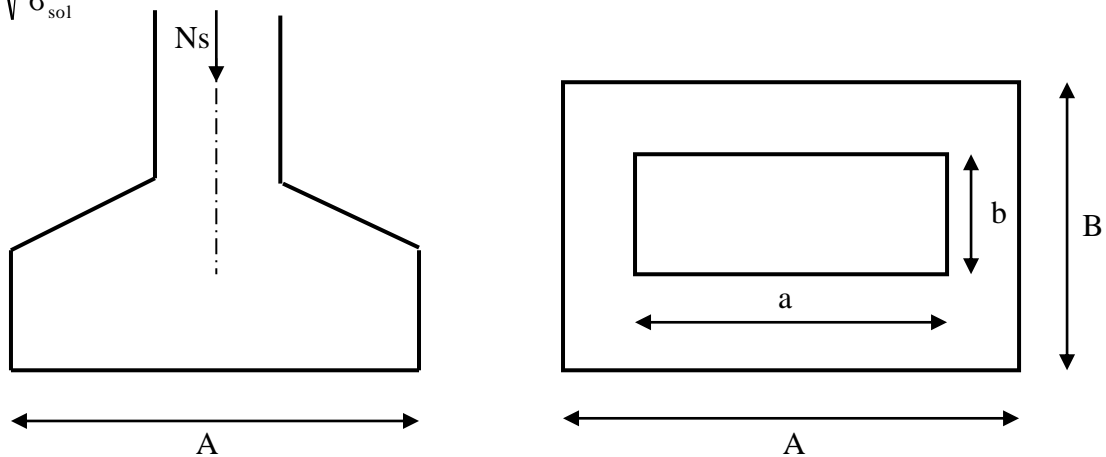


Figure.VIII .1: Dimensionnement d'une fondation

Exemple de calcul :

$$N_{ser} = 1696,74 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 0,27 \text{ MPa}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1696,74}{270}} = 2,51 \text{ m} \Rightarrow B = 2,60 \text{ m} \quad A = 1 \times B = 2,60 \text{ m}$$

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut passer aux semelles filantes.

VII.2.2) Semelles filantes :

(A) Semelles filantes sous voiles :

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{\text{sol}} \times L}$$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle sous voile.

G : Charge permanente revenant au voile considéré.

Q : Charge d'exploitation revenant au voile considéré.

σ_{sol} : contrainte admissible du sol. ($\sigma_{\text{sol}} = 0,27$ MPa)

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

Sens longitudinal :

| voiles | N _s (KN) | L (m) | B (m) | S = B×L (m ²) |
|--------|---------------------|-------|-------|---------------------------|
| VL1 a | 724,35 | 3,5 | 0,8 | 2,8 |
| VL1 b | 712,30 | 3,5 | 0,8 | 2,8 |
| VL1 c | 715,47 | 3,5 | 0,8 | 2,8 |
| VL1 d | 724,35 | 3,5 | 0,8 | 2,8 |
| VL2 | 832,14 | 3,6 | 0,9 | 3,24 |

Sens transversal :

| voiles | N _s (KN) | L (m) | B (m) | S = B×L (m ²) |
|--------|---------------------|-------|-------|---------------------------|
| VT1 a | 724,35 | 4,3 | 0,7 | 3,01 |
| VT1 b | 712,30 | 4,3 | 0,7 | 3,01 |
| VT1 c | 715,47 | 4,3 | 0,7 | 3,01 |
| VT1 d | 724,35 | 4,3 | 0,7 | 3,01 |
| VT2 a | 832,14 | 1,85 | 1,6 | 2,96 |
| VT2 b | 296,54 | 1,85 | 0,6 | 1,11 |

Soit une section totale S_v :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Sens longitudinal : } 14,44 \text{ m}^2 \\ \text{Sens transversal : } 16,11 \text{ m}^2 \end{array} \right\} \longrightarrow S_v = 30,55 \text{ m}^2$$

(B) Semelles sous poteaux :

Hypothèses de calcul :

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que le centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

Etape du calcul :

détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$

Détermination des coordonnées de la structure R:

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$$

Détermination de la distribution de charge par (ml) de semelle :

$e < \frac{L}{6}$ \longrightarrow Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6}$ \longrightarrow Répartition triangulaire.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \text{ et } q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

Détermination de largeur B de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}}$$

Exemple de calcul :

| Poteaux | N _s (G+Q) (KN) | N totale(KN) | Moments(KN.m) | e _i (m) | Nie _i (KN.m) |
|---------|---------------------------|--------------|---------------|--------------------|-------------------------|
| F1 | 1407,39 | 7278,79 | -12,66 | -8,609 | -12116,22 |
| F2 | 1564,73 | | 0,79 | -4,30 | -6728,34 |
| F3 | 1614,69 | | -0,2 | -,0001 | -0,162 |
| F4 | 1529,32 | | 0,56 | 4,30 | 6576,08 |
| F5 | 1162,62 | | 11,78 | 8,61 | 10010,16 |

Tableau VIII-1 : Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux

Résultante :

$$R = \sum N_i = 7278,79 \text{ KN}$$

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-2258,48 - 0,24}{7278,79} = -0,31 \text{ m}$$

Donc l'excentricité $e = -0,31 \text{ m}$

Distribution par (ml) de la semelle :

$$e = -0,3 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{17,2}{6} = 2,93 \text{ m (repartitions trapézoïdale)}.$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = q_{\max} = \frac{7278,48}{17,2} \left(1 + \frac{6 \times 0,31}{17,2} \right) = 468,93 \text{ KN/m}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = q_{\min} = \frac{7278,48}{17,2} \left(1 - \frac{6 \times 0,31}{17,2} \right) = 377,41 \text{ KN/m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \times e}{L} \right) = \frac{6789,56}{17,2} \times \left(1 - \frac{3 \times 0,3}{17,2} \right) = 400,29 \text{ KN/m}$$

Calcul de la largeur B :

$$B \geq \frac{q_{L/4}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{400,29}{270} = 1,48 \text{ m}$$

Soit $B = 1,60 \text{ m}$

Nous aurons donc, $S = B \times L = 1,60 \times 17,2 = 27,52 \text{ m}^2$

Remarque : Un calcul identique est effectué pour les autres semelles, d'où la surface totale des semelles sous poteaux est de :

$$S_p = S \times n = 27,52 \times 8 = 220,16 \text{ m}^2$$

Enfin, la surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_T = S_p + S_v = 220,16 + 30,55 = 251,15 \text{ m}^2$$

Surface de sous-sol : $S_b = 478,36 \text{ m}^2$.

$$\text{Calcul du rapport : } \frac{S_T}{S_b} = 251,15 / 478,36 = 0,525 = 52,5\%$$

Conclusion :

Vu que les semelles filantes occupent plus de 50% de la surface du sol d'assise, nous opterons pour un radier général.

VII.3) Etude du radier général :

Le radier général est un type de fondation superficielle généralisée sur toute la superficie de la construction supportant plusieurs poteaux (ou murs) en plusieurs rangés. Ce type de fondation est choisi lorsque le taux de travail à la base des murs ou des poteaux est nettement supérieur à la contrainte admissible du sol disponible ; donc en présence de sol de très mauvaise qualité et qu'il n'est pas envisagé de fonder sur une couche profonde plus résistante.

Le radier se calcule comme un plancher renversé.

Le radier est :

- ❖ Rigide en son plan horizontal ;
- ❖ Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire) ;
- ❖ Facilité de coffrage ;
- ❖ Rapidité d'exécution ;
- ❖ Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

VII.3.1) Pré dimensionnement du radier :

(i) Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{\min} = 25\text{cm}$).

(ii) Selon la condition forfaitaire :

❖ **Sous voiles :** l'épaisseur du radier est sujette à deux conditions :

➤ **Condition de vérification de la longueur élastique.**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K_b}} \geq \frac{2}{\pi} \times L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.

Le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \quad \Rightarrow \quad \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \times \frac{3 \times K}{E}}$$

Avec : L_e : Longueur élastique.

I : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m).

K : Coefficient de raideur de sol (ou coefficient de ballast).

K = 40 MPa pour un sol moyen.

E : Module de déformation longitudinale déferée $E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{1/3} = E_{v28} = 10818.87 \text{ MPa}$

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3.14} \times 4.30\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.87}} = 0.850 \text{ m}$$

➤ **Selon la Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \quad \Leftrightarrow \quad \frac{4.30}{8} \leq h \leq \frac{4.30}{5} \quad \Leftrightarrow \quad 0.53 \leq h \leq 0.86$$

Avec : $L_{\max} = 4.30 \text{ m}$

D'après ces conditions de la vérification de la longueur élastique : On adopte pour : $h_r = 85 \text{ cm}$

❖ **Sous poteaux :**

➤ **Dalle :** La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad \text{Avec une hauteur minimale de 25cm}$$

On a : L_{\max} : portée maximale ; $L_{\max} = 430 \text{ cm}$

$$h_d \geq \frac{430}{20} = 21.50 \text{ cm}$$

Donc on opte $h_d=40\text{cm}$

➤ **Nervures:** Elles doivent vérifier :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow h_n \geq \frac{430}{10} = 43\text{cm} \text{ Soit : } h_n = 45\text{ cm}$$

$$0.4h_n \leq b \leq 0.7h_n \Rightarrow 26 \leq b \leq 45.5$$

Pour disposée un poteau de la section (55*55) on opte : $b_n = 60\text{cm}$

❖ **Conclusion :**

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_r = 85\text{cm}$ Hauteur du radier

$h_n = 45\text{cm}$ Hauteur de la nervure.

$h_d = 40\text{cm}$ Hauteur de la dalle.

$b_n = 60\text{cm}$ Largeur de la nervure.

VII.3.1.2) Détermination des efforts:

(A) Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{2 \times \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{77082,1}{2 \times 270} = 142,75\text{m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{56066,96}{270} = 207,66\text{ m}^2$$

$$\text{D'où : } S_{\text{rad}} = \max(S_{\text{rad}}^{\text{ELU}}; S_{\text{rad}}^{\text{ELS}}) = 207,66\text{m}^2$$

$$S_{\text{bât}} = 478,36\text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 207,66\text{ m}^2$$

Remarque :

Étant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on aura des débords. Les règles BAEL nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h_r}{2}; 30\text{ cm}\right) = \max\left(\frac{85}{2}; 30\text{ cm}\right) = 42.5\text{ cm}$$

Soit un débord de $L_{\text{déb}} = 45\text{ cm}$.

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{\text{rad}} = S_{\text{bât}} + S_{\text{deb}}$

$$\text{Avec : } S_{\text{deb}} = (26,95 + 17,75) \times 2 \times 0,45 = 35,76 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } S_{\text{rad}} = 478,36 + 35,76 = 514,12 \text{ m}^2$$

(B) Calcul des sollicitations à la base du radier :

Charge permanente (Poids totale du bâtiment) : $G = 46787,74 \text{ kN}$

(i) Poids de radier :

$G =$ Poids de la dalle + Poids de la nervure + Poids de (T.V.O) + Poids de la dalle flottante

➤ **Poids de la dalle:**

$$P_{\text{de la dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b = 514,12 \times 0,4 \times 25$$

$$P_{\text{de la dalle}} = 5141,2 \text{ kN}$$

➤ **Poids des nervures:**

$$P_{\text{nerv}} = b_n \times h_n \times L \times n \times \rho_b$$

$$= (17,75 \times 8 + 26,95 \times 5 - 0,6 \times 40) \times 25 \times 0,6 \times 0,45$$

$$P_{\text{ner}} = 1706,06 \text{ kN}$$

➤ **Poids de la dalle flottante:**

$$P_{\text{dalle flottante}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times e_p \times \rho_b = (514,12 - 151,65) \times 0,1 \times 25$$

$$P_{\text{dalle flottante}} = 906,175 \text{ kN}$$

➤ **Poids de TVO :**

$$P_{\text{TVO}} = (V_{\text{rad}} - V_d - V_{\text{ner}} - V_{\text{df}}) \rho = (437 - 104,55 - 68,24 - 36,247) \times 17 = 3875,37$$

$$P_{\text{TVO}} = 3875,37 \text{ kN}$$

$$\text{donc : } G_{\text{rad}} = 11628,81 \text{ kN}$$

(ii) Surcharges d'exploitations:

Surcharge de bâtiment : $Q = 2782,26 \text{ kN}$

Surcharge du radier : $Q = 5 \times 514,12 = 2570,6 \text{ kN}$

(iii) Poids total de la structure :

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{radier}} + G_{\text{bât}} = 46787,74 + 11628,81 = 58416,545 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{radier}} + Q_{\text{bât}} = 9279,1 + 2570,6 = 11849,7 \text{ kN}$$

(C) Combinaison d'action:➤ **Etat Limite Ultime :**

$$N_{u \text{ total}} = 1.35G_{\text{tot}} + 1.5Q_{\text{tot}} = \mathbf{96636,89kN}.$$

➤ **Etat Limite de Service :**

$$N_{s \text{ total}} = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = \mathbf{70266,25 kN}.$$

(D) Vérifications :**(i) Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm}; \quad d = 0.9 \times h_d = 0.9 \times 40 = 36 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_{u \text{ tot}} \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{96636,89 \times 1}{514,12} \times \frac{4.3}{2} = 404,13 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{404,13}{100 \times 35} = 0.11 \text{ kN/cm}^2$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4\text{MPa} \right) \right\} = 0.25 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_u = 0,11 \text{ kN/cm}^2 < \bar{\tau}_u = 0.25 \text{ kN/cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

(ii) Vérification de la stabilité du radier :❖ **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 13,2 \text{ m}; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 8,56 \text{ m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré.

X_i et Y_i : les coordonnées du centre de gravité du panneau considéré.

❖ **Moments d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{b \times h^3}{12} \quad ; \quad I_{yy} = \frac{h \times b^3}{12}$$

$$I_{xx} = 14760,92 \text{ m}^4 \quad ; \quad I_{yy} = 33033,27 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales ;
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \times h_r$$

Avec : M_0 : Moment isostatique à la base du bâtiment.

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment.

h_r : Profondeur de l'infrastructure.

I_{xx}, I_{yy} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4}$$

Ainsi, on doit vérifier que :

$$\text{A l'ELU} : \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq 2 \times \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\text{A l'ELS} : \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

❖ **Sens transversal :**

A partir de ROBOT on tire M_{0x} et T_{0x}

➤ **A ELU :**

$$M_{0x} = 1591,74 \text{ kN.m} \quad ; \quad T_{0y} = 3047,87 \text{ kN}$$

$$M_x = 1591,74 + 3047,87 \times 0,85 = 4182,43 \text{ kN.m}$$

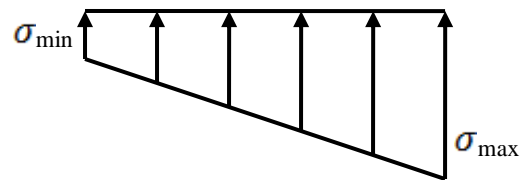


Figure IX.2 : Diagramme des contraintes

$$\sigma_{\max} = \frac{N_U}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_X}{I_{YY}} \times X_G = \frac{96636,89}{514,12} + \frac{4182,43}{33033,27} \times 13,2 = 189,64 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_U}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_X}{I_{YY}} \times X_G = \frac{96636,89}{514,12} - \frac{4182,43}{33033,27} \times 13,2 = 186,29 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 189,64 + 186,29}{4} = 188,80 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = 188,80 \text{ kN/m}^2 < 2 \times \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \times 270 = 540 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **A ELS :**

$$\sigma_{\max} = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_X}{I_{YY}} \times X_G = \frac{70266,25}{514,12} + \frac{4182,43}{33033,27} \times 13,2 = 138,34 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_X}{I_{YY}} \times X_G = \frac{70266,25}{514,12} - \frac{4182,43}{33033,27} \times 13,2 = 135,00 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 138,34 + 135}{4} = 137,50 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = 137,50 \text{ kN/m}^2 < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 270 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Sens longitudinal :**

A partir de ROBOT on tire M_{0y} et T_{0y}

➤ **A ELU :**

$$M_{0y} = 1673,03 \text{ kN.m} ; \quad T_{0x} = 2826,58 \text{ kN}$$

$$M_y = 1673,03 + 2826,58 \times 0,85 = 4075,62 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N_U}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_{XX}} \times Y_G = \frac{96636,89}{514,12} + \frac{4075,62}{14760,92} \times 8,56 = 190,33 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_U}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_{XX}} \times Y_G = \frac{96636,89}{514,12} - \frac{4075,62}{14760,92} \times 8,56 = 185,6 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 190,33 + 185,6}{4} = 189,15 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = 189,15 \text{ kN/m}^2 < 2 \times \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \times 270 = 540 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **A ELS :**

$$\sigma_{\max} = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_{XX}} \times Y_G = \frac{70266,25}{514,12} + \frac{4075,62}{14760,92} \times 8,56 = 139,04 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_{XX}} \times Y_G = \frac{70266,25}{514,12} - \frac{4075,62}{14760,92} \times 8,56 = 134,31 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 139,04 + 134,31}{4} = 137,86 \text{ kN/m}^2$$

$\sigma_m = 137,86 \text{ kN/m}^2 < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 270 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

(iii) Vérification au poinçonnement : (Art A.5.2, 42 BAEL 91)

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : N_u : Charge de calcul à l'E.L.U pour le poteau ou voile le plus sollicité ;

μ_c : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan du feuillet moyen du radier ;

h : Hauteur de la nervure ;

a : Épaisseur du voile ou du poteau ;

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

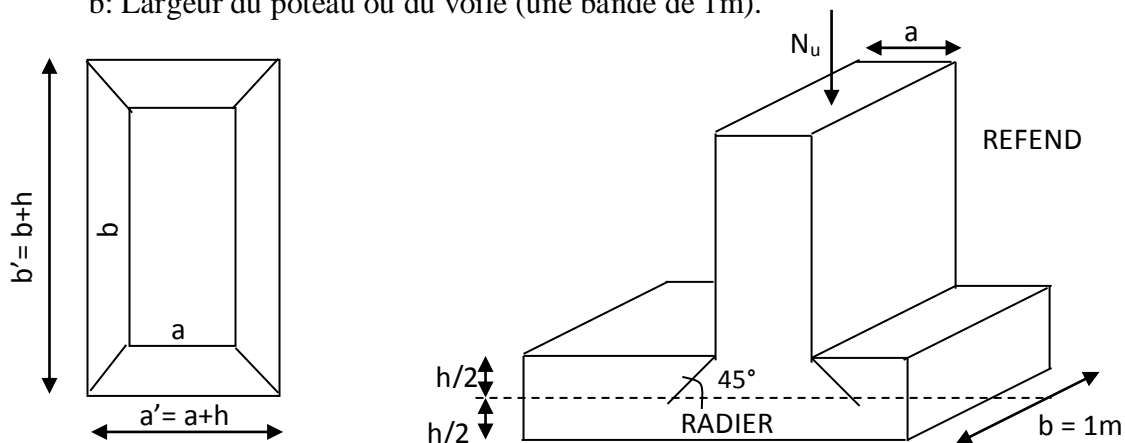


Figure VII.3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

❖ **Calcul du Périmètre utile μ_c :**➤ **Les Poteaux:**

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2 \times h) = 2 \times (0,55 + 0,55 + (2 \times 0,85)) = 5,6m ;$$

➤ **Les Voiles:**

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2 \times h) = 2 \times (0,2 + 1 + (2 \times 0,85)) = 5,8 m ;$$

❖ **Vérification pour les poteaux :**

Avec : $N_u = 2338,73 \text{ kN}$

$$N_u = 2338,73 \text{ kN} < \frac{(0,045 \times 5,6 \times 0,85 \times 25 \times 10^3)}{1,5} = 3570 \text{ kN}$$

❖ **Vérification pour les voiles :**

Avec : $N_u = 2013,73 \text{ kN}$

$$N_u = 2013,73 \text{ kN} < \frac{(0,045 \times 5,8 \times 0,85 \times 25 \times 10^3)}{1,5} = 3697,5 \text{ kN}$$

VII.3.2) Ferrailage du radier:

Pour le calcul de ce radier, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL.91.

VII.3.2.1) Ferrailage de la dalle:

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme, et encadrée sur quatre cotés, on distingue deux cas :

1^{er} Cas :

$\rho_x < 0,4 \Rightarrow$ La flexion longitudinale est négligeable

$$M_{0x} = q_u \times \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{0y} = 0$$

2^{ème} Cas :

$0,4 \leq \rho_x \leq 1 \Rightarrow$ Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \rho_x = \frac{l_x}{l_y} \quad (l_x < l_y)$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

(A) Identification du panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{400}{430} = 0.93 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0428 \\ \mu_y = 0.841 \end{cases}$$

$0.4 < \rho \leq 1 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

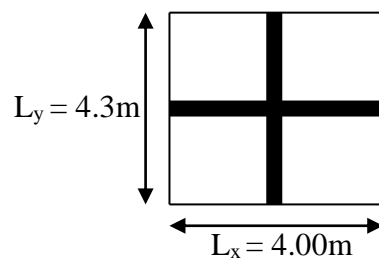


Figure VII.4 : Entre axes du panneau le plus

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

➤ **La contrainte moyenne max à l'ELU :**

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 189,15 \text{ kN/m}^2$$

➤ **La contrainte moyenne max à l'ELS :**

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 137,86 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{A l'ELU : } q_u = \sigma_m (\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(137,86 - \frac{11628,81}{514,12} \right) \times 1 \text{ ml} = 166,53 \text{ kN/ml}$$

A l'ELS : $q_{sm} = \sigma_m (ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (137,86 - \frac{11628,81}{514,12}) \times 1ml = 115,24kN/ml.$

(B) Calcul des armatures à l'ELU :

❖ **Evaluation des moments M_x, M_y :**

$M_{0-x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0,0428 \times 166,53 \times 4^2 = 114,04 \text{ kN.m}$

$M_{0-y} = \mu_y \times M_{0-x} = 0,841 \times 114,04 = 95,91 \text{ kN.m}$

Remarque :

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

$$M_{app} \begin{cases} 0.3M_x & \text{Pour un appui de rive.} \\ 0.5M_x & \text{Pour un appui intermédiaire.} \end{cases}$$

$$M_{travée} \begin{cases} 0.75M_x & \text{Pour une travée de rive.} \\ 0.85M_x & \text{Pour une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

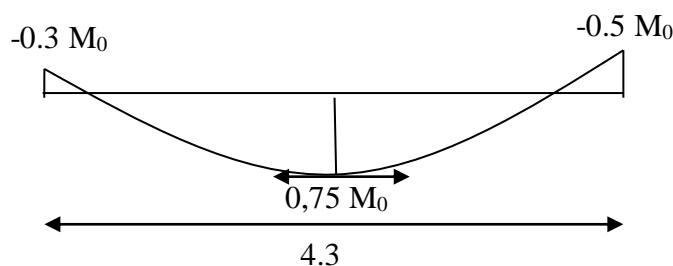


Figure VII.5 :Le schémas statique des moments

Les résultats sont mentionnés dans le tableau ci-dessous :

| Sens X-X | | | Sens Y-Y | | | |
|--|------------------------|---|--|-----------------------|------------------------|---|
| M.isostatique (M ₀) en kN.m | M. aux appuis en kN.m | M .en travée (M _{travée}) en kN.m | M.isostatique (M ₀) en kN.m | M. aux appuis en kN.m | | M .en travée (M _{travée}) en kN.m |
| | Appui intermédiaire | | | Appui de rive | Appui intermédiaire | |
| 95,91 | 47,96 | 81,52 | 114,04 | 34,21 | 57,02 | 85,53 |

(i) Ferrailage suivant X-X :

Calcul de ferrailage minimum :

$$A_{\min} \geq b \times h \times \rho_0 \times \left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right) \Leftrightarrow A_{\min} \geq 100 \times 40 \times 0.0008 \times \left(3 - \frac{400}{430}\right) = 6.62 \text{ cm}^2$$

Aux appuis intermédiaires:

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{47,96 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.0248 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.987$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{47,96 \times 10^2}{0.987 \times 37 \times 34.8} = 3,77 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 6,62 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA12 = 6,78 cm²/ml** avec un espacement de 20cm.

En travée :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{81,52 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.042 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.979$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{St}} = \frac{81,52 \times 10^2}{0,979 \times 37 \times 34,8} = 6,47 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 6.62 \text{ cm}^2$$

Soit : **6 HA12 = 6,78 cm²/ml** avec un espacement de 20cm

(ii) Ferrailage suivant Y-Y :

Calcul de ferrailage minimum :

$$A_{\min} \geq b \times h \times \rho_0 \Leftrightarrow A_{\min} \geq 100 \times 40 \times 0.0008 = 3,20 \text{ cm}^2$$

Aux appuis intermédiaires:

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{57,02 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,029 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,985$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{57,02 \times 10^2}{0,985 \times 37 \times 34,8} = 4,49 \text{ m}^2 > A_{\min} = 3,20 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA12 = 5,65 cm²/ml** avec un espacement de 25cm.

Aux appuis de rives:

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{34,21 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,018 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,91$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{34,21 \times 10^2}{0,991 \times 37 \times 34,8} = 2,68 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 3,20 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA12 = 5,65 cm²/ml** avec un espacement de 25cm.

En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{85,53 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,044 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,978$$

$$A_{ty} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{85,53 \times 10^2}{0,978 \times 37 \times 34,8} = 6,76 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,20 \text{ cm}^2$$

Soit : **6 HA12 = 6,78 cm²/ml** avec un espacement de 20cm.

❖ **Tableau récapitulatif du ferrailage de la dalle :**

| | Sens de la petite portée | Sens de la grande portée |
|---------------------------|--------------------------|--------------------------|
| Aux appuis intermédiaires | 5HA12 | 6HA12 |
| Aux appuis de rives | / | 6HA12 |
| En travée | 6HA12 | 6HA12 |

IX.I.12 Vérification à l'état limite ultime :❖ **Condition de non fragilité (BEAL 91, Art 4.2.1):**

$$A_s = 5,65 \geq A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_s} = \frac{0,23 \times 100 \times 37 \times 2,1}{400} = 4,46 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

IX.I.13 Vérification à l'ELS :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa Avec : } \sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} \text{ et } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s}$$

$$\beta \text{ et } K \text{ Sont donnés en fonction de } \rho \text{ avec } \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

➤ **Tableau des vérifications :**

| zone | M_s (kN.m) | A_s (cm ²) | b (cm) | d (cm) | ρ | k | β | σ_s (kN/cm ²) | σ_b (kN/cm ²) | $\bar{\sigma}_b$ (kN/cm ²) | OB |
|--------|-----------------|-----------------------------|-----------|-----------|--------|-------|---------|-------------------------------------|-------------------------------------|---|-----|
| Appui | 23,68 | 5,65 | 100 | 37 | 0,153 | 61,32 | 0,935 | 12,12 | 0,2 | 1,5 | C.V |
| | 39,46 | 6,78 | 100 | 37 | 0,183 | 56,43 | 0,930 | 16,82 | 0,3 | 1,5 | C.V |
| travée | 59,19 | 6,78 | 100 | 37 | 0,183 | 56,43 | 0,930 | 23,96 | 0,43 | 1,5 | C.V |

❖ **Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

➤ **Sens de la petite portée :**

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min (120; 33\text{cm})$$

$$S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Sens de la grande portée:**

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

VII.3.2.2) Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie, le calcul se fera pour une bonde de 1m de largeur.

(A) Sollicitation de calcul :

❖ **A L'ELU :** $q_u = 166,53 \text{ kN/ml}$

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{166,53 \times 0,45^2}{2} = 16,86 \text{ k N.m}$$

❖ **A L'ELS :** $q_s = 115,24 \text{ kN/ml}$

$$M_s = \frac{q_s \times L^2}{2} = \frac{115,24 \times 0,45^2}{2} = 11,67 \text{ k N.m}$$

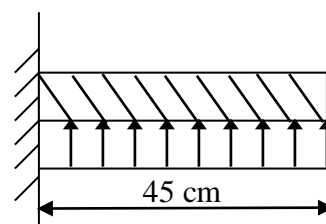


Figure VII.6 : Schéma statique du débord.

(B) Calcul des armatures :**❖ Armatures principales :**

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 37 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14.2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{16,86 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,008 < \mu_r = 0,392$$

$$\mu_u = 0,008 \Rightarrow \beta_u = 0,996$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{16,86 \times 10^2}{0,998 \times 37 \times 34,8} = 1,32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_u = 5\text{HA}12/\text{ml} = 5,65 \text{ cm}^2$ Avec : $S_t = 25\text{cm}$.

❖ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Soit : $3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$ Avec $S_t = 15\text{cm}$.

(C) Vérification à l'ELU :**❖ Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{r28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 37 \times 2.1}{400} = 4.47 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4.47 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VII.3.2.3) Etude de la nervure :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

(A) Sollicitation de calcul :

Pour le calcul des efforts internes, on utilisera le logiciel **RDM6**,

❖ Sens longitudinal (X-X) : ELU

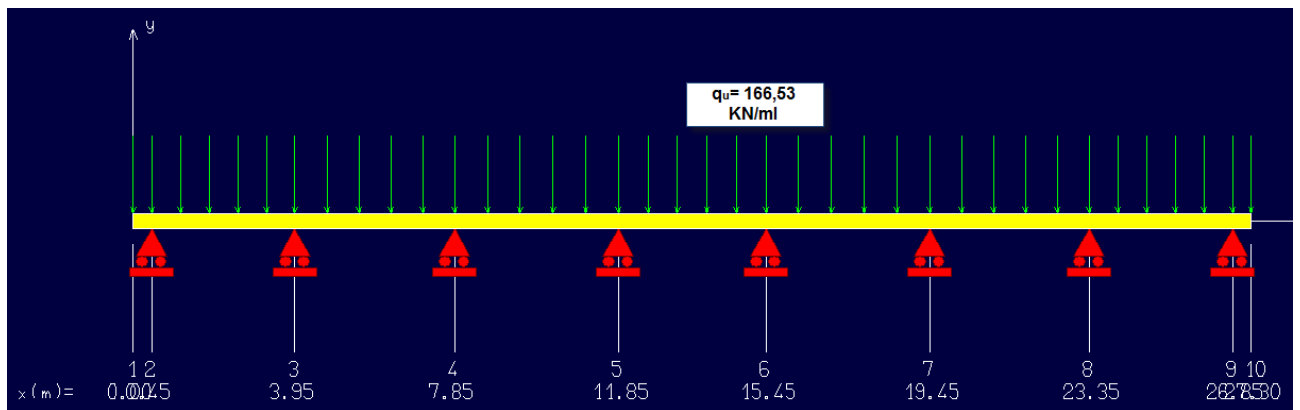


Figure VII.7 : Le chargement à ELU en kN

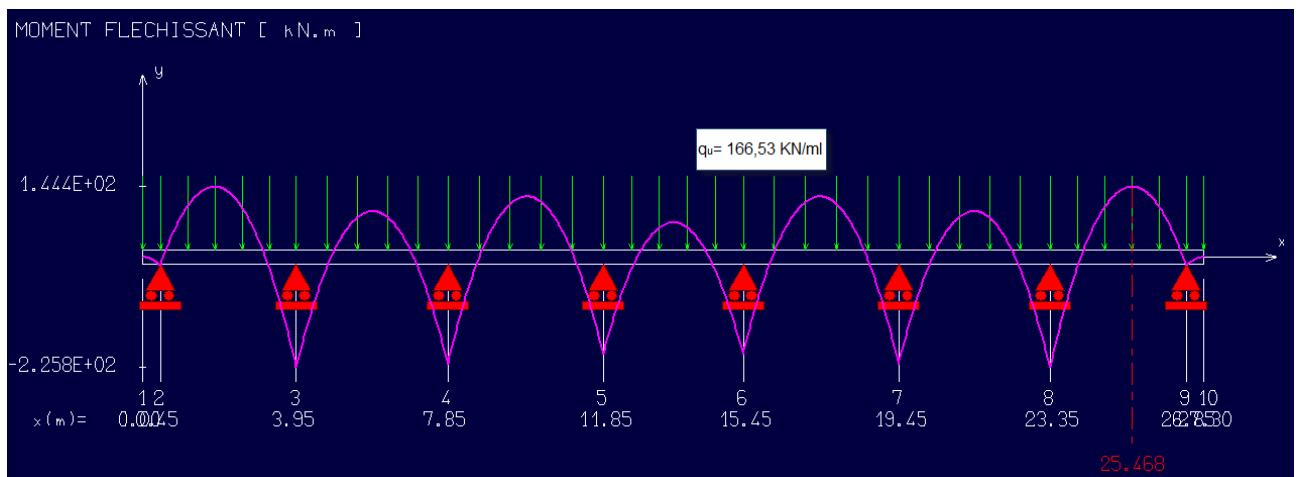


Figure VII.8 : Diagramme des moments fléchissant à ELU en kN.m

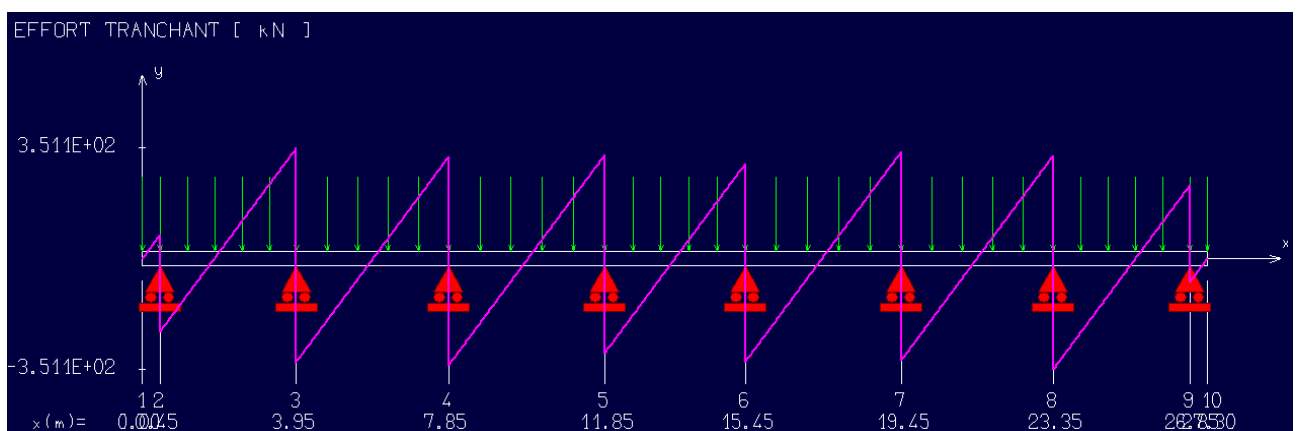


Figure VII.9 : Diagramme des efforts tranchants à ELU en kN

- ELS

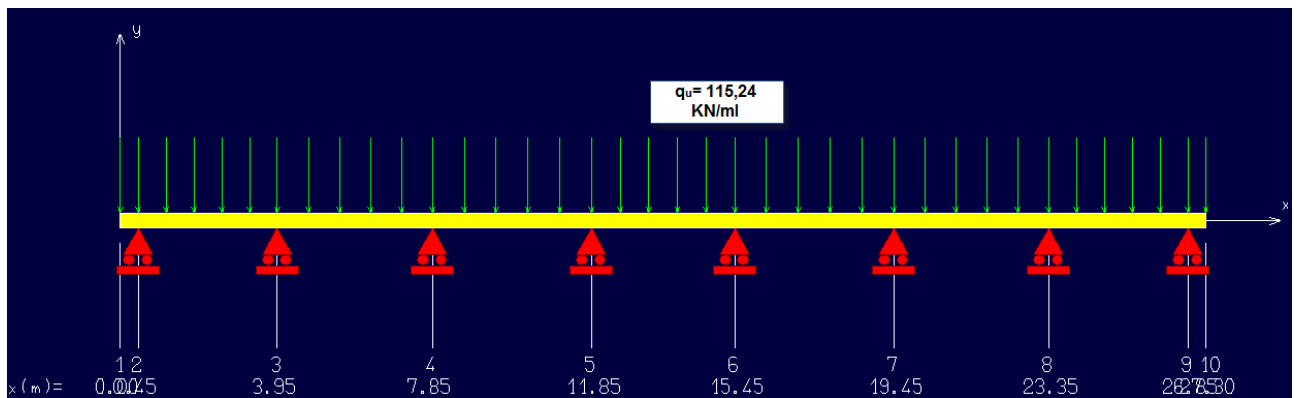


Figure VII.10 : Le chargement à ELS en kN

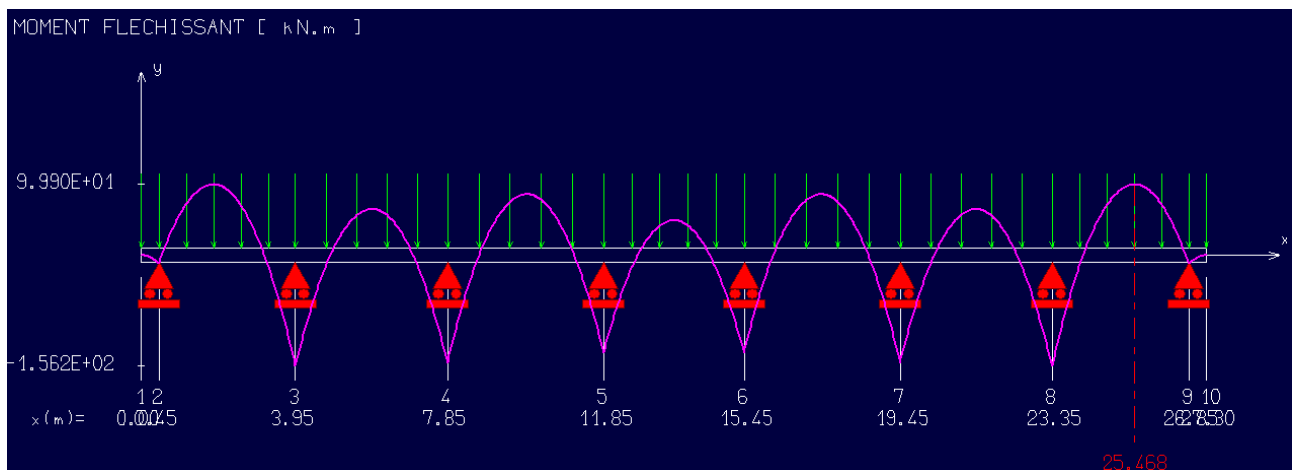


Figure VII 11 : Diagramme des moments fléchissant à ELS en kN.m

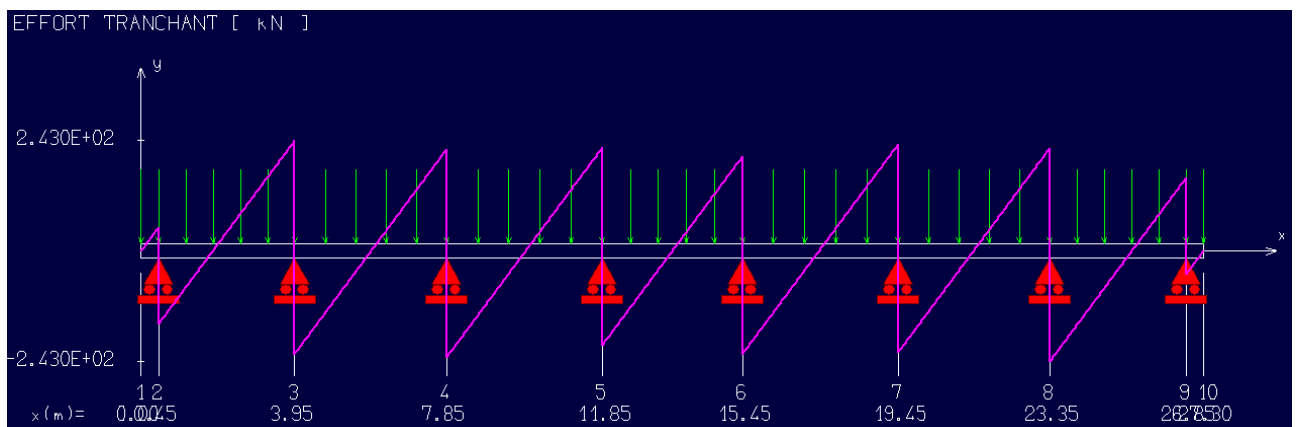


Figure VII.12 : Diagramme des efforts tranchants à ELS en kN

❖ Sens transversal (Y-Y) : ELU

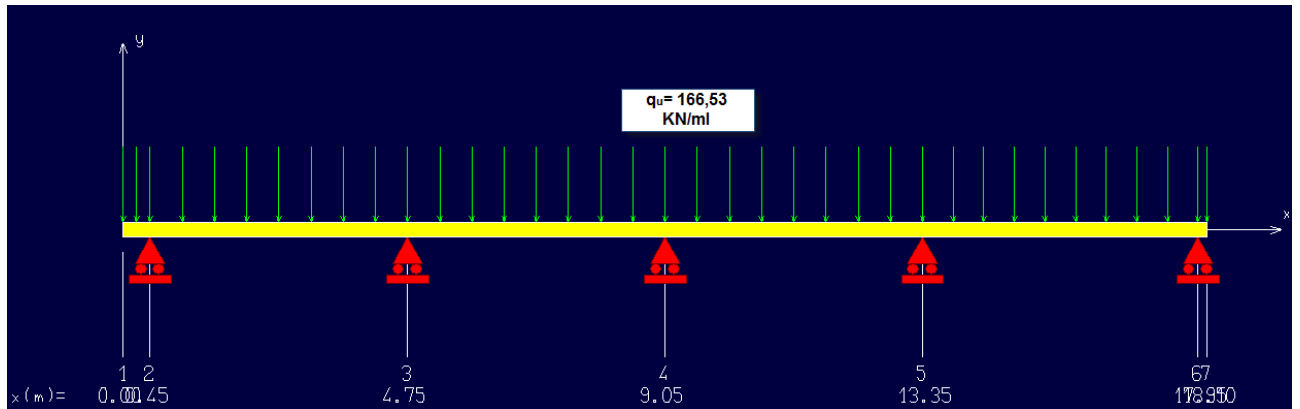


Figure VII.7 : Le chargement à ELU en kN

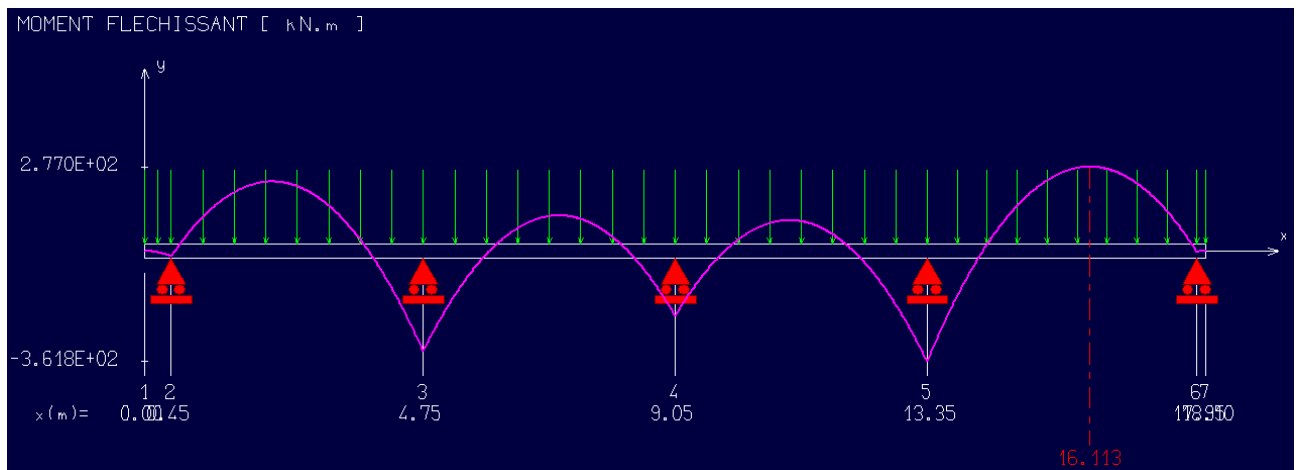


Figure VII.14 : Diagramme des moments fléchissant à ELU en kN.m

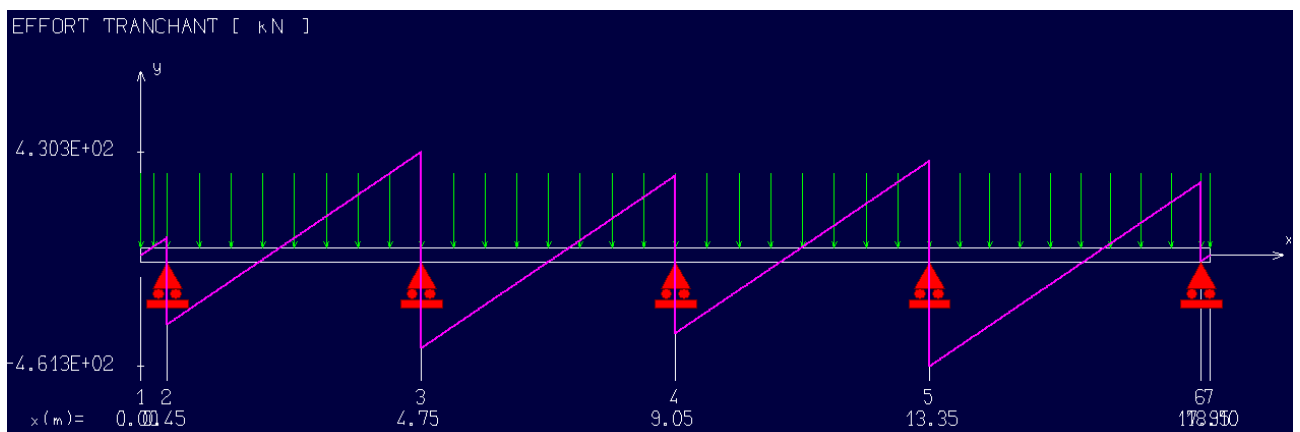


Figure VII.15 : Diagramme des efforts tranchants à ELU en kN

- ELS

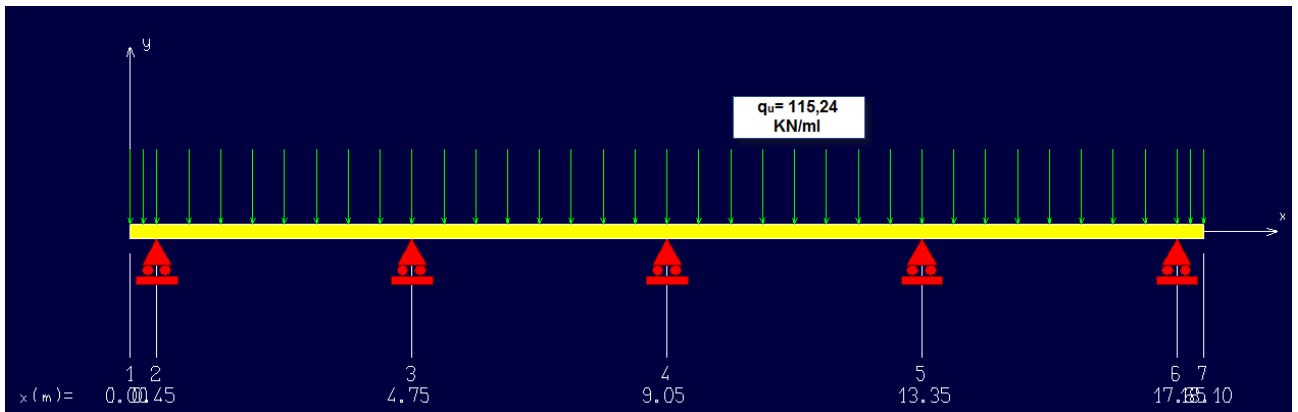


Figure VII.16 : Le chargement à ELS en kN

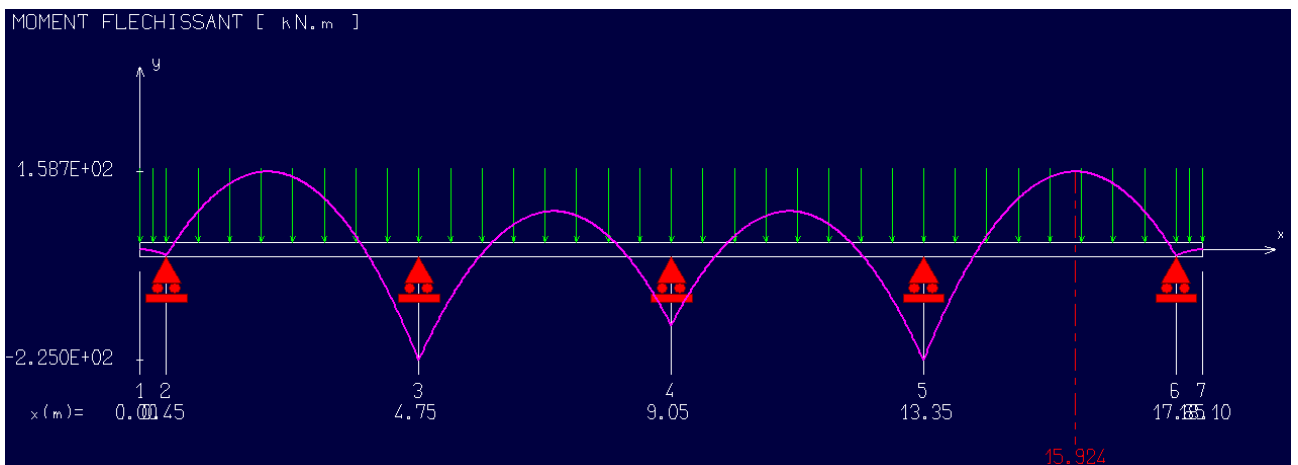


Figure VII.17 : Diagramme des moments fléchissant à ELS en kN.m

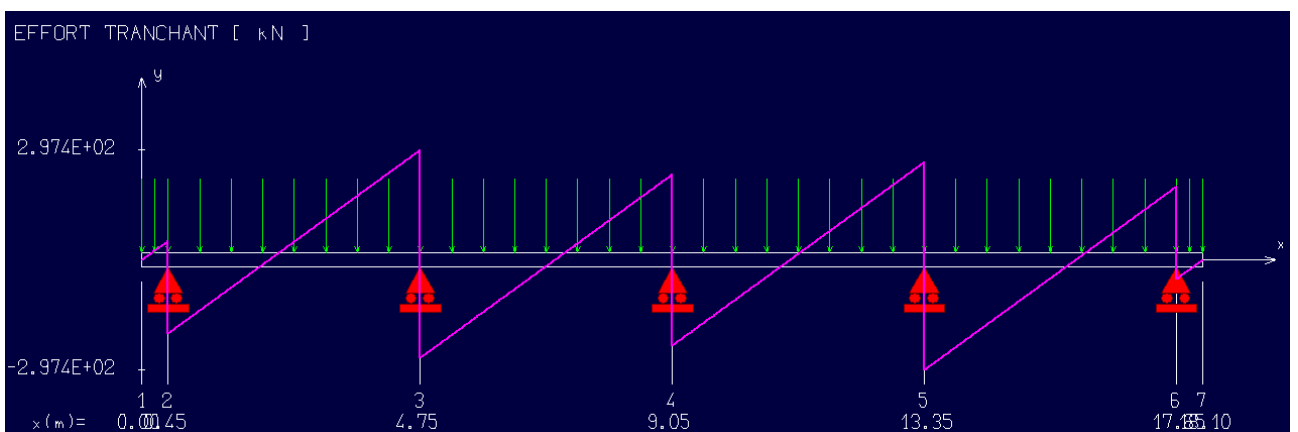


Figure VII.18 : Diagramme des efforts tranchants à ELS en kN

- Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau des sollicitations :

| Sens transversal | Sens longitudinal |
|------------------------------------|------------------------------------|
| $M_{tu \max} = 277 \text{ kN.m}$ | $M_{tu \max} = 144,4 \text{ kN.m}$ |
| $M_{au \max} = 361,8 \text{ kN.m}$ | $M_{au \max} = 225,8 \text{ kN.m}$ |
| $M_{ts \max} = 158,7 \text{ kN.m}$ | $M_{ts \max} = 99,9 \text{ kN.m}$ |
| $M_{as \max} = 225 \text{ kN.m}$ | $M_{as \max} = 156,2 \text{ kN.m}$ |
| $T_{u \max} = 461,3 \text{ kN}$ | $T_{u \max} = 351,1 \text{ kN}$ |

(B) Calcul du ferrailage :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$$b = 60 \text{ cm} \quad d = 82 \text{ cm} \quad f_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \quad \sigma_s = 34.8 \text{ MPa}$$

| | | M (kN.m) | μ | β | A _{cal} (cm ²) | A _{min} (cm ²) | Choix | A _{adop} (cm ²) |
|-------------------|--------|-------------|-------|---------|--|--|-------------|---|
| Sens longitudinal | Appui | 225,8 | 0,032 | 0,984 | 6.33 | 25,5 | 5HA20+5HA16 | 25,76 |
| | Travée | 144,4 | 0,021 | 0,989 | 4.49 | 25,5 | 5HA20+5HA16 | 25,76 |
| Sens transversal | Appui | 361,8 | 0,052 | 0,973 | 7.25 | 25,5 | 5HA20+5HA16 | 25,76 |
| | Travée | 277 | 0,039 | 0,980 | 5.25 | 25,5 | 5HA20+5HA16 | 25,76 |

(C) Vérification à l'état limite ultime :**(i) Condition de non fragilité (BEAL 91, Art 4.2.1):**

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times 60 \times 82 \times 2.1}{400} = 5,94 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Armatures transversales :**❖ **Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm}$$

Soit : $S_t = 8 \text{ mm}$

❖ **Espacement des armatures :**

➤ **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h_r}{2} ; 12\phi_{tmax}\right) \Leftrightarrow S_t \leq \min\left(\frac{85}{4} ; 12 \times 2\right) = 21.25 \text{ cm}$$

Soit: **S_t = 15 cm**

➤ **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h_r}{2} = 42.5 \text{ cm.}$$

Soit: **S_t = 20 cm.**

❖ **Armatures transversales minimales :**

$$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.80 \text{ cm}^2.$$

Soit : **A_t = 6HA8 = 3,02 cm² (2 cadres+ 1 étrier).**

(ii) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec : T_{u max} = 270.35 kN

$$\tau_u = \frac{461,3}{30 \times 82} = 0.09 \text{ kN/cm}^2$$

τ_u = 0.09 kN/cm² < τ_u = 0.25 kN/cm² => Condition vérifiée.

(D) Vérification à l'ELS :

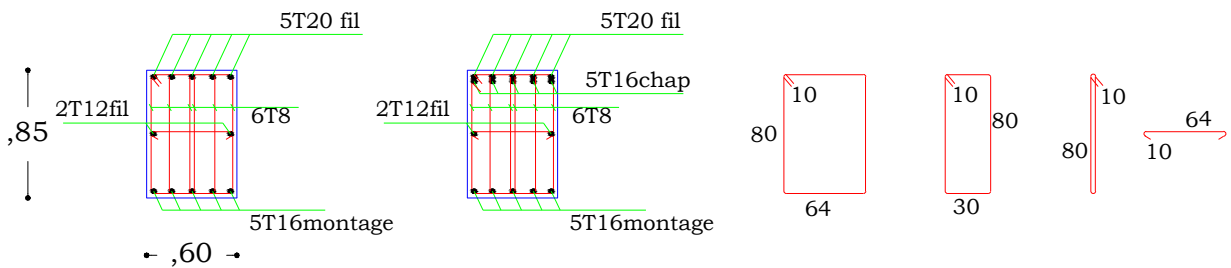
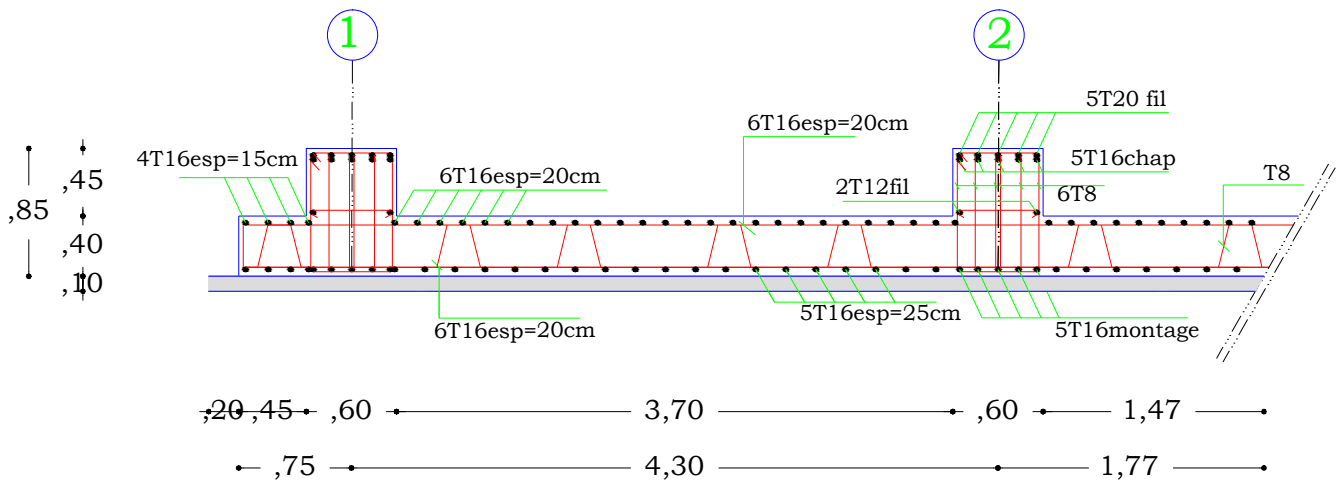
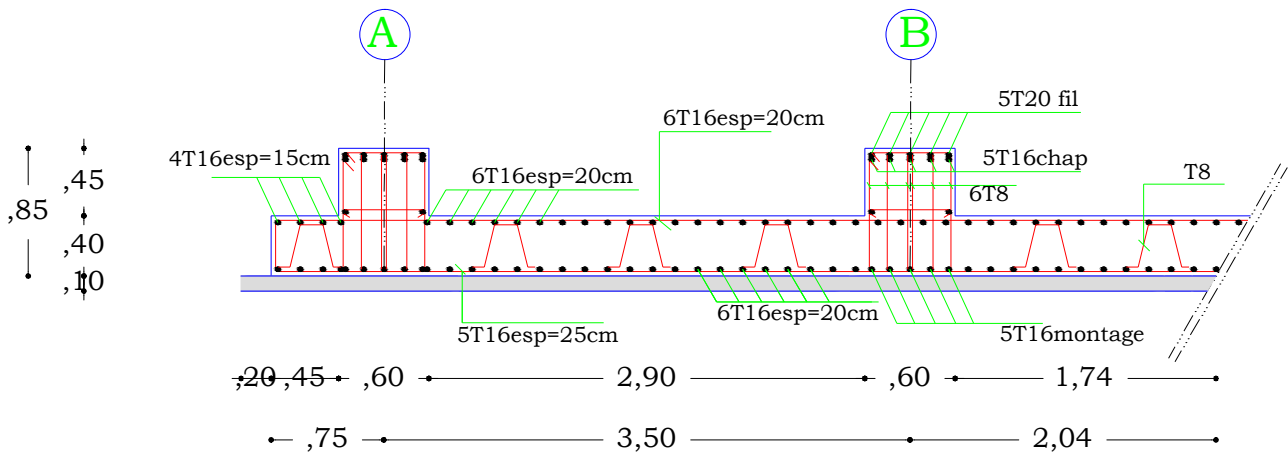
$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \text{ Avec : } \bar{\tau}_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_u} \text{ et } \sigma_b = \frac{\sigma_s}{k}$$

k et β Sont donnés en fonction de ρ avec : $\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$

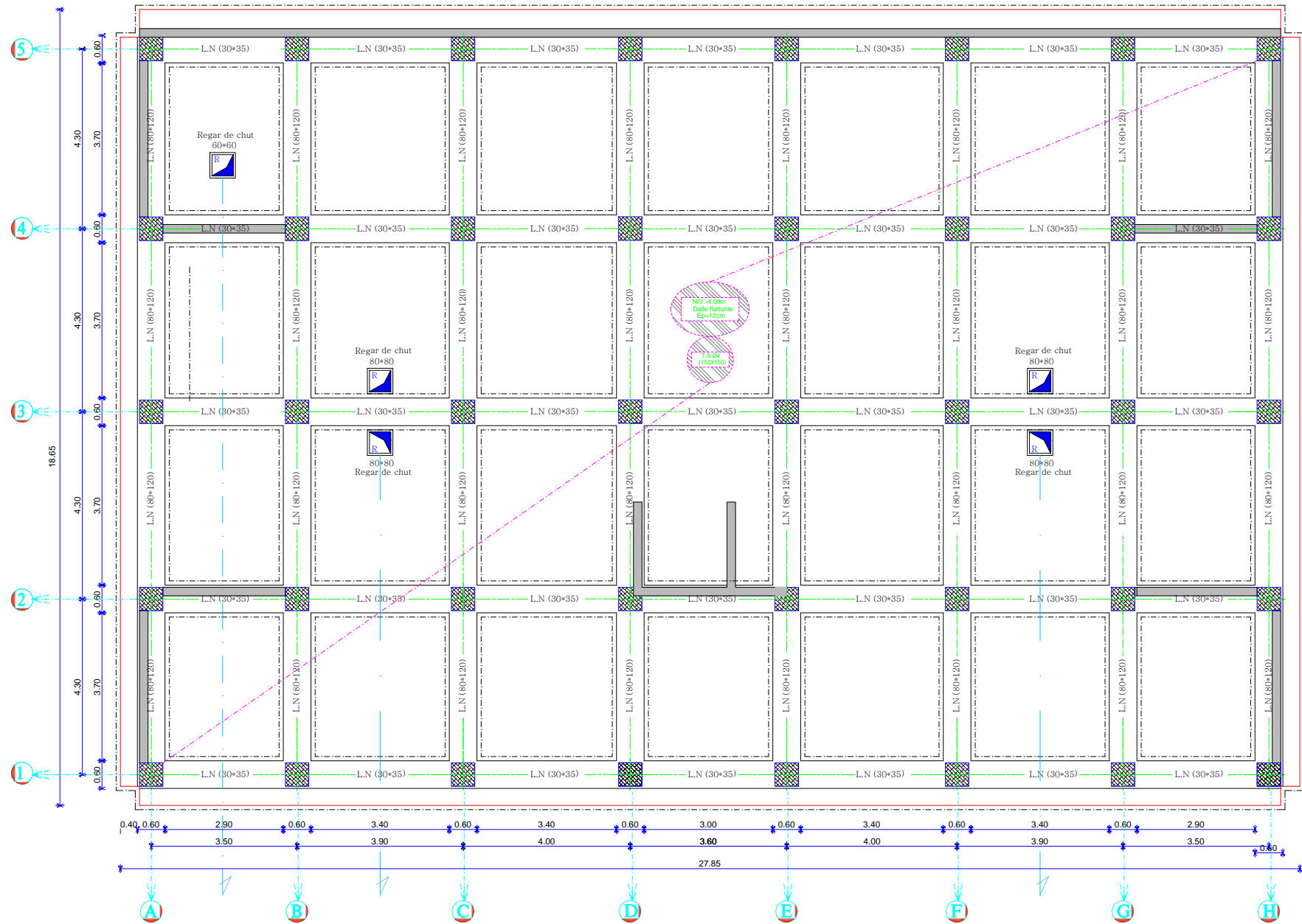
➤ **Sens transversale :**

➤ **Tableau des vérifications :**

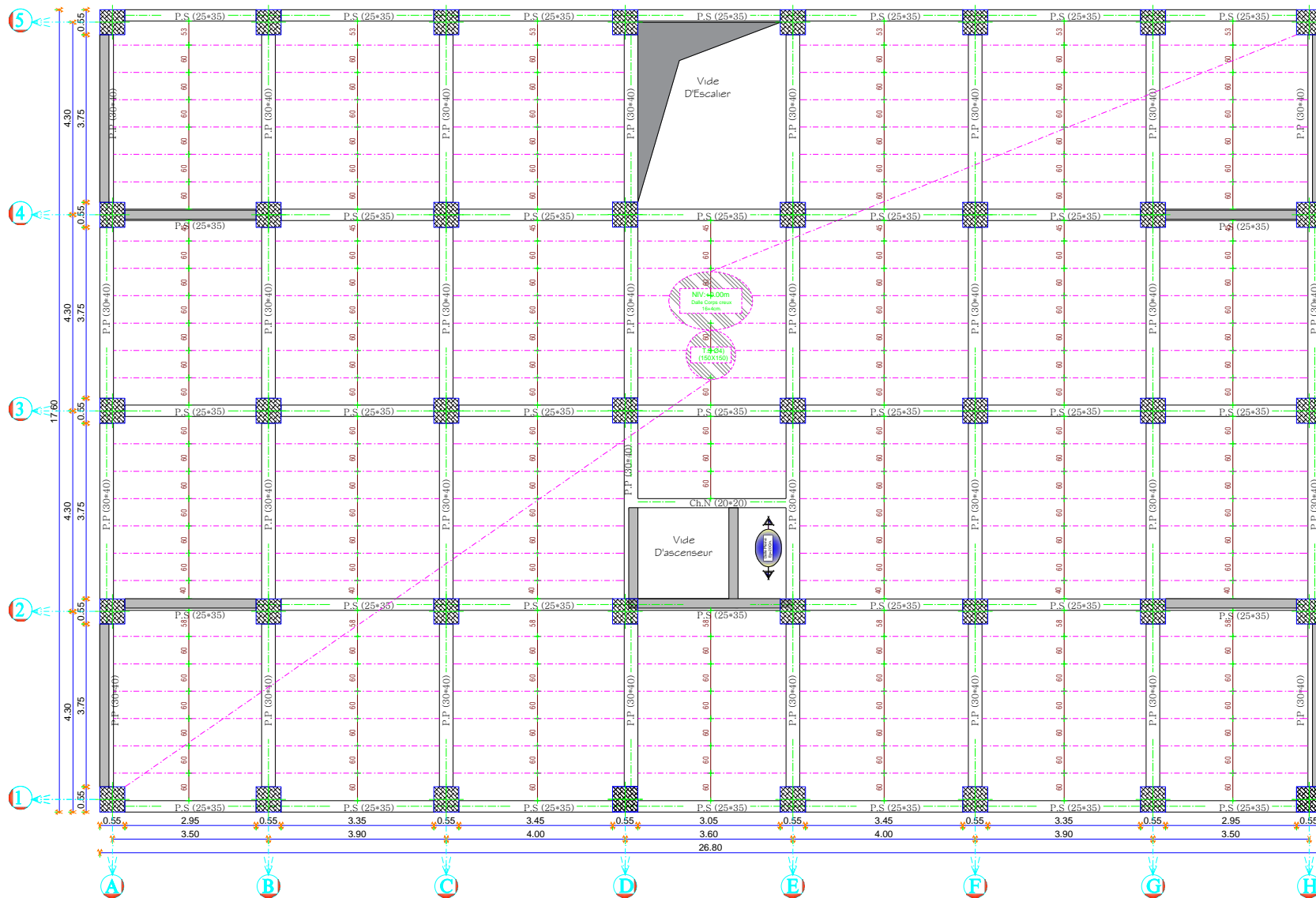
| zone | M _s (kN.m) | A _s (cm ²) | b (cm) | d (cm) | ρ | k | β | σ _s $\frac{kN}{cm^2}$ | σ _b $\frac{kN}{cm^2}$ | $\bar{\sigma}_b$ $\frac{kN}{cm^2}$ | Observation |
|--------|--------------------------|--------------------------------------|-----------|-----------|-------|-------|-------|-------------------------------------|-------------------------------------|---------------------------------------|-------------|
| Appui | 225 | 25,76 | 60 | 82 | 0,524 | 30,87 | 0,891 | 11,96 | 0,39 | 1.5 | C.V |
| travée | 158,7 | 25,76 | 60 | 82 | 0,524 | 30,87 | 0,891 | 8,39 | 0,27 | 1.5 | C.V |



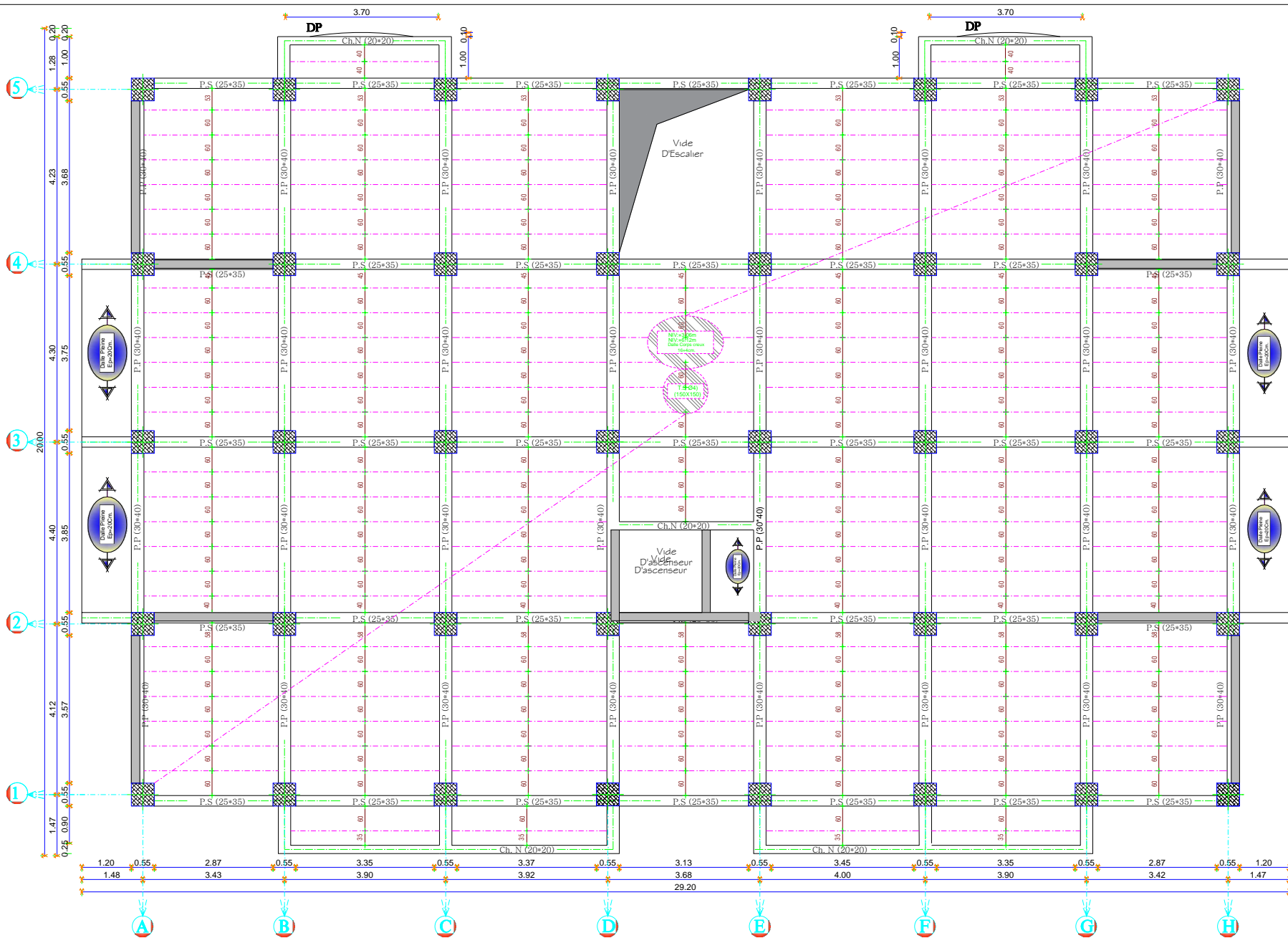
| | | | |
|---|----------------------------|---|-----------|
| UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU | | Faculté du génie de la construction Département de génie civil | |
| Mr: TABTA BILLEL | Plan de ferraille de radie | | plan : 12 |
| Plan génie civil | | | 2018 |



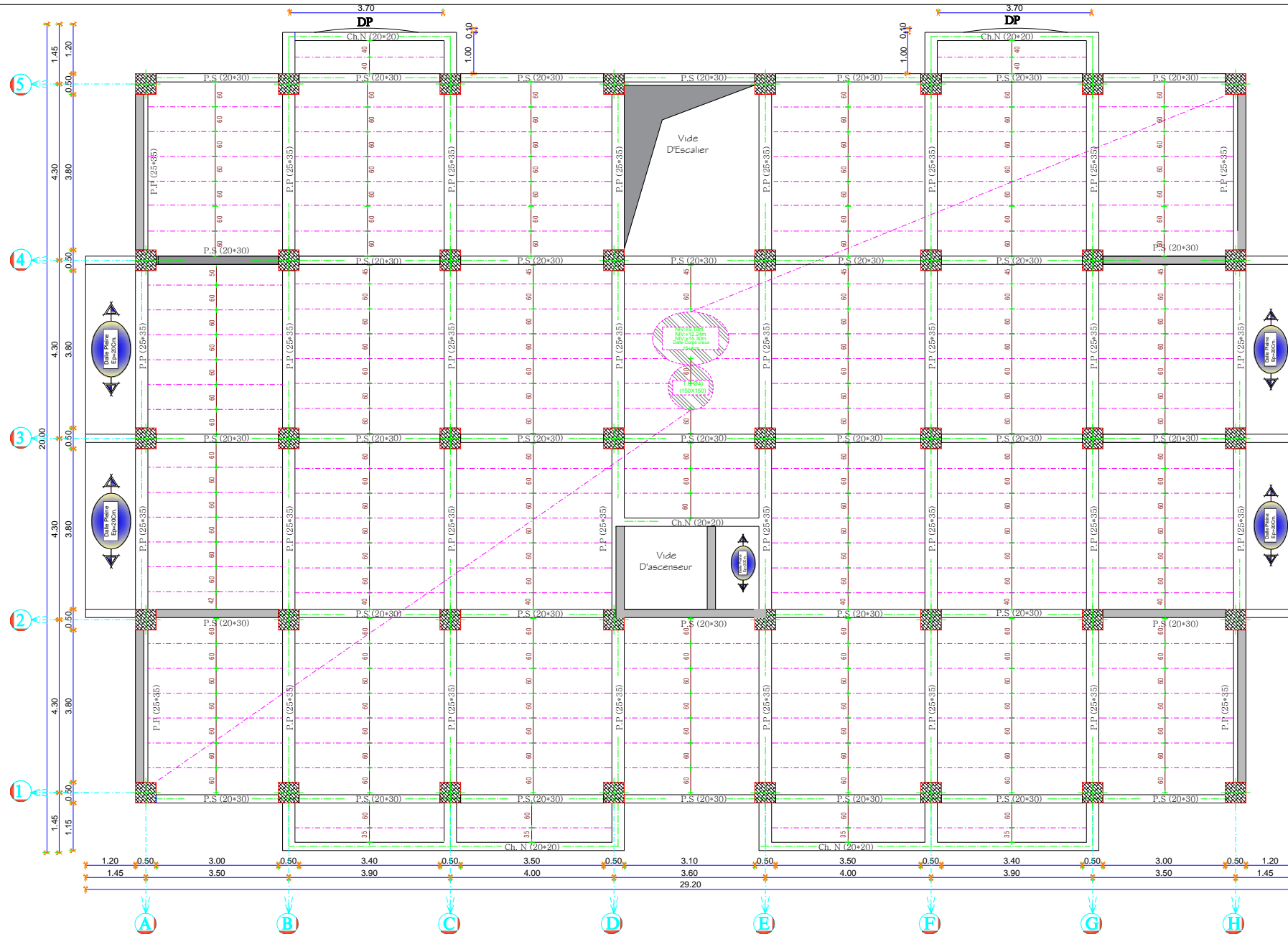
| | | | |
|---|--|---|-----------|
| UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI OUZOU | | Faculté du génie de la construction Département de génie civil | |
| Mr: TABTA BILLEL | Plan de coffrage de fondation Niv: -4.08m | | plan : 14 |
| Plan Génie civil | | | 2018 |



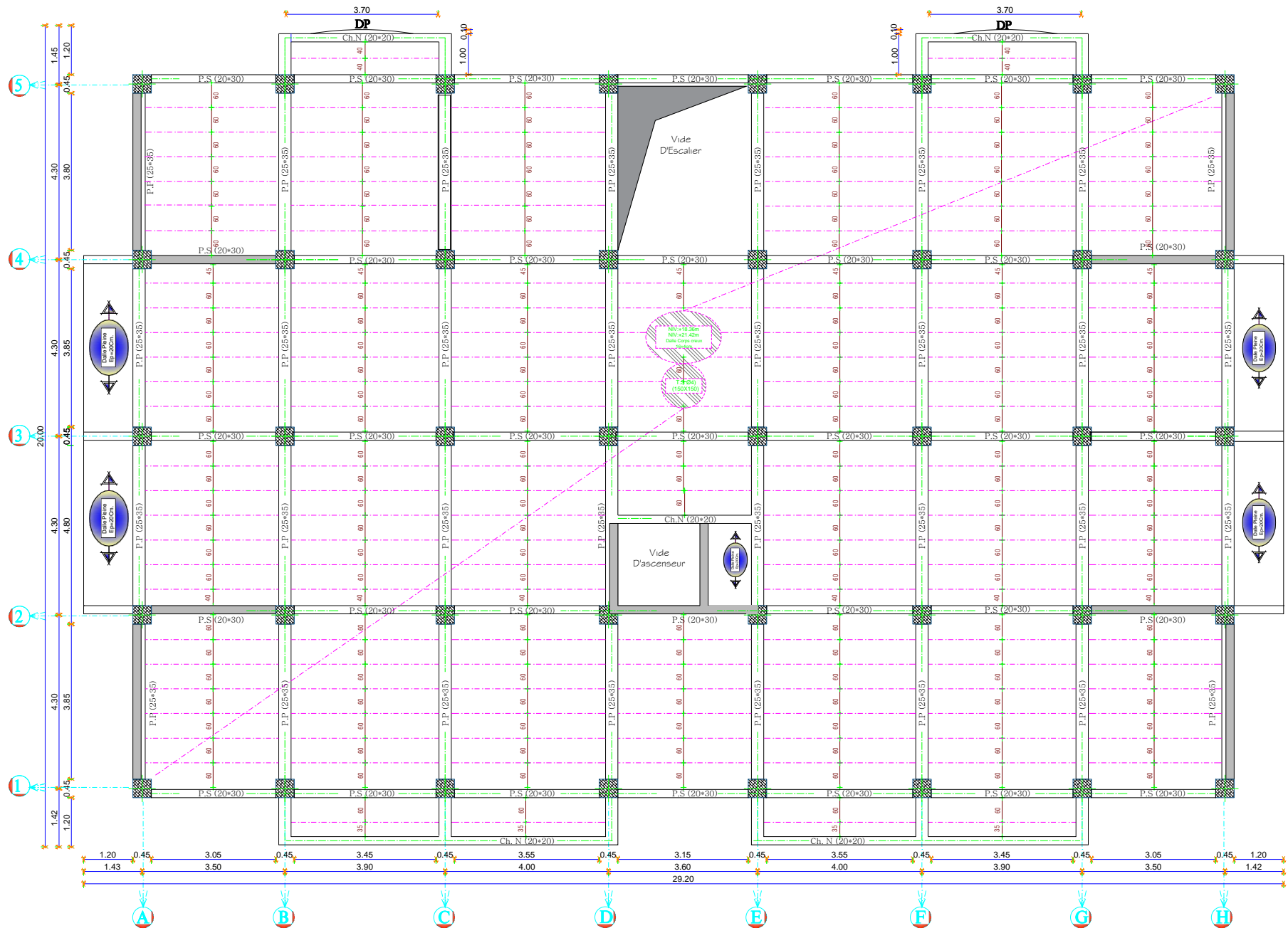
| | | | |
|--|---------------------------------|---|-----------|
| UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI OUZOU | | Faculté du génie de la construction Département de génie civil | |
| Mr: TABTA BILLEL | Plan de coffrage de Niv: +0.00m | | plan : 15 |
| Plan Génie civil | | | 2018 |



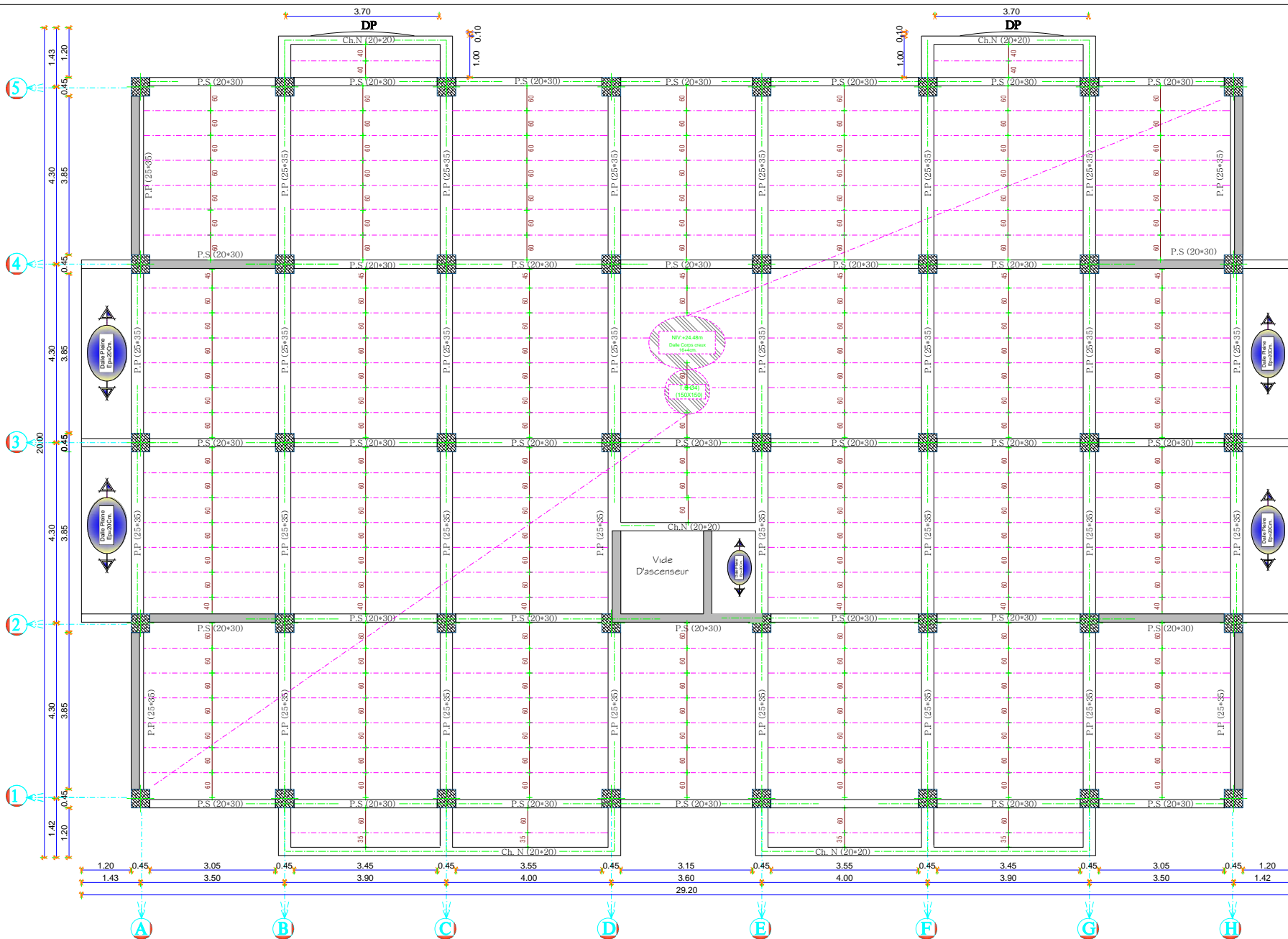
| | | | |
|--|---|---|-----------|
| UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI OUZOU | | Faculté du génie de la construction Département de génie civil | |
| Mr: TABTA BILLEL | Plan de coffrage de Niv: +3.06m; +6.12m | | plan : 16 |
| Plan Génie civil | | | 2018 |



| | | | |
|--|--|---|-----------|
| UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI OUZOU | | Faculté du génie de la construction Département de génie civil | |
| Mr: TABTA BILLEL | Plan de coffrage de Niv: +9.18m; +12.24m; +15.30m | | plan : 17 |
| Plan Génie civil | | | 2018 |



| | | | |
|--|---|---|-----------|
| UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI OUZOU | | Faculté du génie de la construction Département de génie civil | |
| Mr: TABTA BILLEL | Plan de coffrage de Niv: + 18.36m; + 21.42m | | plan : 18 |
| Plan Génie civil | | | 2018 |



| | | | |
|--|----------------------------------|---|--|
| UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI OUZOU | | Faculté du génie de la construction Département de génie civil | |
| Mr: TABTA BILLEL | Plan de coffrage de Niv: +24.48m | plan : 19 | |
| Plan Génie civil | | 2018 | |

Introduction :

Au niveau de l'infrastructure, un mur plaque est prévu pour supporter la totalité des poussés des terres et la surcharge éventuelle des autres éléments de la structure et se repose sur le débord de radier.

VIII.1) Pré-dimensionnement du mur plaque :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 2003 (Art 10.1.2) pour un mur plaque doit être supérieure au égale 15 cm.

Pour notre cas nous avons opté pour une épaisseur de 20 cm.

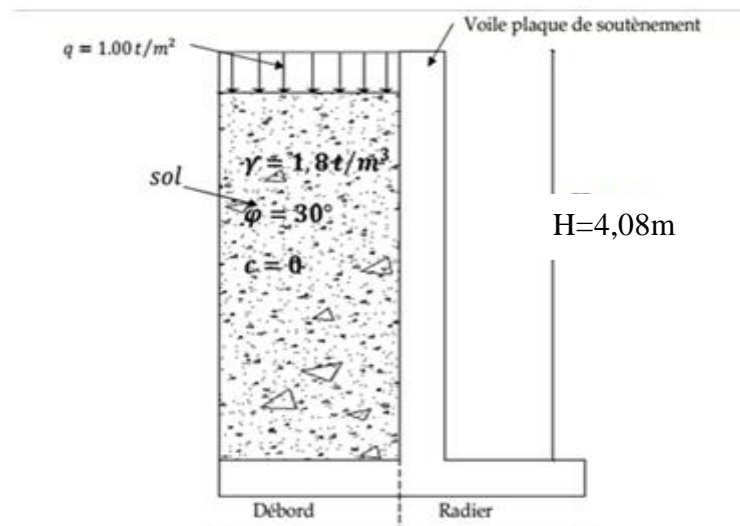
Caractéristiques du sol :

Surcharge éventuelle : $q = 1 \text{ t/m}^2$

Poids volumique des terres : $\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$

Angle de frottement : $\varphi = 30^\circ$

Cohésion : $C = 0$



VIII.1 Schéma de voile plaque de soutènement

VIII.2 Calcul des sollicitations :**A) Contrainte de sollicitations :**

En utilisant la méthode de RANKINE, on détermine les contraintes qui s'exercent sur la face du voile.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur à l'état de repos qui est le cas le plus défavorable.

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont : σ_v et σ_h

σ_v : Contrainte verticale.

σ_h : Contrainte horizontale. :

$$\sigma_h = K_o \cdot \sigma_v$$

Avec :

K_o : coefficient de poussée des terres au repos.

φ : Angle de frottement interne

$$K_o = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,33$$

B) Calcul des sollicitations :

ELU :

$$\sigma_h = K_o \times \sigma_v = K_o (1,35 \cdot \gamma \cdot h + 1,5 \cdot q)$$

Quand :

$$h=0 \longrightarrow \sigma_{h1} = 0,33 \times 1,5 \times 10 = 4,95 \text{ kN/m}^2$$

$$h=4,08\text{m} \longrightarrow \sigma_{h2} = (1,35 \times 18 \times 4,08 + 1,5 \times 10) \cdot 0,33 = 37,67 \text{ kN/m}^2$$

ELS :

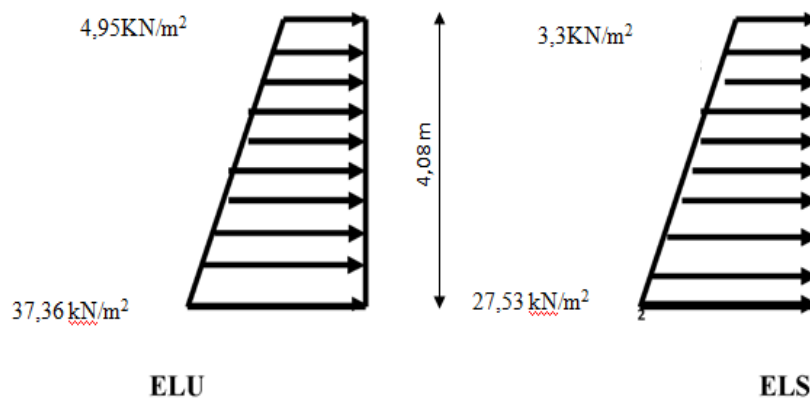
$$\sigma_h = K_o \times \sigma_v = K_o (\gamma \cdot h + q)$$

Quand :

$$h=0 \text{ m} \longrightarrow \sigma_{h1} = 0,33 \times 10 = 3,3 \text{ KN/m}^2$$

$$h=4,08 \text{ m} \longrightarrow \sigma_{h2} = (18 \times 4,08 + 10) \cdot 0,33 = 27,53 \text{ kN/m}^2$$

Diagramme des contraintes :



VIII.1 Diagramme des contraintes

Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m :

$$\text{ELU : } q_u = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 37,67 + 4,95}{4} \times 1 = 29,49 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 27,53 + 3,3}{4} \times 1 = 21,47 \text{ kN/ml}$$

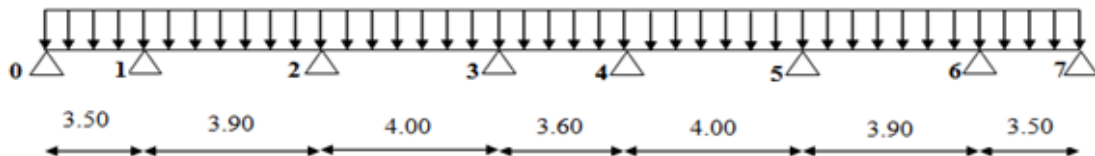
Méthode de calcul :

Le voile plaque de soutènement sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées de chaque côté au niveau des nervures des poteaux, ainsi qu'au niveau des longrines.

Schéma statique :

Sens x-x :

$q_u=29,49 \text{ kN/ml}$, $q_s=21,47 \text{ kN/ml}$

**VIII.1) diagramme de la sollicitation horizontal applique sur mur****C) Détermination des moments :**

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 04 appuis ;

Le panneau considéré est un panneau d'intermédiaire encastré à ses deux extrémités.

Pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

Moment en travée : $0.85 M_x$ et $0.75 M_y$

Moment d'encastrement sur les grandes cotés :

0.3 : Appuis de rive

0.5 : Autre appuis

i) densification des panneaux :

$$l_x = 4,00 \text{ m}$$

$$l_y = 4,08 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{400}{408} = 0,98; \quad 0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

a) Calcul à l'ELU :

$$\rho = 0,72 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0385 \\ \mu_y = 0,956 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0,0385 \times 29,49 \times 4^2 = 18,17 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,956 \times 18,17 = 17,37 \text{ kN.m}$$

Correction des moments :**Sens x- x :**

Aux appuis :

$$M_a = 0,5 M_{0X} = 0,5 \times 18,17 = 9,09 \text{ kN.m}$$

En travée :

$$M_t = 0,85 M_{0X} = 0,85 \times 18,17 = 15,44 \text{ kN.m}$$

Sens Y-Y :

En travées :

$$M_t = 0,75 M_{0Y} = 0,75 \times 17,37 = 13,03 \text{ kN.m}$$

b) Calcul à l'ELS :

$$M_{0X} = \mu_x q l_x^2 = 0,0459 \times 21,47 \times 4^2 = 15,77 \text{ kN.m}$$

$$M_{0Y} = \mu_y M_{0X} = 0,970 \times 15,77 = 15,29 \text{ kN.m}$$

Correction des moments :**Sens x - x :**

Aux appuis :

$$M_a = 0,5 M_{0X} = 0,5 \times 15,77 = 7,89 \text{ kN.m}$$

En travée :

$$M_t = 0,85 M_{0X} = 0,85 \times 15,77 = 13,4 \text{ kN.m}$$

Sens Y - Y :

En travées :

$$M_t = 0,75 M_{0Y} = 0,75 \times 15,29 = 11,47 \text{ kN.m}$$

VIII.3 Calcul des sections d'armatures :

| Sens | Zone | M _u (KN.m) | μ _U | μ ₁ | Section | β | A(cm ²) | A _{min} (cm ²) | A _{adoptée} (cm ²) | e(cm) |
|------|--------|-----------------------|----------------|----------------|---------|-------|---------------------|-------------------------------------|---|-------|
| XX | Appuis | 9,09 | 0,022 | 0,392 | SSA | 0,989 | 1,55 | 3 | 4HA12 = 4,52 | 25 |
| | Travée | 15,44 | 0,038 | 0,392 | SSA | 0,981 | 2,66 | 3 | 4HA12 = 4,52 | 25 |
| YY | travée | 13,03 | 0,032 | 0,392 | SSA | 0,984 | 2,24 | 3 | 4HA12 = 4,52 | 25 |

Tableau 1- ferrailage du voile plaque de soutènement**Recommandation du RPA :**

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

Les armatures sont constituées de deux nappes

Le pourcentage minimal des armatures est de (0,15 % B) dans les deux sens (horizontal et vertical)

$$A \geq 0,0015 b h = 0,0015 \times 100 \times 20 = 3 \text{ cm}^2$$

Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles / m² de HA8.

b = 1 m = 100 cm ; h : épaisseur du voile = 20 cm).

VIII.4 Vérification à l'ELS :

Vérification des contraintes :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

| Sens | Zone | Av adpt(cm) ² | Ms | ρ | B | σ_{st} | K_1 | σ_{bc} | Observation |
|------------|--------|--------------------------|-------|--------|-------|---------------|-------|---------------|-------------|
| Sens X - X | Appui | 4,52 | 7,89 | 0,226 | 0,924 | 68,45 | 50,79 | 0,43 | Vérifiée |
| | Travée | | 13,4 | | | 116,34 | | 0,43 | Vérifiée |
| Sens Y-Y | travée | | 11,47 | | | 62,39 | | 0,43 | Vérifiée |

Tableau 2- vérification des contraintes à l'ELS

Vérification de la flèche :

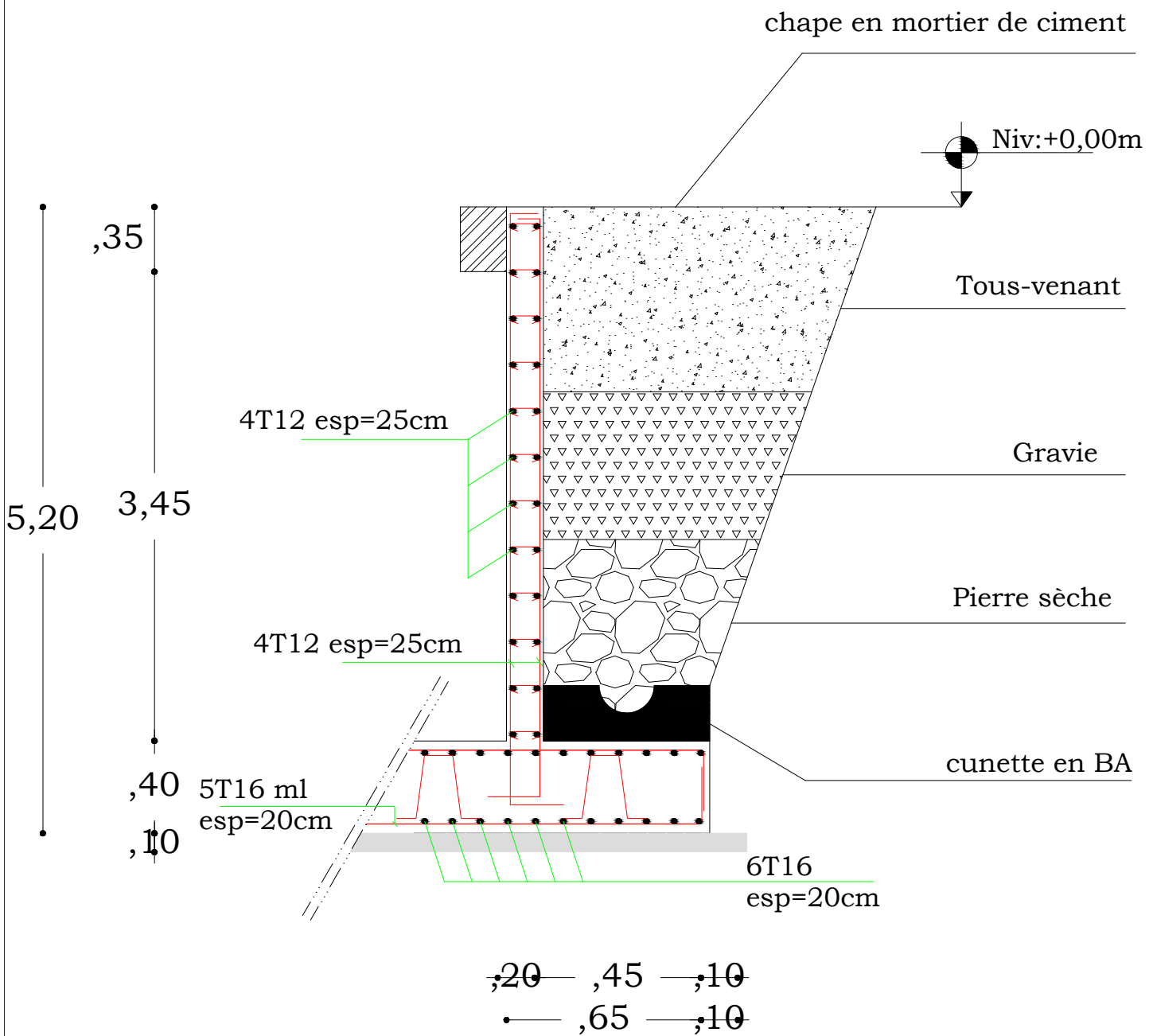
Si les conditions suivantes sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20 M_U}$$

$$\frac{h}{l_x} = \frac{20}{289} = 0,0692 > \frac{M_t}{20 M_U} = \frac{15,44}{20 \times 18,17} = 0,04 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{4,52}{100 \times 17} = 0,0026 < \frac{2}{400} = 0,005 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.



Conclusion :

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de mettre en application les acquis théoriques assimilés tout au long de notre cursus et d'affiner nos connaissances.

En effet, les difficultés rencontrées au cours de cette étude nous ont conduits à documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu l'occasion d'étudier durant notre cursus, cela nous a permis d'approfondir davantage nos connaissances en Génie Civil.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil dans tous les domaines, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calculs), comme par exemple : SOCOTEC, AUTO-CAD, ...ou encore ROBOT version 2016 que nous avons appris à utiliser durant la réalisation de ce projet tout en tenant compte de préconisations du RPA qui font passer la sécurité avant l'économie.

Les résultats techniques et les illustrations de cette étude par le biais du ROBOT, nous ont permis de mieux comprendre, interpréter et même d'observer le comportement de la structure en phase de vibration ; comme il nous a permis une grande rentabilité de notre travail en matière de temps et d'efficacité.

Concernant le contreventement et la disposition des voiles, nous nous sommes aperçu que la disposition des voiles est un facteur beaucoup plus important que leur quantité et qu'elle a un rôle déterminant dans le comportement de la structure vis-à-vis du séisme.

Bibliographie

- BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites (Edition EYROLLES 1996)
- BAEL 91 calcul des éléments et des structures des bâtiments. Jean-Pierre MOUGIN (Edition BERTI 1994)
- BAEL 83 calcul des ouvrages en béton armé. Théorie et applications Edition EYROLLES (Pierre CHARON)
- Règles parasismiques algériennes (RPA 99 avec Addenda).
- Calcul pratique des tours en béton armé. Marius DIVER (Edition DUNOD 1972)
- DTR B-C-22 charges permanentes et charges d'exploitation.
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.
- Cours et TD que nous avons reçus pendant notre cursus.