REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU

FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Mémoire

De fin d'études

En vue de l'Obtention du Diplôme de Master II
En Génie Civil
Option Construction Civile Et Industrielle

Thème

Etude d'un bâtiment en (R+9+ sous-sol) a usage d'habitation Et commercial contreventé par des voiles porteurs avec application du logiciel ETABS

Dirigé par :
M^r^: Merakeb

Réalisé par :
M^elle^: sadi ouada kahina
M^elle^: sadi oufella hayet

2016/2017

Remerciement

Avant tout nous remercions Allah tout puissant de nous avoir donné la force, le courage et la patience pour mener à terme ce travail.

Nous exprimons nos remerciements et notre profonde gratitude :

A notre promoteur Mr Merakeb S., Maître de conférence à l'UMMTO,qui a accepté de nous encadrer afin de réaliser notre travail.

Nos sincères considérations et notre profonde gratitude s'adressent également aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre projet.

A Mr Hemmiche ingénieur au bureau d'étude de l'architecture et de Géni Civil (Iferhounen), pour son formidable accueil et ses conseils judicieux.

A tous les enseignants qui ont contribués à notre formation de la première année à ce jour.

A tous nos amis qui nous ont soutenus et encourager tout le long de ce trajet.

Merci.

Dédicace

Aux personnes les plus chers à mon cœur mon père et ma mère, mes profonds remerciements pour tout ce que vous m'avez donnée, votre amour, votre éducation, votre soutien moral et matériel ainsi vos sacrifices indispensable pour le bon déroulement de mes études ; Sans votre aide, je ne serais pas ce que je suis aujourd'hui, je vous en serai infiniment reconnaissante.

A mes chers frères : Mouhend, Khoulef, Achour et sa femme Nassima et ses adorables enfants : Avouvou, Axel et Nadir.

A mes chères sœurs : Baya et son mari Amara et ses deux anges Lola et Yacine, Lynda et son mari Kamel et ses deux anges Islem et Massi, Tassadit et notre plus belle rose de la maison Kahina.

A la mémoire de mon cher Nadir que Dieu l'accueil dans son vaste paradis.

A mes amis (e) : mes adorables Liza et Imane, Messouda, Katia, Cilia, Fahima, Racha,Malika , Farida, Rahima et Nadjet.

A mon binôme et mon amie Kahina qui m'as accompagnée tout au long de ce travail merci pour ta patience et ta compréhension ainsi que toute sa famille.

Hayet

Dédicace

Je garde la place la plus chère dans mon cœur pour mon père et ma mère (que dieu ait leurs âmes).

A ma grand-mère sans qui je n'aurais jamais pu en arriver là merci pour ton soutien et ta présence au long de mes années d'études.

A mon âme sœur Ghania au quelle je serais reconnaissante toute ma vie pour m'avoir soutenu dans mes études et dans tous mes projets personnelles ou professionnelles

A ma petite sœur adorable Djoudjou.

A mon cher petit frère Dany qui était toujours la à mes coté, merci pour ton appui et ton encouragement.

A mes chèrs frères : Nordine et sa femme Fatiha et ses deux anges Rayen et Fahima, Mouhend et sa femme Bahia.

A mon oncle Djamel et sa femme Hemmama qui m'en toujours aidé dans toutes les situations aux quelles j'étais confrontée ainsi qu'a leurs enfants.

A mes amis (e): Messouda, Liza, Imane, Kahina, Katia, Cilia, Fatim, Malika ,Nadjet, Racha, Lila et Mariama.

A mon binôme et mon amie Hayet qui m'as accompagnée tout au long de ce travail merci pour ta patience et ta compréhension ainsi que toute sa famille.

Kahina

Sommaire

Introduction générale…….. 1

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage..... 3

Chapitre II: Pré -dimensionnement des éléments 14

Chapitre III: calcule des éléments secondaires ……

III.1.Acrotère 30
III.2.Plancher 40
III.3.Escalier 59
III.4.Poutre palière…… 91
III.5.porte-à-faux…… 101
III.6.Salle machine……107

Chapitre IV: Modélisation et vérification du RPA…….. 119

Chapitre V: Ferraillage des poteaux ……..……..... 137

Chapitre VI: Ferraillage des poutres …….. 153

Chapitre VII : Ferraillage des voiles …….. 172

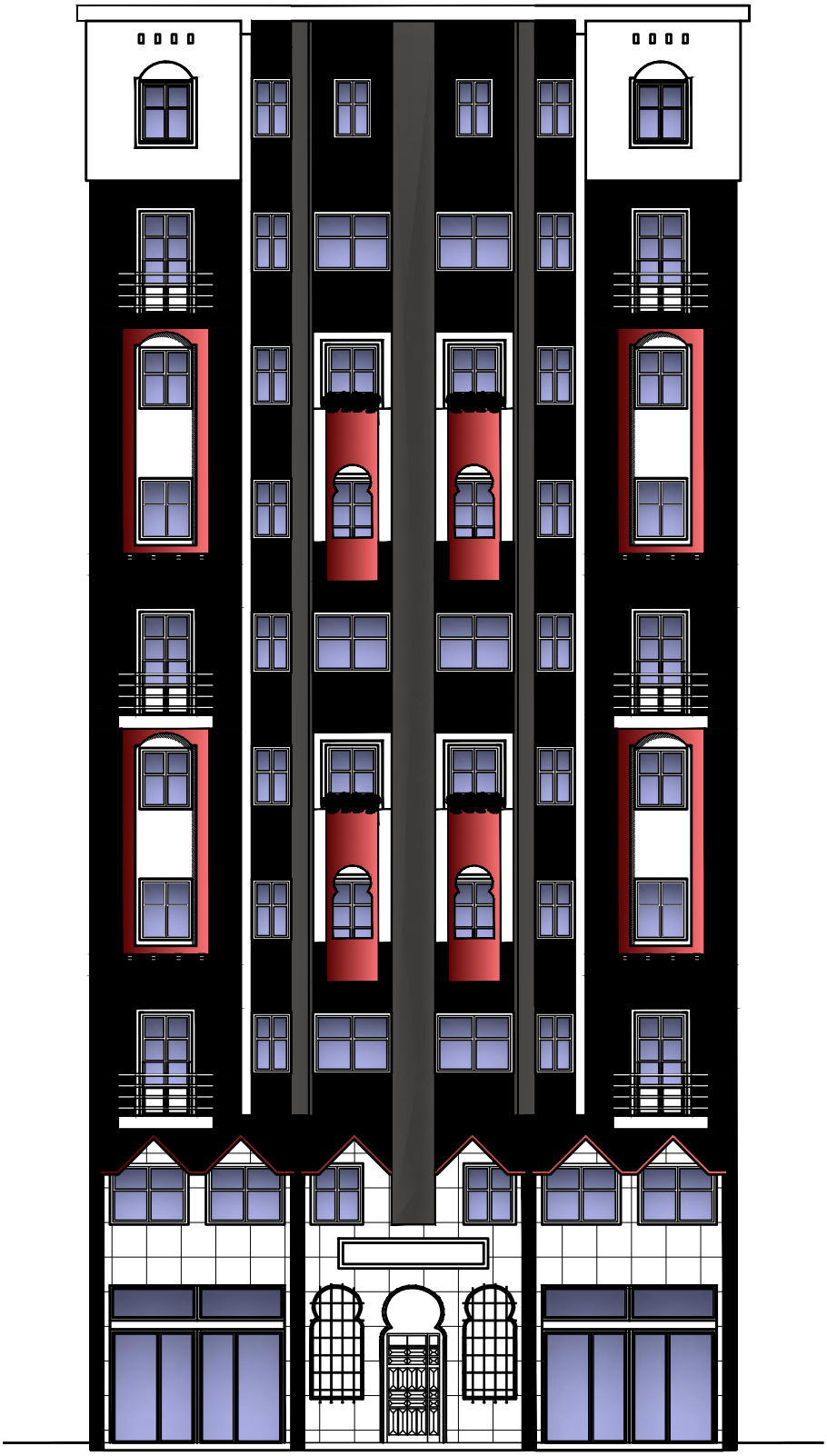
Chapitre VIII : Voile périphérique …… 190

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure ……... 202

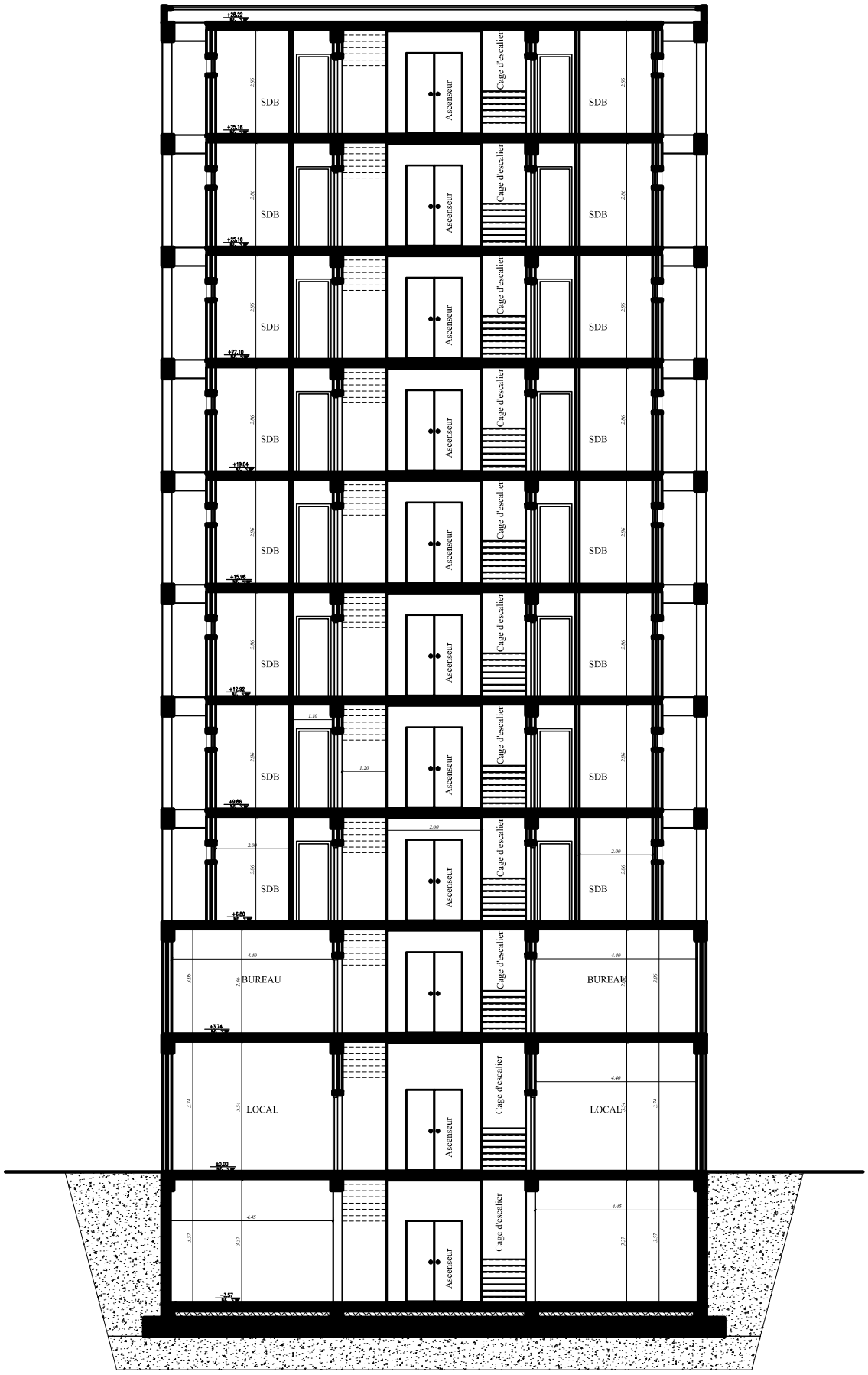
Pans d'exécution

Conclusion

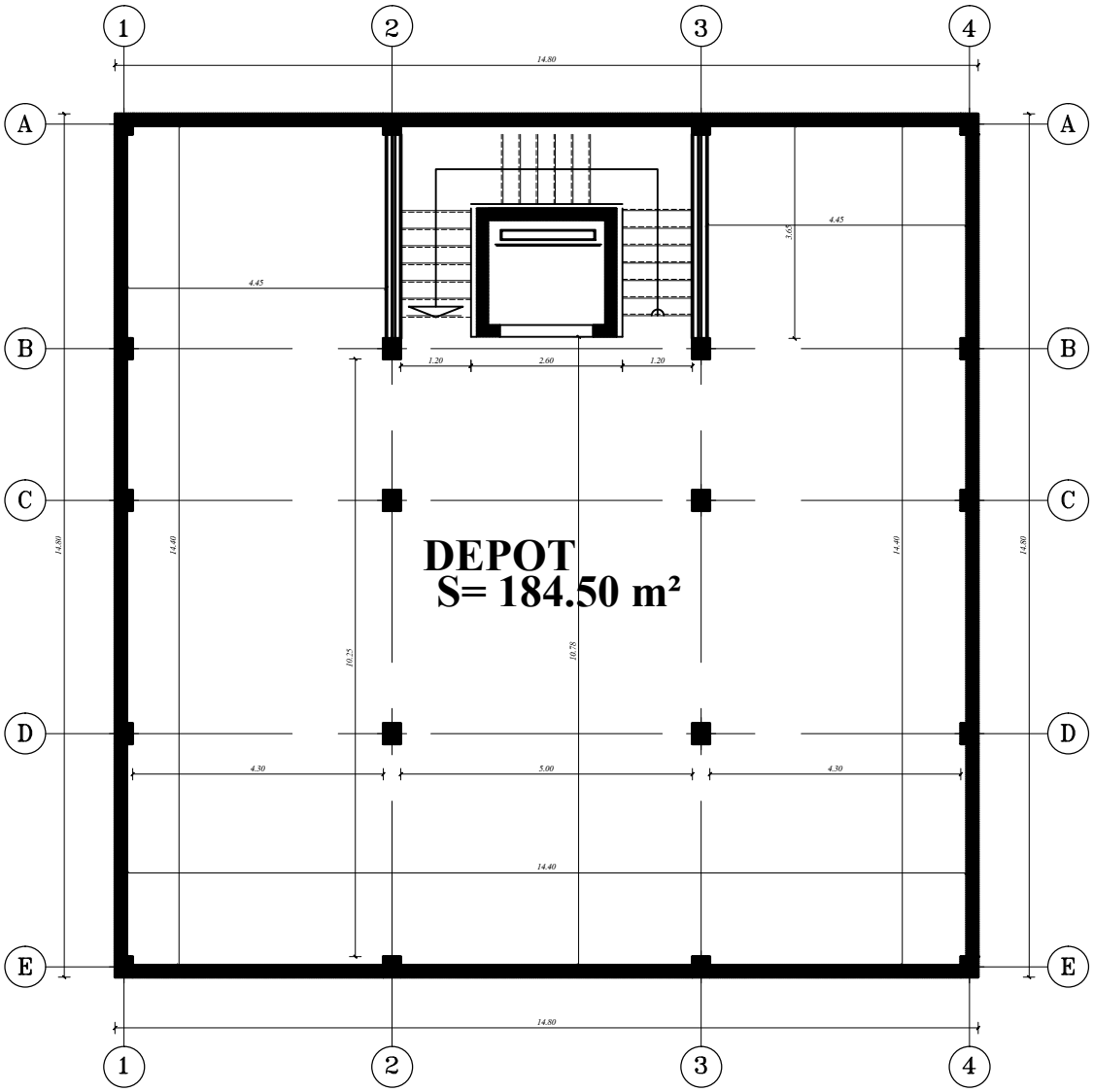
Bibliographie



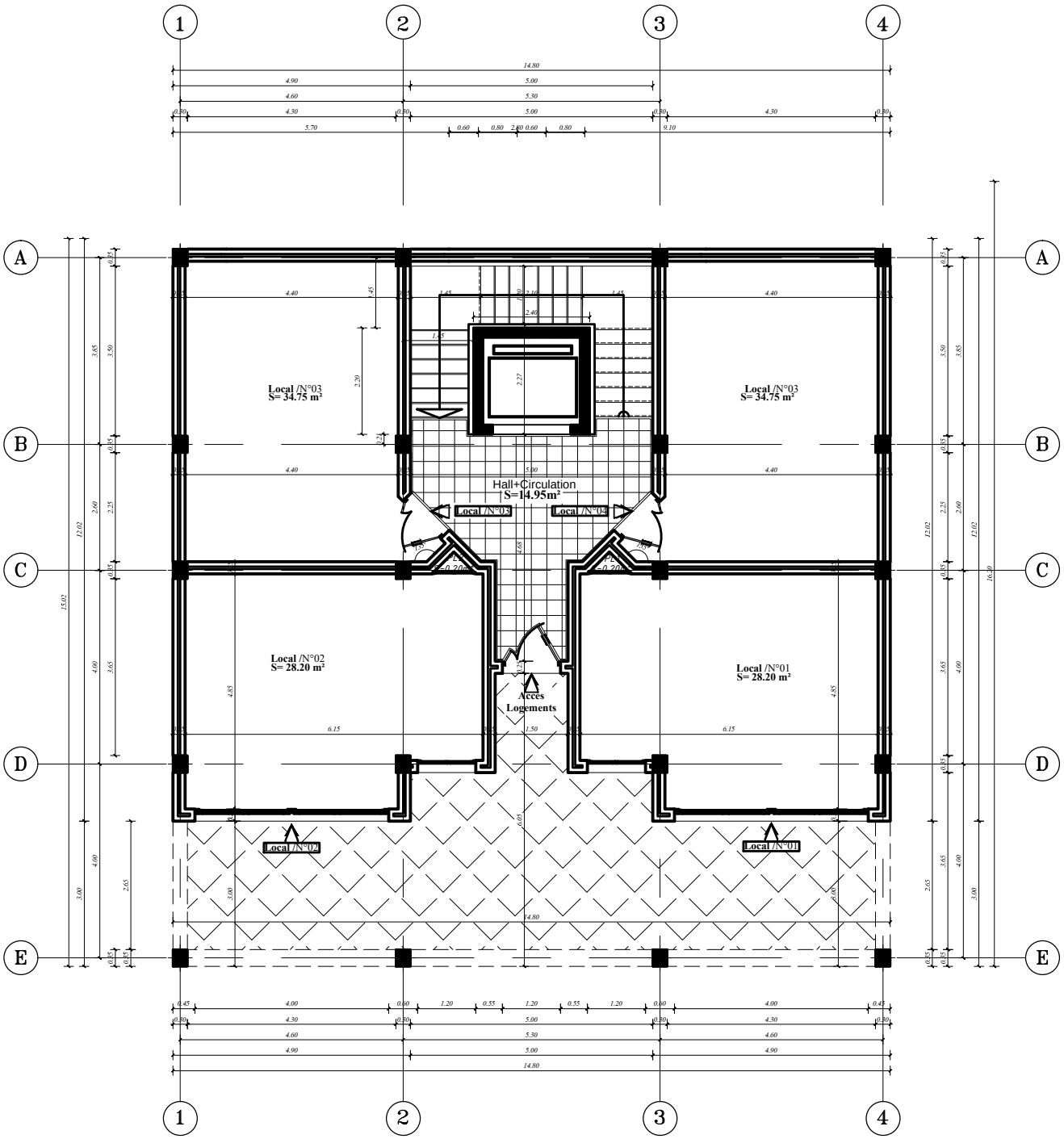
FAÇADE PRINCIPALE



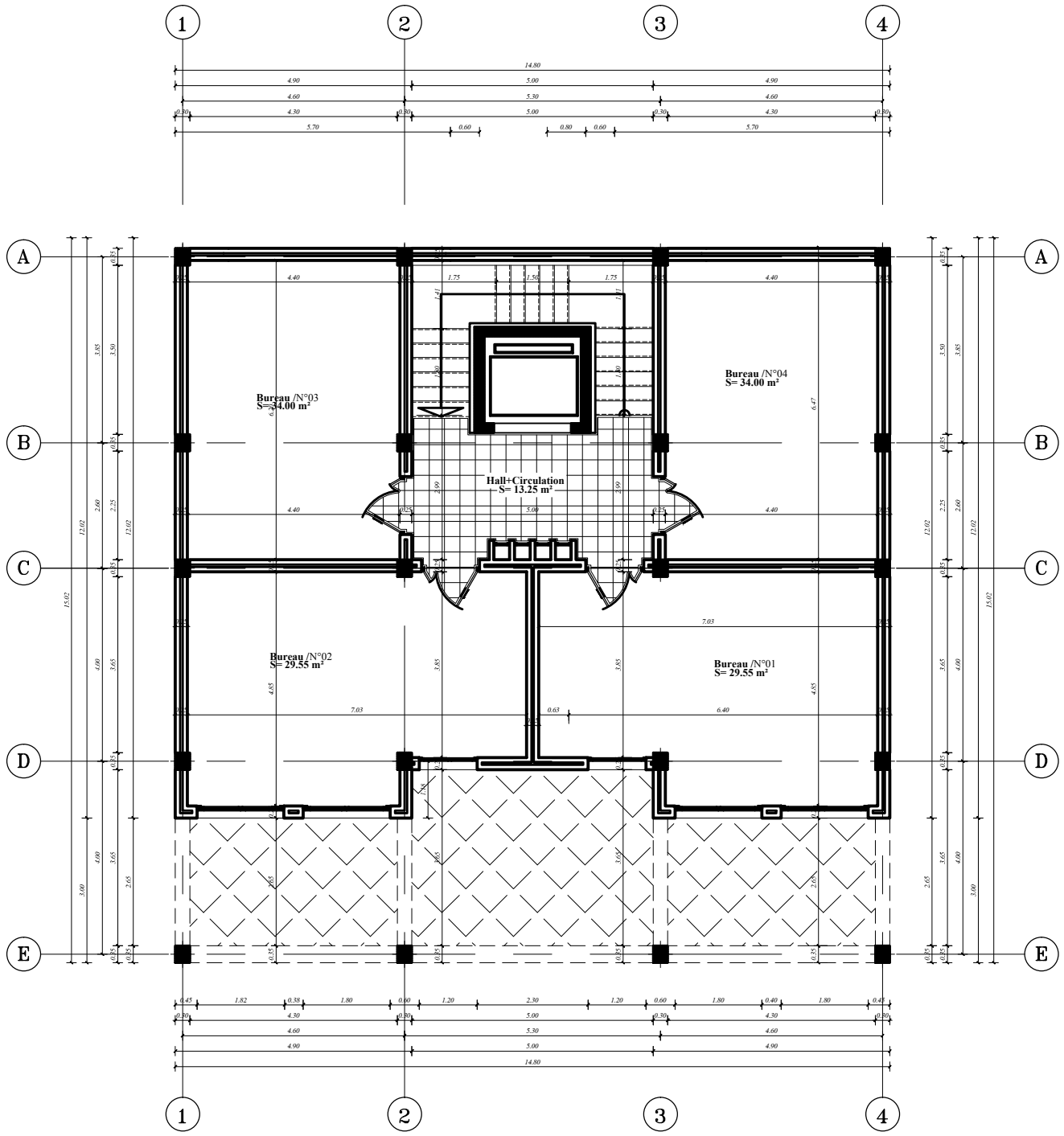
COUPE TRANSVERSALE A-A



PLAN SOUS SOL NIV -3.57

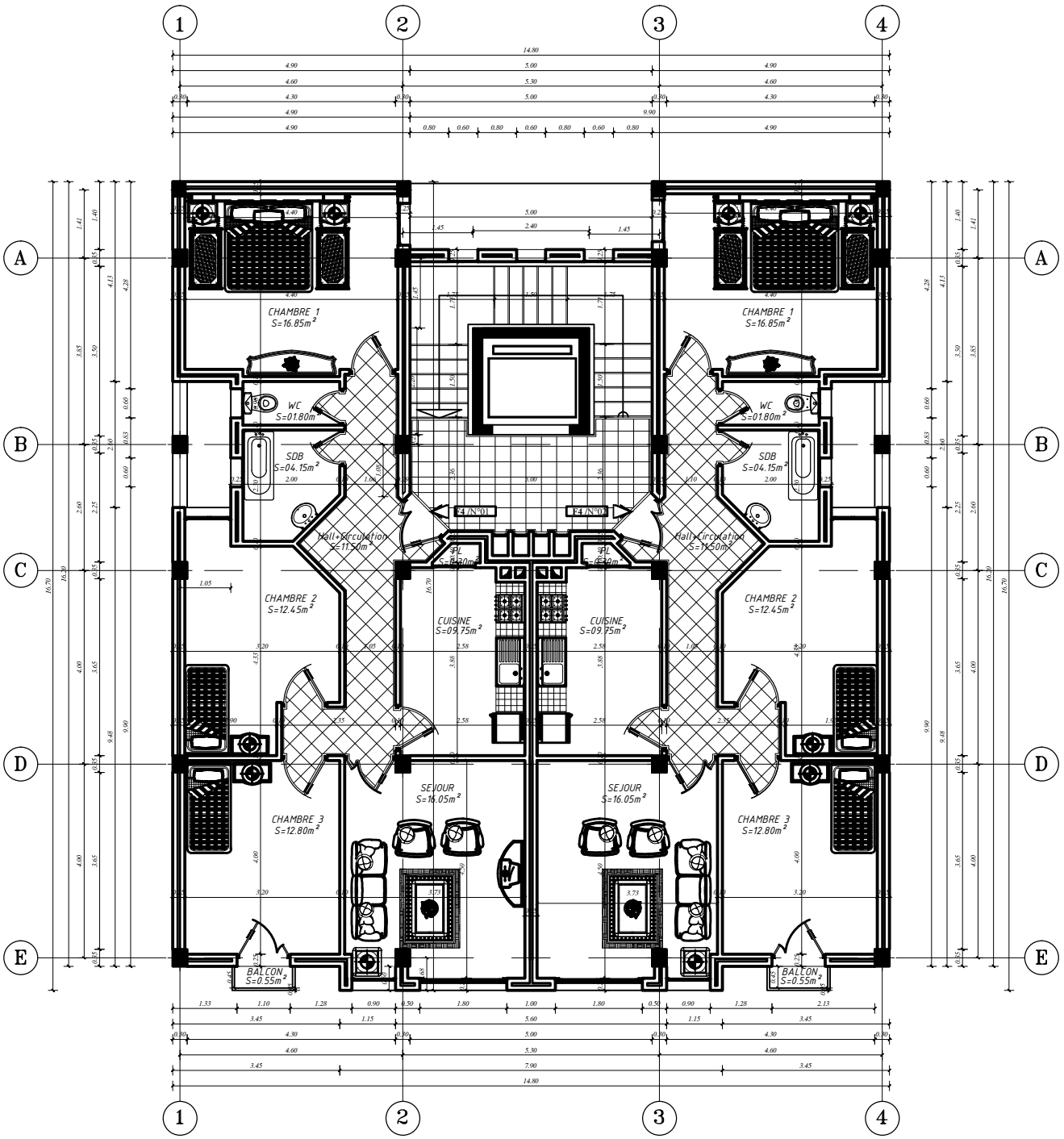


PLAN RDC NIV 0.00

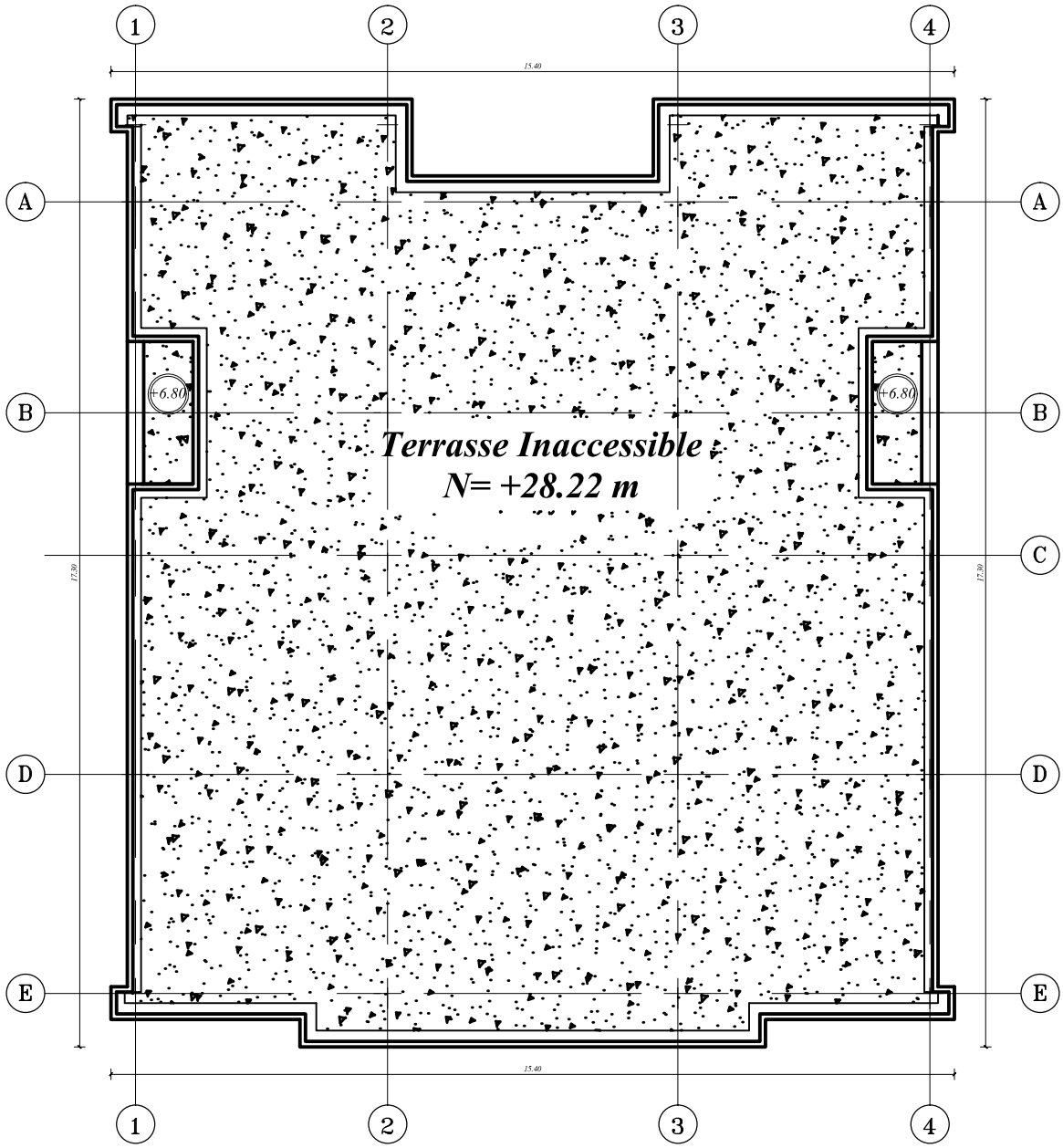


PLAN ETAGE SERVICES

NIV +3.74



PLAN ETAGE COURANT



PLAN DE TOITURE

chapitre I :
Presentation de l'ouvrage

L'ingénierie en génie civil est un ensemble d'activité qui contribue au développement des pays en édifiant des infrastructures et des superstructures selon les règles d'art.

Dans l'état actuel des choses, il est question de prévoir les modes de déformation des structures sous l'effet des secousses et de maitriser l'importance de ces déformations et contraintes sur l'ensemble de la structure porteuse et sur chacun des éléments qui la compose, puis, la résistance des matériaux utilisés, leur mise en œuvre et leurs caractéristiques diverses définies par l'ingénieur, doivent permettre à la construction de répondre aux sollicitations d'origine sismique.

L'analyse approfondie des ouvrages soumis aux intempéries et les phénomènes naturels renvoie l'ingénieur souvent aux mêmes causes principales, qui sont les mauvaises dispositions constructives ou les malfaçons d'exécution anarchique.

L'Algérie présente une sensibilité élevée au séisme. L'implantation d'un ouvrage quelconque nécessite de prendre en compte plusieurs paramètres (degré de séismicité, qualité du sol, forme de la structure, type de contreventement à choisir…)

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciel de calcul. La bonne utilisation de ces logiciels nous donne des résultats rapides et précis.

Notre projet de fin d'étude consiste en l'étude d'un bâtiment (RDC+9 ETAGES COURANT +SOUS-SOL) à usage d'habitation et commercial.

Notre travaille se subdivisera en trois parties principales :

Dans la première partie, nous présenterons d'abords l'ouvrage, ses constituants et les matériaux de construction. Puis, nous procéderons au pré-dimensionnement des éléments.

Enfin, nous calculerons les ferraillages des éléments secondaires (acrotère, escalier…etc.)

La deuxième partie aura pour objectif la détermination des ferraillages des éléments principaux. Pour y arriver, nous effectuerons d'abords une analyse dynamique en réalisant un modèle 3D à l'aide d'un logiciel du calcul (ETABS), qui nous permettra d'avoir les résultats suivants :

- Les caractéristiques vibratoires (périodes propres et modes propres) de la structure.
- Les sollicitations dans les éléments structuraux, poutres, poteaux et voiles.

Enfin dans la troisième et dernière partie, nous aborderons l'étude des fondations, **pour finir avec une conclusion générales.**

Introduction :

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage à savoir les caractéristiques géométriques (longueur, largeur, hauteur), ainsi bien ses éléments constitutifs (élément structuraux et non structuraux) et les caractéristiques des matériaux utilisés.

I-1- Présentation de l'ouvrage :

Afin de mettre en pratique toutes les connaissances acquises durant notre cursus nous avons choisi d'étudier et de calculer les éléments résistants d'un bâtiment (R+8+étage de service+Sous-sol) à ossature en portiques et voiles, à usage d'habitation et commercial. Cet ouvrage est implanté à Tizi Ouzou, classé selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/version 2003) comme étant une zone de sismicité moyenne (zone IIa).

Le bâtiment est composé de :

- sous- sol (dépôt)
- RDC a usage commercial.
- Etage de service usage bureaux.
- Huit étages à usage d'habitation.
- Une cage d'escalier.
- Une cage d'ascenseur.

Nos calculs respecteront les règlements en vigueurs :

- Règles parasismiques algériennes (RPA99/version 2003) ;
- Règles de conception et de calcul aux états limites des structures en béton armé (BAEL91/modifiées.99) .
- Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2): charges permanentes et charges d'exploitation ;
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).

I-1-1- Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Notre bâtiment a pour dimensions :

- En plan :
  - Longueur totale L =16.70 m
  - Largeur totale l = 14.80 m

- En élévation :
  - Hauteur totale (sans acrotère): H_T = 31.28 m
  - Hauteur du sous-sol: H_{ss}= 3.57m
  - Hauteur du RDC: H_{RDC}= 3.74 m
  - Hauteur de l'étage de service: H_s = 3.06m
  - Hauteur de l'étage courant: H_c = 3.06m
  - Hauteur de l'acrotère: H_A= 0.7m

I-1-2. Eléments de l'ouvrage :

a) Superstructure :

C'est la partie de la construction au dessus du sol, elle contient plusieurs éléments qui sont :

- **L'ossature**:

Ce bâtiment est en ossature mixte, composé de portique qui sont destinés à reprendre les charges et les surcharges verticales, et un ensemble de voiles disposés dans les deux sens longitudinaux et transversaux formant ainsi un système de contreventement rigide assurant la stabilité de l'ouvrage.

- **Planchers :**

Les planchers sont des aires planes limitant les étages d'un bâtiment et supportant les revêtements et les surcharges.ils assurent deux fonctions principales :

- **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**

Les planchers permettent d'isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Dans notre bâtiment nous avons deux types de planchers :

- ✓ Plancher en corps creux qui est porté par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutre) et en suite aux éléments verticaux (poteaux).
- ✓ Plancher en dalle pleine coulé sur place en béton armé posé directement sur les poteaux.

- **Maçonnerie :**

Elle est réalisée selon deux types:

- ✓ Murs extérieurs réalisés en double cloisons de briques creuses de 10*cm* d'épaisseur séparées d'une lame d'air de 5*cm* d'épaisseur.
- ✓ Murs intérieurs réalisés en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

- **Balcon :**

Ce sont des aires consolidés au niveau de chaque plancher, peuvent être réalisés en dalle plaine ou bien en corps creux.

- **Escaliers**:

Se sont les éléments qui assurent l'accès d'un niveau à un autre, le bâtiment est muni d'une cage d'escaliers réalisée en béton armé coulé sur place.
Dans notre cas, la cage d'escalier comporte trois volées du sous sol au dernier niveau.

- **Cage d'ascenseur** : Notre structure est munie d'une cage d'ascenseur qui sera réalisée en voile.
- **Les revêtements :**
  - ✓ Enduits ciment pour les murs de façade et les cages d'escaliers, et les salles d'eaux.
  - ✓ Plâtre pour les cloisons et les plafonds.
  - ✓ Carrelage pour les sols et en plus de céramique pour les salles d'eaux.
- **Terrasse inaccessible** :

Notre bâtiment sera doté d'une terrasse inaccessible sauf pour entretien réalisé en corps creux et d'une dalle de compression.

- **Acrotère** :

La terrasse sera entourée d'un acrotère de 0.70m de hauteur, réalisé en béton armé coulée sur place, elle joue un rôle de sécurité et de garde du corps.

b) L'infrastructure :

Est un ensemble d'élément structuraux interconnectés qui fournissent le cadre pour supporter les totalités de la structure et constituée de :

- **Fondations :**

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure. Elle constitue la partie essentielle de l'ouvrage puisque sa bonne conception découle une bonne tenue de l'ensemble, ces principaux rôles peuvent être décris comme suit :

- Reprendre les charges et surcharges de la structure.
- Transmettre les efforts du sol (la descente des forces).

- Assurer la stabilité sans tassement ni glissement.
- Etre un organe de liaison entre la structure et le terrain.

Le choix du type des fondations dépend de la nature du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage, il passe par un compromis entre la technique et l'économie, il faut rechercher la sécurité nécessaire pour un cout minimum.

- **Voile:**

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés 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 des chargements horizontaux.

I-2. Etude géotechnique du sol :

Les essais réalisés en laboratoire géotechnique ont évalué les résultats suivants :

- ✓ Une contrainte admissible de σ_{sol}= 2 bars
- ✓ Un type du sol de nature : Meuble.

I-3. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

❖ **Béton :**

Le béton est un matériau hétérogène composé de granulats (sable et gravier), d'un liant hydraulique (ciment), d'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants qui modifient les propriétés physique et chimique du mélange. Il est défini de point de vu mécanique par sa résistance qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment, la qualité de l'eau de gâchage et l'âge de béton.

Composition du béton :

- ➢ La quantité de ciment : 350 Kg/m3 de ciment.
- ➢ La quantité de sable : 400L de sable D≤5.
- ➢ La quantité de gravier : 800 L de gravier D ≤ 25mm.
- ➢ La quantité d'eau : 175 litres d'eau.

Le béton est définie du point de vue mécanique par sa :

1. Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours notée fc28.

Elle est déterminer âpres un essai d'écrasement des éprouvettes normalisée (16×32) cm par compression axiale après 28 jours du durcissement. Pour l'étude de ce projet on prend

fc28=25MPa.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge j< 28jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit :

$$f_{cj}=\frac{j}{4.76+0.83j}f_{c28} \qquad f_{c28}\leq 40Mpa$$

$$f_{cj}=\frac{j}{1.40+0.95j}f_{c28} \qquad f_{c28}>40MPa$$

2. Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique de béton à la traction à j jour, noter f_{tj} est donnée conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante :

$$f_{tj}=0.6+0.06\ fc28 \longrightarrow \text{(BAEL91/Art.2.1 .12)}$$

Dans notre cas : fc28=25MPa ⟶ ft28=2.1MPa
Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60MPa$.

3. Etat limite de contrainte de béton :

Tous les calculs qui vont suivre au cours de cette étude seront basés sur la théorie des états limites. Un état limite est un état au- delà duquel une structure ou un de ses éléments constitutifs cesseront de remplir les fonctions pour lesquelles ils ont conçus, on les a classés en état limite ultime (ELU) et état limite de service (ELS).

a. Etat limite ultime (ELU) : (BAEL 91/Art A.4.3, 41)

Qui correspond à la valeur maximale de la capacité portante vis-à-vis de l'équilibre statique de la résistance de la structure ou l'un de ses éléments et de la stabilité de forme.
La valeur de calcul de la résistance à la compression du béton est donnée par :

$$f_{bu}=\frac{0.85xfcj}{\theta x\gamma b} \longrightarrow \textbf{(BAEL 91/Art A.4.3, 41)}$$

$\gamma b = 1.5$ ⟶ Situation courante.
$\gamma b = 1.15$ ⟶ Situation accidentelle.

γb : Coefficient de sécurité du béton
θ: Coefficient de durer d'application des actions considérées.
$\theta = 1$: si la durer d'application est supérieur à 24h.
$\theta = 0.9$: si la durer d'application est entre 1h et 24h.
$\theta = 0.85$: si la durer d'application est inférieur à 1h.

- Pour $\gamma b = 1.5$ et $\theta = 1$ nous aurons fbu =14.2 MPa.
- Pour $\gamma b = 1.15$ et $\theta = 1$ nous aurons fbu = 18.48 MPa.

La relation contraintes-déformation est illustrée dans la figure suivante :

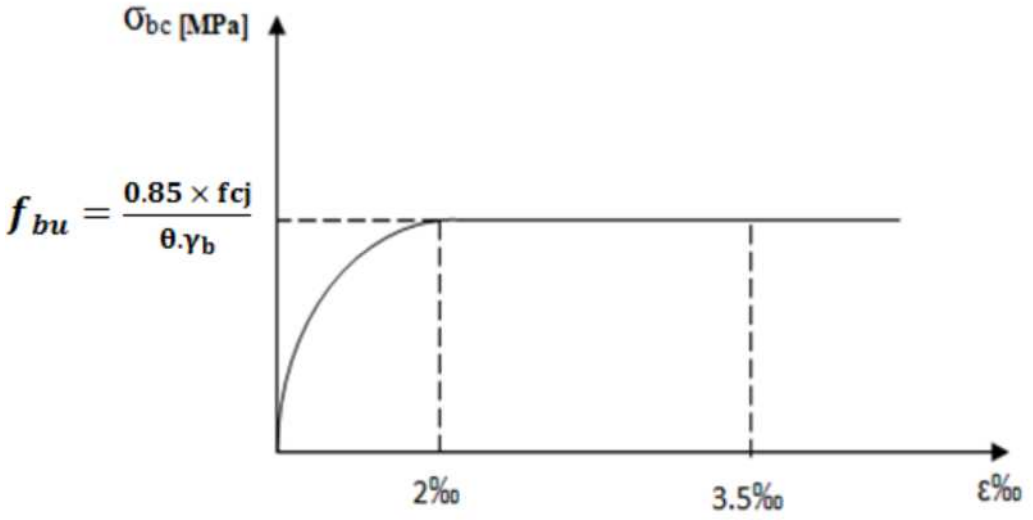


Figure I-1 : **Diagramme des contraintes-déformations à ELU.**

✓ **Interprétation de diagramme :**

Le diagramme est constitué de deux parties :

- La première partie, est une courbe parabolique de déformation relative limitée à 2‰ (état élastique).
- La deuxième partie, est un rectangle (état plastique).

On peut utiliser le diagramme dans les deux cas cité au-dessus et le diagramme nommé ‹parabole rectangle›.

$0 \leq \xi_{bc} \leq 2‰$ $\Longrightarrow$ **$\sigma_{bc} = 0.25\, f_{bc}\, 10^3\, \xi_{bc}\, (4\text{-}10^3\, \xi_{bc})$**

$2‰ \leq \xi_{bc} \leq 3‰$ $\Longrightarrow$ **$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta_\gamma b}\, \xi_{bc} = f_{bc}$**

b. Etat limite de service (ELS) :(BAEL 91/Art4.2)

Ils correspondent aux états au de là duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites.
La contrainte admissible du béton à la compression est donnée par la formule suivante :

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6\, fc28$ [MPa] $\longrightarrow$ (BAEL 91/ Art 4.5.2)
fc28=25MPa $\longrightarrow$ $\bar{\sigma}_{bc} = 15$MPa à l'ELS.

Le béton est considéré comme élastique et linéaire. La relation contrainte-déformation est illustrée sur la figure (I-2).

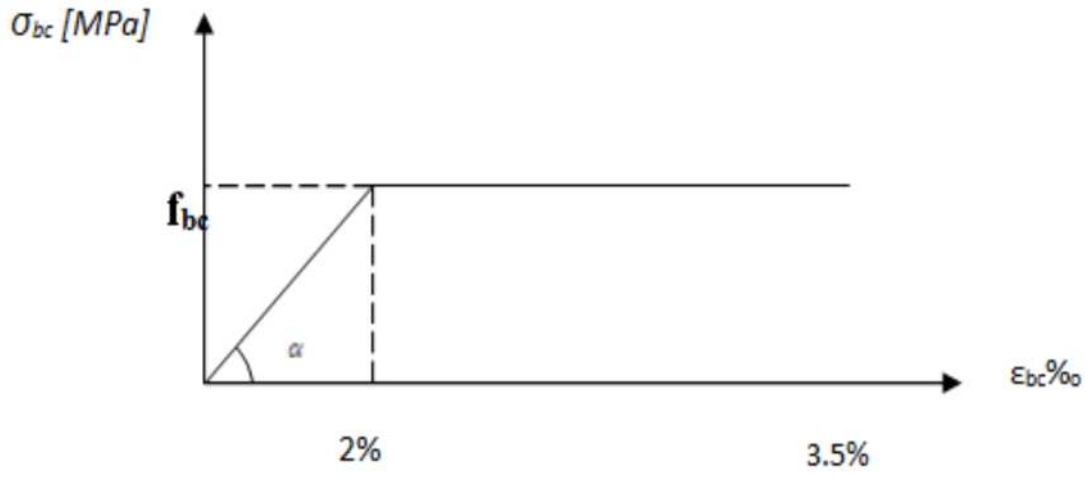


Figure I-2 : Diagramme linéaire contrainte-déformation du béton à L'ELS.

c. <u>Contrainte limite ultime de cisaillement (BAEL 91/Art 5.1, 21)</u>

La contrainte ultime du cisaillement du béton est :

$\bar{\tau}_u = \min\{\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\}$ ⟶ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \min\{\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa\}$ ⟶ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

4. Module de déformation longitudinal du béton :

On distingue deux sortes de modules de déformations longitudinales selon la durée de l'application de la contrainte :

a. <u>Module de déformation longitudinal instantanée du béton :</u>

Il est utilisé pour les calculs sous chargement vertical de durée inférieure à 24 heures.

$E_{ij} = 11000\sqrt[3]{f_{cj}}$ MPa ⟶ (Art A. 2.1.21/ BAEL 91)

fc28 =25 MPa.

Nous avons : E_{i28} = 32164.2 MPa.

b. <u>Module de déformation différée :</u>

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 égale à :

$E_{vj} = 3700\sqrt[3]{f_{cj}}$ MPa ; avec: fc28=25 MPa ⟶ (Art A. 2.1.22/ BAEL 91)

Nous avons : E_{v28} =10818.86 MPa.

c. Module de déformation transversale :

Le module de déformation transversale noté ≪G≫, caractérise la déformation du matériau sous l'effet de l'effort tranchant. Il est donné par la relation suivante :

$G = E/2\ (1+\nu)$ [MPa]

Avec :

E : Module de Young.

ν : Coefficient de poisson : il est définit par le rapport entre la déformation relative transversale (Δd /d)et la déformation longitudinale (ΔL/L) est égale à :

- υ =0 (à l'ELU) pour le calcul des déformations en considérant le béton fissuré.
- υ =0,2 (à l'ELS) pour le calcul en considérant le béton non fissuré

❖ Aciers :

L'acier est un matériau qui présente une très bonne résistance à la traction et à la compression, elles sont associées au béton pour équilibrer les efforts de traction auxquelles le béton ne résiste pas.

Elles se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface, et dans notre projet, nous aurons à utiliser les deux types d'armatures suivant :

- Les aciers à haute adhérence (FeE400.FeE500) correspondant à des états limite d'élasticité garantie de 400MPa et de 500MPa, respectivement.
- Treillis soudé du type 520, avec une limite d'élasticité garantie de 520MPa.

Nous définissons les aciers par :

1. Module d'élasticité longitudinal :

À l'ELS, nous supposons que les aciers travaillent dans le même Domaine élastique. Tous les types d'aciers ont le même comportement élastique donc le même module de Young :

$Es = 2.10^5 MPa \longrightarrow$ (Article : A.2.2, 1 /BAEL91 modifier 99).

2. Contrainte limite ultime des aciers :

La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée par le BAEL91/Art4.3.2)

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

- $\overline{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible d'élasticité de l'acier.
- f_e : La contrainte pour laquelle le retour élastique donne une déformation résiduelle de 2‰ (limite élastique garantie).

- γs : coefficient de sécurité avec : $\begin{cases} \gamma s=1.15 \longrightarrow & \text{situation courante} \\ \gamma s=1.00 \longrightarrow & \text{situation accidentelles} \end{cases}$

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
fe = 400MPa	$\bar{\sigma}_{st}$ = 348 MPa	$\bar{\sigma}_{st}$ = 400 MPa
fe = 500MPa	$\bar{\sigma}_{st}$ = 435 MPa	$\bar{\sigma}_{st}$ = 500 MPa

Tableau I-1 : Limites d'élasticité des aciers utilisés

3. Contrainte limite ultime du service des aciers (ELS) :

Afin de réduire les risques de fissuration et éviter la corrosion des armatures, on doit limiter les contraintes dans les armatures tendue sous l'action des sollicitations de service .D'après les règles de (BAEL 91)on distingue trois cas de fissures :

a. Fissuration peu nuisible :

Aucune vérification n'est nécessaire car la contrainte n'est soumise à aucune limitation.

$$\bar{\sigma}_{st} = fe \longrightarrow \quad \text{(BAEL91/Art4.5, 32)}$$

b. Fissuration préjudiciable :

Lorsque les éléments sont exposés aux intempéries il ya risque d'infiltration, donc la contrainte est limitée comme suite :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right\} \longrightarrow \quad \text{(BAEL91/Art4.5, 33)}$$

c. Fissuration très préjudiciable :

Cas des éléments exposé à un milieu agressif (eau de mer). Donc la contrainte est limitée comme suite :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{1}{2} f_e; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right\} \longrightarrow \quad \text{(BAEL91/Art4.5, 34)}$$

Avec η: Coefficient de fissuration

$\left.\begin{array}{l} \eta=1 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{pour RL.} \\ \eta=1.6 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{pour les HA dont } \phi \geq 6mm \\ \eta=1.3 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{pour les HA dont } \phi < 6mm \end{array}\right\}$ (BAEL91/Art7.2.1)

d. Diagramme contrainte- déformation : (BAEL91/Art 2.2.2) :

Le diagramme contrainte-déformation est illustré dans la figure (I-3).

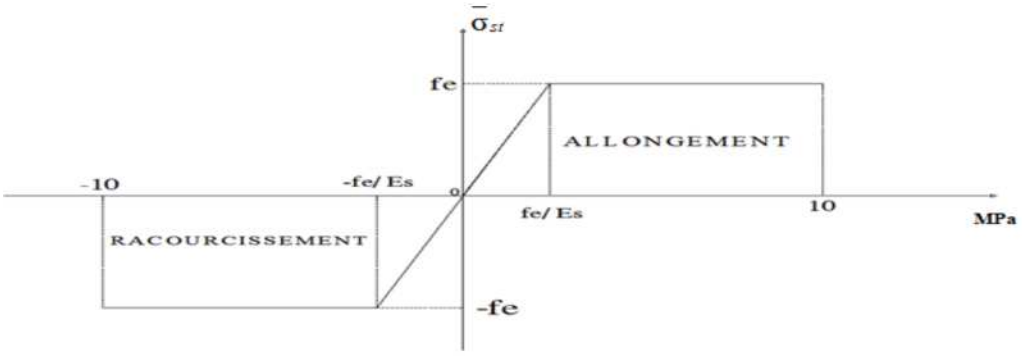


Figure I-3 : Diagramme contrainte-déformation des aciers à L'ELS.

4. **Protection des armatures :** (BAEL 91/Art 7.1).

Afin d'éviter les problèmes de corrosion des armatures, il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisantes qui dépend des conditions d'exploitation de l'ouvrage, nous devons donc respecter les prescriptions suivantes :

- 5 cm pour les ouvrages exposé à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposé à des atmosphères très agressives.
- 3 cm pour des parois soumises à des actions agressives, des intempéries ou à des condensations.
- 1 cm pour les parois situées dans des locaux couverts et clos et qui ne seraient pas exposées aux condensations.

❖ **Conclusion :**

Dans ce premier chapitre, nous avons essayé de définir tous les éléments que contiennent notre structure, et les caractéristiques mécaniques et massiques des matériaux que nous allons utilisés lors de la construction, en respectant les règles du BAEL91/modifiées 99, et les règles parasismique Algérien RPA 99/version 2003.

Chapitre II :
Pré-dimensionnement des éléments

Introduction

Après avoir déterminé les caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux constituants, nous passons au pré-dimensionnement des éléments qui a pour but de définir des sections des différents éléments résistants (planchers, poutres, voiles et poteaux), pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un surplus d'acier et de béton.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérification.

II-1- Pré-dimensionnement des Les planchers :

II-1-1. Planchers à corps creux :

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

L'épaisseur du plancher sera déterminée par la formule suivante :

$$ht \geq \frac{Lmax}{22.5} \longrightarrow$$ Selon le BAEL 91/Art B.6.8.424

Avec:

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

Remarque :

pour le pré dimensionnement des poteaux on se référera dans un premier temps au RPA 99 version 2003, Zone II, la section minimale des poteaux doit être supérieure ou égale à **(25x25) cm²**.

Dans notre cas : L=400-25=375 cm.

Nous aurons donc :

$$ht = \frac{375}{22.5} = 16.66\ cm \longrightarrow$$ **ht** = 20 cm.

On prendra une épaisseur de (16+4) $\Longmapsto$ $\mathbf{h_t}$**=20cm**

Nous adopterons donc un plancher de 20 cm d'épaisseur, composé d'un corps creux de 16 cm et d'une dalle de compression de 4 cm.

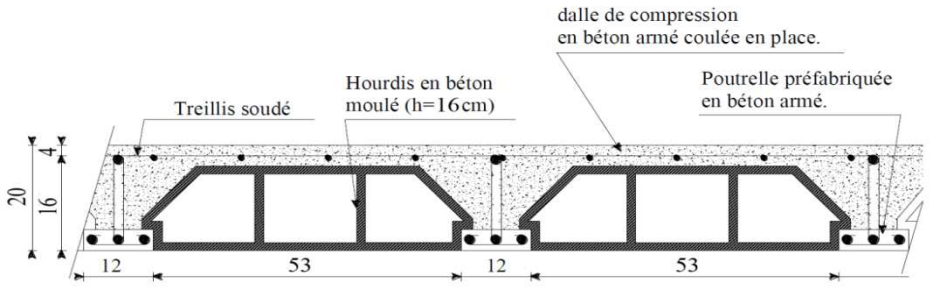


Fig. II.1 : Plancher à corps creux 16+4

II.1.2.plancher en dalle pleine:

1-Dalle pleine pour les portes à faux et les balcons :

L'épaisseur de la dalle pour les portes à faux et compris les balcons est donnée par la formule suivante:

$$e \geq L_0 / 10$$

L_0=1.30m : portée libre du porte à faux.

e: épaisseur de la dalle.

$e \geq 130 / 10 \rightarrow e \geq 13cm.$

On adoptera une épaisseur de **15cm**

2-Dalle pleine pour le hall d'ascenseur :

C'est une dalle pleine en béton armé qui repose sur quatre appuis, avec les dimensions suivantes:

Hall: Lx= 1.20 m Ly=1.40 m

L'épaisseur à adopter sera plus grande que les deux suivantes :

- **La condition de résistance :**

Dalle reposant sur trois appuis ou plus :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.20}{1.40} = 0.86 > 0,4.$$

$0,4 \leq \rho = 0.86 \leq 1$

Donc le panneau travaille suivant les deux directions.

- $\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$
- $\frac{120}{50} \leq e \leq \frac{120}{40}$

$\Rightarrow 2.4cm \leq e \leq 3cm$

➢ **Condition de résistance au feu :**

Pour deux heures d'exposition au feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être égale à **11cm**.

On adoptera : **e =15cm**.

II-3. Pré-dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé coulés sur place, leur rôle est de transférer les charges et les surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Le dimensionnement de la section rectangulaire doit satisfaire les conditions suivantes :

- ✓ Hauteur : $\frac{L}{20} \leq h_t \leq \frac{L}{15}$
- ✓ Largeur : $0{,}4h_t \leq b \leq 0{,}7h_t$

Avec :

h : hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

L : Portée maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré.

1- Poutres principales (PP) (sens longitudinal) :

Lmax= 530-25=505 cm

$33.66 \leq h \leq 50.5 \longrightarrow$ nous prendrons : h= 45cm

$20 \leq b \leq 35 \longrightarrow$ nous prendrons : b= 30cm

2- Poutres secondaires (PS) (sens transversal) :

Lmax = 400-25=375 cm.

$25 \leq h \leq 37.5 \longrightarrow$ nous prendrons : h=30 cm.

$14 \leq b \leq 24.5 \longrightarrow$ nous prendrons : b= 25 cm.

On résume :

- Poutres principales : (30 X 45) cm^2.
- Poutres secondaires : (25 X 30) cm^2.

3- Vérification des conditions exigées par le RPA :

D'après les conditions du RPA99 modifié 2003(article 7.5.1) relative au coffrage des poutres :

Les dimensions des poutres doivent respecter les conditions ci-après : $\begin{cases} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
h ≥ 30cm	45cm	30cm	OK
b ≥ 20cm	30 cm	25cm	OK
h/b≤4	1.5	1.4	OK

Tableau II-1 : Vérification des conditions exigées par le RPA

Nous adopterons donc les sections suivantes :

- Poutres principales (35 × 45) cm.
- Poutres secondaires (30 × 35) cm.

II.4. Pré Dimensionnement Des Voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulé sur place qui ont pour fonction principale est d'assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des efforts horizontaux.

Le pré-dimensionnement des voiles se fera conformément à (Article 7.7.1 du RPA99version2003) qui définit ces éléments en satisfaisant la condition suivante :

$$L \geq 4 \ ep$$

Avec : ep épaisseur des voiles.

L : longueur min des voiles.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage **he** et des conditions de rigidité aux extrémités, avec un minimum de 15cm

$$ep \geq \max\left(\frac{he}{25}, \frac{he}{22}, \frac{he}{20} = \frac{he}{20}\right)$$

Dans notre cas : $\mathbf{e_p \geq \frac{he}{20}}$

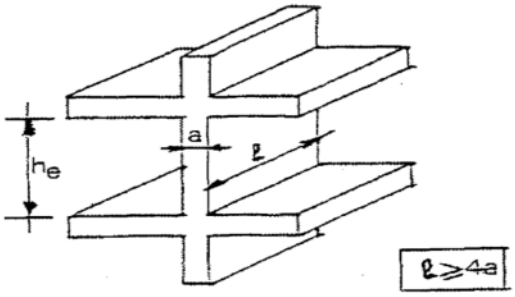


Figure II-2 : a- Coupe du voile en élévation

- **Au niveau du sous sol:**
  - ✓ he = 357-20 = 337cm
  - ✓ $a \geq \frac{he}{20} = \frac{337}{20} = 16.85cm$ → nous optons pour une épaisseur a=20cm.
  - ✓ a_{min} ≥15cm → a=20cm ≥15cm……. (Vérifier).
  - ✓ L ≥ 4a→ L ≥80cm.

Donc on prend une épaisseur constante pour tous les voile a = 20 cm**.**

- **Au niveau de RDC:**
  - ✓ he=374-20=354cm
  - ✓ $a \geq \frac{he}{20} = \frac{354}{20} = 17.7cm$ →on adopte une épaisseur a=20cm.
  - ✓ L ≥ 4a→ L ≥80cm.
- **Etage de service et les différents étages :**
  - ✓ he=306-20=286cm
  - ✓ $\mathbf{a \geq \frac{he}{20}} = \frac{286}{20} = 14.3$cm →on adopte une épaisseur a=20cm.
  - ✓ L ≥ 4a→ L ≥80cm.

II.5. Pré-dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à l'ELS en compression simple, en vérifiant les exigences du RPA99/Art7.4.1) qui sont les suivantes pour les poteaux rectangulaires de zone IIa :

- min (b1, h1) ≥ 25 cm
- min (b1, h1) ≥ he / 20
- 1/4 ≤b1 /h1≤4

On effectuera le calcul pour le poteau le plus sollicité (ayant la plus grande surface d'influence). En supposant que seul le béton reprend la totalité des charges ; la section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$V=\frac{Nd}{Bc x f_{c28}} \leq 0.30 \longrightarrow \text{(RPA99/Art7.4.3.1)}$$

$$\rightarrow Bc \geq \frac{Ns}{0.3 f_{c28}} \quad \text{avec } Ns=G+Q$$

Ns : effort normal revenant au poteau considéré ;

G : charges permanentes ;

Q : surcharges d'exploitations en tenant compte de la régression des surcharges.

Bc : section des poteaux (Bc=S)

Remarque :

En premier lieu, nous considérons pour nos calculs la section des poteaux selon le minimum exigé par le RPA (RPA 99 version 2003/ Art 7.4.1) qui est de (25×25) cm^2.

II.5.1. Détermination des charges et surcharges :

Pour désigner les valeurs des charges permanentes et charges d'exploitations,

on se réfère au document technique réglementaire (DTR B .C.2.2).

❖ **Charges permanentes « G » :**

1) Plancher terrasse :

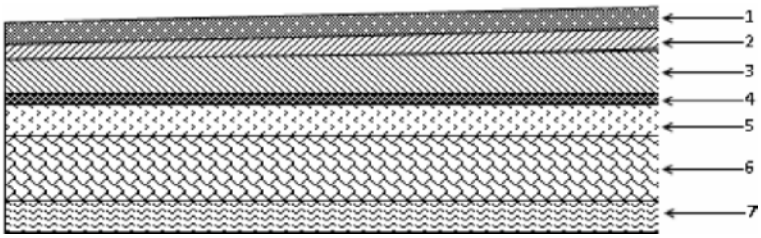


Figure II-3 : Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible.

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	G (kN/m^2)
1	Couche de gravier	0.05	20	1
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente en béton	0.06	22	1.32
4	Feuille de polyane	0.01	1	0.01
5	Isolation thermique	0.04	4	0.16
6	Plancher en corps creux (Hourdis et table de compression)	(16+4) = 0.2	14	2.8
7	Enduit sous plafond en plâtre	0.02	10	0.2
		$G_{tot} = 5.61 kN/m^2$		

Tableau II-2 : caractéristiques des éléments du plancher terrasse inaccessible.

2) plancher d'étage courant:

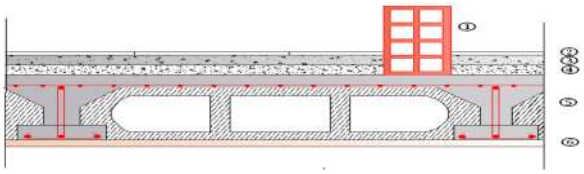


Figure II-4 : Coupe verticale du plancher courant

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	G (kN/m^2)
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0.4
2	Mortier de pose	0,02	20	0.4
3	Couche de sable	0,02	18	0.36
4	Plancher en corps creux (Hourdis et table de compression)	0,20	14	2.8
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0.2
6	Cloison en briques creuses (y compris enduit en plâtre)	0,10 + 0.04	9 + 10	0.90 + 0.40 = 1.30
		$G_{tot} = 5.46 kN/m^2$		

Tableau II-3 : caractéristiques des éléments du plancher d'étage courant.

3) **ports à faux en dalle pleine :**

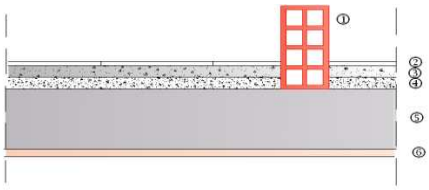


Figure II-5 : Coupe verticale de la dalle pleine

N°	Composition	Epaisseur (m)	$\rho(KN/m^3)$	$G(KN/m^2)$
②	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
③	Mortier de pose	0,02	20	0,4
④	Couche de sable	0,02	18	0,36
⑤	Dalle pleine en béton armé	0,15	25	3.75
⑥	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
				G = 5.11KN/m²

Tableau II-4 : caractéristiques des éléments du plancher en dalle pleine.

4) Maçonnerie :

- Mur extérieur

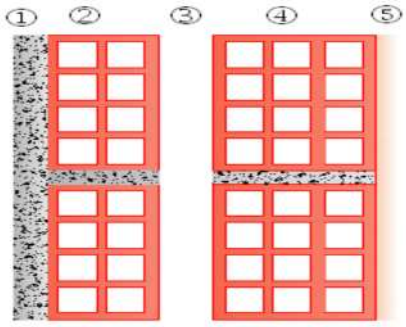


Figure II-6 : Coupe verticale d'un mur extérieur

N°	Composition	Epaisseur (m)	$\rho(KN/m^3)$	$G(KN/m^2)$
1	Enduit au mortier de ciment	0.02	18	0,0.36
2	Cloison en briques creuses (8 trous)	0.1	9	0,90
3	Lame d'air	0.05	-	-
4	Cloison en briques creuses (12 trous)	0.15	8.67	1.3
5	Enduit de plâtre sur la face intérieur	0.02	10	0,20
		$Gme = 2.76\,(kN/m^2)$		

Tableau II-5 : charges revenant aux murs extérieurs.

- Mur intérieur :

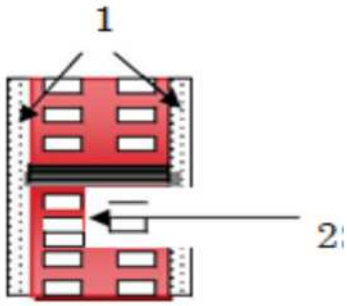


Figure II-7 : Coupe verticale d'un mur intérieur

N°	Composition	Epaisseur (m)	$\rho(KN/m^3)$	$G(KN/m^2)$
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
2	Brique creuse	0.10	9	0.9
1	Enduit en pâtre	0.02	10	0.2
		G_{mi} =1.3kN/m^2		

Tableau II-6 : charges revenant aux murs intérieurs.

5) Acrotère :

La hauteur de l'acrotère est égale à=70cm

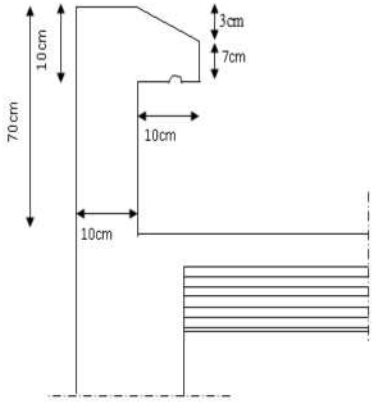


Figure II-9 : Coupe transversale de l'acrotère

La charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit :

$G = \rho \times S \times 1ml$

$S = (0{,}03 \times 0{,}1)/2 + (0{,}07 \times 0{,}1) + (0{,}1 \times 0{,}7) = 0.0785$

$S = 0.0785\ m2$

$G = 25 \times 0.0785 \times 1ml = 1.9625kN/ml$

❖ Surcharges d'exploitation « Q » :

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR B.C. 2.2 dans le tableau suivant :

Q=1.00 KN/ml : Acrotère.

Q=1.00 KN/m2 : terrasse inaccessible.

Q=1.5KN/m^2 : planchers d'étages courant à usage d'habitation.

Q=2.50 KN/m2 : planchers RDC et l'étages bureaux.

Q=3.50 KN/m2 : sous sol (zone de dépôts) .

Q=3.50KN/m2 : balcon.

Q=2.50 KN/m2 : Escalier.

Poids propre des éléments :

- ✓ **Poids du plancher** : P = G × S

  - Plancher terrasse :

  P = 5.61 × 17.62= 98.84kN

  - Plancher étage :

  P = 5.46 × 17.62= 96.20kN

- ✓ **Poids des poutres :**

- Poutres principales :
  Ppp =0.3×0.45×5.05× 25 = 17.04 kN.
- Poutres secondaires :
  Pps =0.3×0.35×3.75× 25 = 9.84 kN.
  D'où le poids total : Ptot = 26.88 Kn

- ✓ **Poids des poteaux :**

- Poteau sous sol :
  Ppot = 0.25×0.25×3.57×25= 5.578KN
- Poteaux RDC
  Ppot =0.25×0.25×3.74 ×25= 5.843KN.
- Poteaux étage de service et étage courant :
  Ppot =0.25×0.25×3.06×25= 4.781KN.

Surcharges d'exploitation :

- ✓ Plancher terrasse :
  → Q0= 1.00 × 17.62= 17.62kN.
- ✓ Plancher RDC
  → Q1= Q2= Q3=……= Q9 = 2.50 × 17.62 = 44.05 kN.
- ✓ Plancher du Sous-sol:
  → Q10 = 3.5 × 17.62= 61.67 kN.

II.6.Loi de dégression des surcharges :

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

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

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Niv	terrasse	9ème	8ème	7ème	6ème	5ème	4ème	3ème	2ème	1ère	RDC	SS
coef	1	1	0,950	0,900	0,850	0,800	0,750	0,714	0,687	0,666	0,665	0,663

Tableau II.7 : Coefficients de dégression de charges

❖ **Surcharges cumulées d'après la loi de dégression des charges:**

Terrasse =Q0 = 17.62KN.

9eme =Q0+Q1=17.62+26.43 = 44.05KN.

8eme=Q0+0.950(Q1+Q2) =17.62+0.95(2×26.43) = 67.41KN

7eme= Q0+0.90 (Q1+Q2+Q3) =17.62+0.90 (3×26.43) =88.98KN

6eme=Q0+0.85 (Q1+Q2+Q3+Q4) =17.62+0.85 (4×26.43) = 107.48KN

5eme=Q0+0.80 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5)=17.62+0.80 (5×26.43) =123.34KN

4ème =Q0+0.75 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6)=17.62+0.75 (6x26.43) =136.55KN

3ème =Q0+0.714(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7)=17.62+0.714(7×26.43) =149.71KN

2ème =Q0+0.687(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8)=17.62+0.687(8×26.43) =162.87KN

1er=Q0+0.666(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+ …...+Q9)=17.62+0.666(9×26.43) =176.04KN

RDC=Q0+0.65 (Q1+Q2+Q3+…+Q9+Q10)=17.62+0.65 (10×26,43+44,05)=211,885KN

sous- sol = Q0+ 0.65 (Q1+……+Q10)=17.62+0.63 (10x26,43+44,05+61,67)=250,74KN

	Plancher	Poutre	Poteau	G_{tot}	G_{Cum}	$Q_{Plancher}$	Q_{Cum}	N=GC+QC	S= N/0.3fc28	$A_{adoptée}$
toiture	98.84	26.88	4.78	130.5	130.5	17.62	17.62	148.12	197.49	/
09	96.20	26.88	4.78	127.86	258.36	26.43	44.05	302.41	403.21	35x35
08	96.20	26.88	4.78	127.86	386.22	26.43	70.48	456.27	608.36	35x35
07	96.20	26.88	4.78	127.86	514.08	26.43	96.91	610.99	814.65	40x40
06	96.20	26.88	4.78	127.86	641.94	26.43	123.34	765.28	1020.37	40x40
05	96.20	26.88	4.78	127.86	769.8	26.43	149.77	919.57	1226.09	40x40
04	96.20	26.88	4.78	127.86	897.66	26.43	176.2	1073.86	1431.81	45x45
03	96.20	26.88	4.78	127.86	1025.52	26.43	202.63	1227.75	1637	45x45
02	96.20	26.88	4.78	127.86	1153.38	26.43	229.06	1382.44	1843.25	45x45
01	96.20	26.88	4.78	127.86	1281.24	26.43	255.49	1536.73	2048.87	50x50
RDC	96.20	26.88	5.84	128.92	1410.16	26.43	281.92	1692.08	2256.10	50x50
SS	96.20	26.88	5.57	128.65	1538.81	44.05	325.97	1864.78	2486.37	50x50

Tableau II.8.récapitulatif de la descente de charge

On adopte pour les poteaux les sections suivantes :

Etages	Section en cm^2
Sous sol, RDC et $1^{èr}$	50x50
$2^{ème}$,$3^{ème}$,$4^{ème}$	45x45
$5^{ème}$,$6^{ème}$, $7^{ème}$	40x40
$8^{ème}$,$9^{ème}$	35x35

II.6.1. Vérification des sections des poteaux :(ART.7.4/RPA99 ver 2003).

1. Poteaux35x35:

- Min (35,35)≥25cm……vérifiée.
- Min (35,35)≥ he /20 =14.3 cm…vérifiée avec (he=2.86m)
- 1/4≤b/h=1≤4…….....vérifiée

2. Poteaux(40,40):

- Min (40, 40) ≥25 cm……....vérifiée
- Min (40,40) ≥he /20=14.3 cm…...vérifiée avec (he=2.86m)
- 1/4≤b/h=1≤4……vérifiée.

3. Poteaux(45,45):

- Min (45,45)≥25 cm……vérifiée
- Min (45,45)≥ he /20=14.3 cm….vérifiée avec (he=2.86m)
- 1/4≤b/h=1≤4……vérifiée

4. Poteaux (50,50):

- Min (50,50)≥25cm……vérifiée
- Min (40x40)≥ he /20=18,7cm…vérifiée avec(he=3,74m)
- 1/4≤b/h=1≤4……vérifiée

Conclusion:

Les conditions du RPA sont vérifiées, toutes les sections sont admissibles.

II.6.2Vérification de la condition de non flambement des poteaux :

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. On doit vérifier la condition de l'élancement suivante :

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

Avec :

λ: Élancement du poteau

Lf : Longueur de flambement → Lf = 0.7 L0

L0=he – hpoutre

i : Rayon de giration → $i = \sqrt{\frac{I}{s}}$

I: Moment d'inertie; $I = \frac{bh3}{12}$

H0 : Hauteur libre du poteau

S : Section transversale du poteau → S = b x h.

L0 : Longueur libre du poteau

Etages	Poteau	L0 (m)	b(m)	$\lambda=2.42L_0/b$	Vérification
SOUS SOL	50x50	3.22	0.50	15.58	✓
RDC	50x50	3.39	0.50	16,41	✓
1ème	50x50	2.71	0.50	13,12	✓
2ème ,3ème ,4ème	45x45	2,71	0.45	14,57	✓
5ème ,6ème ,7ème	40x40	2,71	0,40	16,39	✓
8ème ,9ème	35x35	2.71	0.35	18,74	✓

Tableau II-9 : Vérification au flambement

.

Conclusion :

Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.

INTRODUCTION :

Les éléments non structuraux n'apportent pas de contribution significative à la Résistance aux actions sismiques de l'ensemble, contrairement aux poteaux, Poutres et voiles ; donc nous pourrons les calculer séparément sous l'effet des Charges qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément aux règlements BAEL 91 modifiée 99 et le RPA99 version 2003

III.1.Acrotère :

III.1.1.Définition et rôle de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment conçu pour Assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et protéger le Gravier contre la poussée du vent. La forme de pente de l'acrotère sert de protection contre l'infiltration des eaux pluviales. L'acrotère est réalisé en béton armé assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à son poids propre **G** donnant un effort normal **N** et une charge d'exploitation horizontale (**Q**= 1[kN/ml]) non pondérée due à l'application de la main courante (échelle des pompiers …etc.) qui engendre un moment de flexion (**M**) dans la section d'encastrement.

Donc le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée à **L'ELU** et à **L'ELS** pour une bande de 1 [m] de largeur.

III.1.2.Caractéristiques géométriques de l'acrotère :

La hauteur : h = 70cm ; L'épaisseur : h0 = 10 cm
L'enrobage : c = c' = 3 cm ; La surface : 0.0785 m²

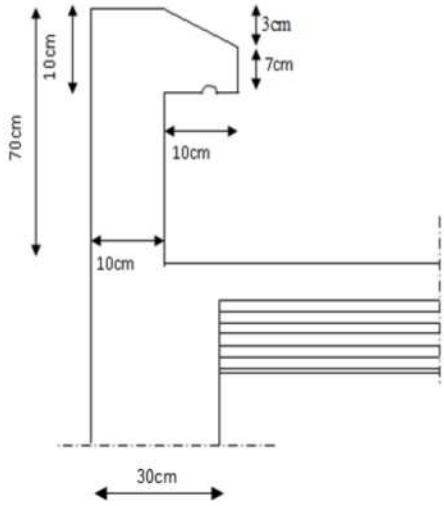


Figure III1.1.1 : Schéma statique

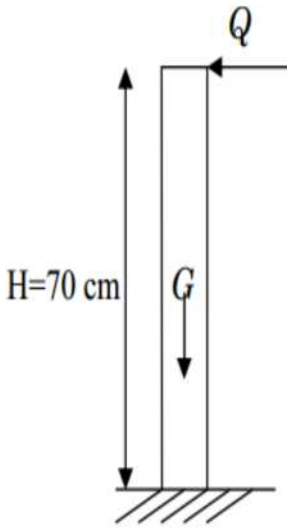


Figure III.1.2: Coupe transversale de l'acrotère

III.1.3.Calcul des sollicitations :

1) Chargement :

Poids propre de l'acrotère : $G = \rho_{beton} \times Sacr$

ρ : Masse volumique du béton

S : Section longitudinale de l'acrotère

$S = (0{,}03 \times 0{,}1)/2 + (0{,}07 \times 0{,}1) + (0{,}1 \times 0{,}7) = 0.0785$

$S = 0.0785\ m^2$

$G = 25 \times 0.0785 \times 1ml = 1.9625kN/ml$

Surcharge d'exploitation horizontale : **Q = 1 kN/ml.**

2) Calcul des sollicitations :

- Effort normal du au poids propre : $N = G \times 1 = 1.96$ kN
- Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1$ kN
- Moment de renversement M du à Q : $M = Q \times H \times 1 = 1 \times 0.7 \times 1 = 0.7$ kN.m

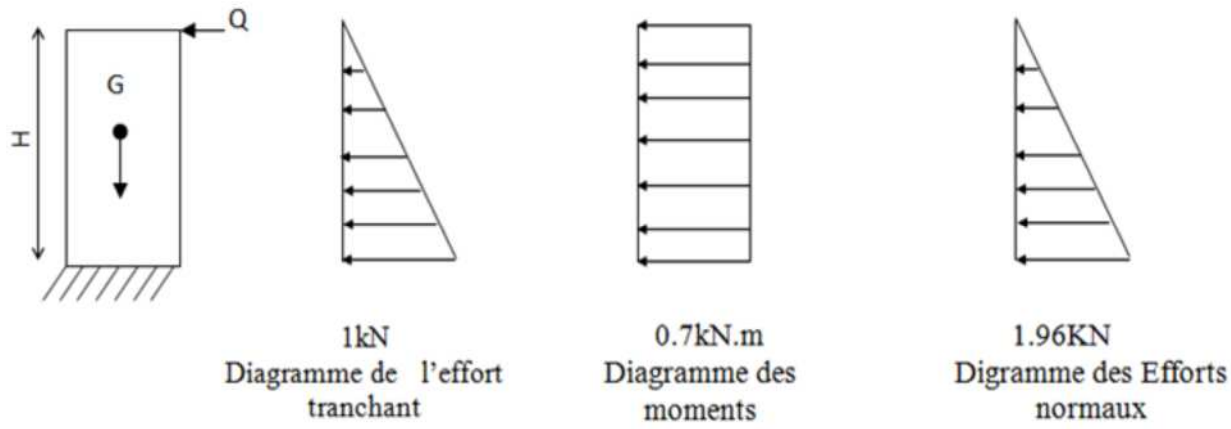


Figure III.1.3: Diagramme des efforts interne

III.1.4.Les combinaisons de charges :

ELU : 1.35G + 1.5Q

$Nu = 1.35\ N = 1.35 \times 1.96 = 2.646\ kN$

$Tu = 1.5\ T = 1.5 \times 1 = 1.5\ kN$

$Mu = 1.5\ M = 1.5 \times 0.7 = 1.05\ kN.m$

ELS: G + Q

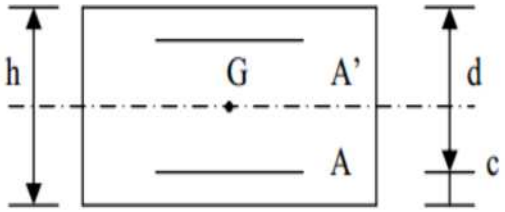
$N_S = N = 1.96\ kN$

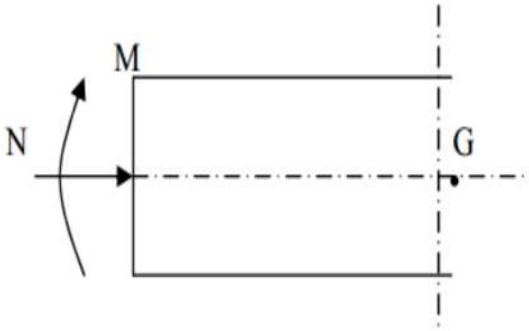
$T_S = T = 1\ kN$

$M_S = M = 0.7\ kN.m$

III.1.5.Ferraillage:

Le ferraillage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, en considérant une section rectangulaire de hauteur «h = 10cm» et de largeur «b = 100cm», dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif Mf , afin de déterminer les armatures fictives Af , puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles A.





Avec :

h : Epaisseur de la section.

c : La distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton.

d = h – c : Hauteur utile.

Mf : Moment fictif calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

Remarque :

Le calcul se fera à l'ELU puis nous le vérifierons à l'ELS.

a) <u>Calcul à L'ELU :</u>

1. <u>Calcul de l'excentricité :</u>

- $e_u = \frac{1.05}{2.646} = 0.39 \approx 40cm$
- $\frac{h}{2} - c = 5 - 3 = 2cm$

Avec :

M_U : moment dus à la compression.

N_U : effort de compression.

e_u : excentricité.

$y = (\frac{h}{2} - c) \longrightarrow$ la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité des armatures tendues donc :

$e_u = 40cm > h/2 - c = \frac{10}{2} - 3 = 5 - 3 = 2cm$

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

N : est un effort de compression à l'intérieur, donc la section est partiellement comprimée (SPC).

2. Calcul en flexion simple :

- Moment fictif :

$M_f = N_u \times g = N_u \times [e_u + (\frac{h}{2} - c)]$

$M_f = 2.646 \times [0.4 + (\frac{0.1}{2}) - 0.03] = 1.11$ kn.m

- Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{Mf_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1.11 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.016 < \mu = 0.392$$

$\mu_u = 0.016 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow$ la section est simplement armée (SSA)

D'après le tableau :

$\mu_u = 0.016 \longrightarrow \beta = 0.992$

Avec : $f_{bc} = 0.85\ fc28 / 1.5 = 14.2$ [MPA]

La section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

- Armatures fictives **:**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1.11 \times 10^3}{0.992 \times 7 \times 348} = 0.46 cm^2$$

3. Calcul en flexion composée :

La section des armatures réelles : $A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.46 - \frac{2.646}{348} = 0.38 cm^2$

As=0 → Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

b) Vérification à l'ELU :

1. La condition de non fragilité :(Art : A.4.2, 1, BAEL91)

Un élément est considérée comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaillent à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite d'armature. Le ferraillage de l'acrotère doit satisfaire la CNF : $A_S \geq A_{min}$

A_{min} =0.23 b x d $\frac{ft_{28}}{f_e}$ = 0.23x100x7x$\frac{2.1}{400}$ = 0.845cm²

A_{min} =0.854cm²> A=0.38cm² ⟶ **la condition n'est pas vérifiée.**

Avec : ft_{28} 0.6+0.06 f_{c28}= 2.1 MPa.

Conclusion :

Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc nous adopterons une section :

As = Amin = 0.845 cm²/ml.

Soit As = 5HA8 = 2,51cm²/ml Avec : un espacement St = 100/5 = 20 cm.

➢ Armatures de répartition :

Ar = A/4 = 2.51/4 = 0.628 cm2

On adoptera 4 HA8 = 2.01cm2 avec un espacement : St = 70 ⁄4 = 17.5 ⟶ Nous Prendrons St = 20 cm

2. Vérification au cisaillement : (Art : 5.1, 211/ BAEL 91)

Nous avons une fissuration préjudiciable d'ou :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}15\times 25}{1{,}5}; 4MPa\right) = \min(2{,}5\ MPa; 4MPa) = 2{,}5\ MPa$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b\times d} = \frac{1.5x10}{10^2 x7} = 0{,}021 < \bar{\tau}_u = 2{,}5\ \text{MPa}$$ ⟶ **Condition vérifiée.**

$V_u = 1{,}5\times Q = 1{,}5\times 1 = 1{,}5$ KN (Vu : effort tranchant)

Conclusion :

Pas de risque de cisaillement donc le bêton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3. Vérification de l'adhérence des barres **:**(Art A. 6.1.3/BAEL 91)

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15 MPa$$

Avec Ψ_s : Coefficient de scellement: Ψ_s=1.5 H.A ; Ψ_s=1

Avec : $\tau_{se} = \dfrac{V_u}{0{,}9 \times d \times \sum U_i}$ Avec :

$\sum U_i$: Somme des périmètres ultimes des barres

$$\sum U_i = \pi \times n \times \phi = 3{,}14 \times 5 \times 0{,}8 = 12{,}56 cm$$

n: Nombre de barres

D'où : $\tau_{se} = \dfrac{1{,}5 \times 10}{0{,}9 \times 7 \times 12{,}56} = 0{,}190 MPa$

τse= 0.190 MPa $\leq \overline{\tau se}$ =3.15 MPa → **Condition vérifiée.**

4. Longueur de scellement droit : (Art A.6.2.21/BAEL91)

Ls = 40 Φ pour FeE 400

Ls = 50 Φ pour FeE 500 et les ronds lisses.

Dans notre cas : FeE 400 → Ls = 40 Φ = 40 × 0.8 = 32 cm

5. Espacement des barres :

Nous avons une fissuration préjudiciable → St =20 cm < Min (2h;25cm)=25 cm.

c) Vérification à l'ELS :

L'acrotère est un élément très expose aux intempéries, c'est pour cette raison que la fissuration est considérée comme préjudiciable on doit donc vérifier les conditions suivante :

- La contrainte dans les aciers : $\delta st \leq \overline{\delta st}$
- La contrainte dans le béton : $\delta bc \leq \overline{\delta bc}$

1. Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier :

❖ **Dans l'acier**

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3}fe\ ,\ 110\sqrt{\eta.f_{t28}}\right\}$$

Avec : η = 1,6 : coefficient de fissuration

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3}\times 400\ ,\ 110\sqrt{1{,}6\times 2{,}1}\right\} = \min\left\{\ 266{,}6\ ,\ 201{,}63\ \right\}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201{,}63\ MPa$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

On a : $\rho_1 = \frac{100\times A_{st}}{b\times d} = \frac{100\times 2{,}51}{100\times 7} = 0{,}359$

$$\rho_1 = 0{,}359 \Rightarrow \beta_1 = 0{,}907$$

D'où : $\sigma_{st} = \frac{0{,}7\times 10^3}{0{,}907\times 7\times 2{,}51} = 43.93\,MPa$

$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

2. Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

❖ **Dans le béton**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6\times f_{c28} = 0{,}6\times 25 = 15\ MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1}\times\sigma_{st} = \frac{1}{38.76}\times 43{,}93 = 1.13\ MPa$$

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ **La condition est vérifiée.**

3. Vérification. de l'acrotère au séisme :

RPA99 version 2003 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques à l'aide de la formule suivante :

$Fp = 4 \times A \times Cp \times Wp$ (RPA 99version 2003/ Art 6.2.3)

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone IIa, groupe d'usage 2).

A= 0.15 (RPA version 2003/Art 4.2.3 tab 4-1)

Cp : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (Art 6.2.3 tab 6-1)

Dans notre cas (élément en console) : Cp = 0.8

Wp : Poids de l'acrotère (Wp= 1,96 [kN/ml])

D'ou : $Fp = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.96 = 0.94$ [kN/ml].

$Fp = 0.94$ kN/ml $< Q = 1$ kN/ml $\rightarrow$ La condition est vérifiée.

Alors il est inutile de calculer l'acrotère au séisme.

CONCLUSION :

Suite aux différents calculs et vérifications effectués, nous adoptons pour le ferraillage de l'acrotère celui adopté précédemment :

- Armatures principales : **5HA8** avec un espacement **St = 20 cm**.
- Armatures de répartitions : **4HA8** avec un espacement **St = 20 cm**.

III.2 .Les planchers à corps creux:

Introduction :

Les planchers de ce bâtiment sont constitués de corps creux, leurs épaisseur est de (16+4) cm, reposant sur les poutrelles préfabriquées qui seront disposées selon la petite portée avec un espacement de 65 cm et d'une dalle de compression

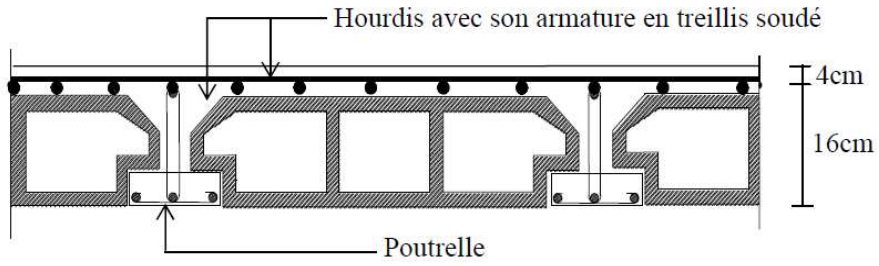


Figure III.2.1Les planchers à corps creux:

III-2-1. Etude et ferraillage de la dalle de compression :

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, coulé sur place. Elle Sera armée d'un treillis soudé de nuance (TLE 520) dont le but est de :

- ✓ Limiter les risques des fissurations par retrait.
- ✓ Résister aux efforts des charges appliquées sur les surfaces réduites.
- ✓ Réparti les charges localisées entre poutrelles voisines.

Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les normes données par le (BAEL91/Art B.6.8, 423) qui sont les suivantes :

- ✓ 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- ✓ 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

1. calcul des armatures:

a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} =\geq \frac{4xL}{f_e} = 4x\frac{65}{520} = 0{,}5cm^2/ml$$

Avec L : Distance entre axes des poutrelles (L = 65cm)

Fe : Limite d'élasticité de l'acier utilisé. (fe= 520 MPa).

Soit $A_{\perp}$ =5T5/ ml = 1.17cm2/ml, avec St = 20 cm.

Avec St : distance entre les armatures.

b) Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1{,}17}{2} = 0{,}59cm^2/ml$$

Soit A =5T5 /ml= 1.17 cm2/ml, avec St=20 cm.

Conclusion :

On opte pour le ferraillage de la dalle de compression un treillis soudé de dimension (5×5×200×200) mm2.

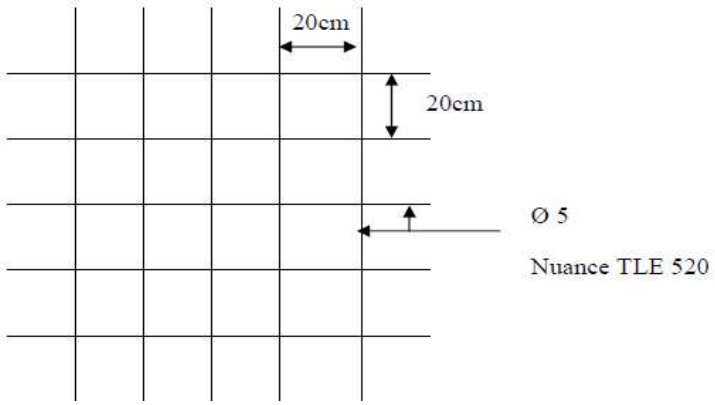


Figure III-2.2 : Schéma de treillis soudé de (20×20) cm²

III-2-2. Etude des poutrelles :

La poutrelle préfabriquée est considérée comme une poutre de section rectangulaire de dimension (12×4) cm2, disposée parallèlement à la petite portée.

a) Dimensionnement de la poutrelle :

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément réparties dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives comme le montrer la figure ci-dessous :

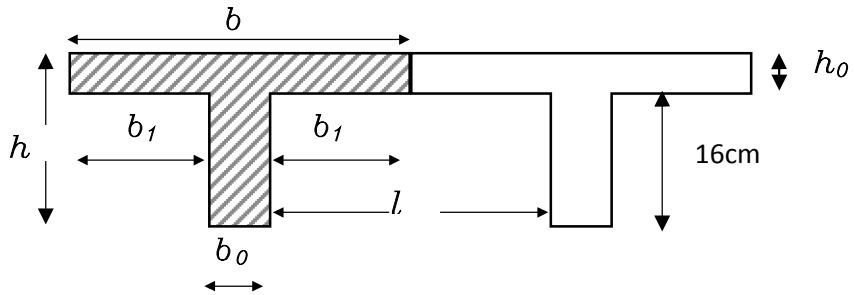


Figure III.2.3. Dimensions de la poutrelle

h = (16+4), hauteur de la section.

h0 = 4cm, épaisseur de la dalle de compression.

b0= 12 cm, largeur de la nervure.

b1= largeur de l'hourdis à prendre en compte de chaque coté de la nervure.

$$b_1 \leq \min\left\{\frac{L_0}{2}; \frac{L}{10}; 8h_0\right\}$$

Avec :

L0= distance enter deux parement voisine de deux poutrelle.

L0= 65-12=53 cm.

L : c'est la longueur de la plus grande travée dans le sens des poutrelles entre nus d'appuis L= 370cm.

Donc :

b1 ≤ min {26.5 ; 37.5 ; 32} ⟹ b1 = 26.5 cm.

b= 2b1+b0= 2×26.5+12 =65 cm.

Le calcul de poutrelle se fera après le coulage de la dalle compression.

✓ **Après coulage de la dalle de compression :**

Le calcul est conduit, on considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue sur plusieurs appuis encastrée partiellement a ces deux extrémités. Elle supporte son poids propre, le poids de corps creux, le poids de la dalle de compression en plus les charges et les surcharges éventuelles revenants au plancher.

Remarque :

Pour le calcul des armatures la poutrelle est étudiée comme une poutre de section en (T) en travée et comme section rectangulaire aux appuis (b0, h).

1- Chargement :

Le calcul se fera pour le plancher à étage courant (usage de bureaux), avec une surcharge d'exploitation Q = 2,5KN/m2.

- ✓ Poids propre de plancher ……..G =5.46×0.65=3.55 KN/ml.
- ✓ Charge d'exploitation…….Q = 2.5×0.65 = 1.625 KN/ml.

2- Les combinaisons de charges :

- ✓ A L'ELU :q_u=1.35G+1.5Q ⟶ q_u=7.23KN/ml
- ✓ A L'ELS : q_s=G+Q ⟶ q_s=5.175KN/ml

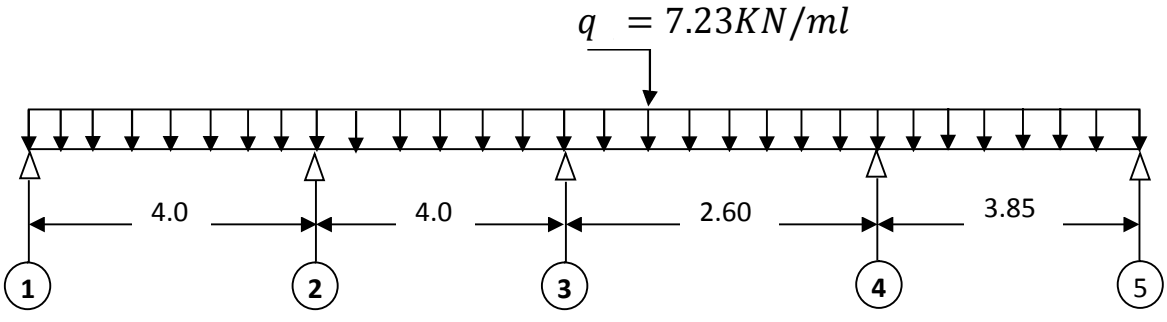


***Fig. III.2.4. Schéma statique* de la poutrelle**

III-2-3.Choix de la méthode de calcul :

La détermination des efforts internes est menée à l'aide des méthodes usuelles telles que :

- Méthodes forfaitaires
- Méthodes des trois moments
- Méthodes de Caquot.

➢ **Méthode forfaitaire :**

Cette méthode s'applique aux planchers à surcharges d'exploitation modérées, c'est le cas des constructions courantes **(voir BAEL 91 modifié 99/ Art B.6.2, 2)**

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

$$Q \leq \begin{cases} 2G \\ 5KN/m^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} Q = 1.625KN/ml \\ 2G = 2\times 3.55KN/ml = 7.10KN/ml. \end{cases}$$

$Q = 1{,}625\ kN/ml \leq \min\{7.436 ; 5\}$ ⟶ condition vérifiée

2-Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées. ⟶ Condition vérifiée.

3-Les portées successives des travées doivent être 653dans un rapport compris entre 0.8et 1.25. $0.80 \leq \frac{Li}{Li+1} \leq 1.25$

Les résultats sont cités dans le tableau suivant :

Travée	Langueur Li (m)	Li /Li+n	Conclusion
A-B	4.00	/	
B-C	4.00	1.00	C. vérifie
C-D	2.60	1.54	C.non vérifié
D-E	3.85	0.67	C.non vérifie

Tableau III.2.1: vérification des conditions de la méthode forfaitaire

4-La fissuration est considérée comme non préjudiciable ⟶ Condition vérifiée.

Conclusion :

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, ce qui nous conduit à utiliser **la méthode des trois moments.**

III.2.3.2.Principe de la méthode des trois moments :

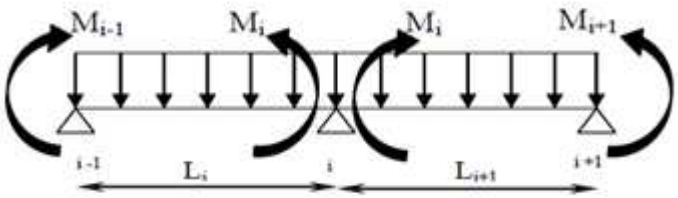


Figure III.2.5.Méthode des 3 moments

- **Aux appuis :**

$$M_{i-1}\ell_i + 2M_i(\ell_i + \ell_{i+1}) + M_{i+1}\ell_{i+1} = -\left(\frac{q_i \ell_i^3}{4} + \frac{q_{i+1}\ell_{i+1}^3}{4}\right)$$

- **En travée :**

$$\mathbf{M(x)} = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + \mathbf{M_i}\left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + \mathbf{M_{i+1}}\frac{x}{l_i}$$

La position du point qui nous donne le moment max en travée est :

$$\mathbf{x} = \frac{1}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q.l_i}$$

Avec :

Mi-1, Mi et Mi+1 : sont respectivement les moments sur les appuis « i-1 », « i » et « i+1 ».

Li : Portée de la travée à gauche de l'appui 'i'.

Li+1 : Portée de la travée à droite de l'appui 'i'.

qi : Charge répartie à gauche de l'appui 'i'.

qi+1 : Charge répartie à droite de l'appui 'i'.

III.2.3.3.Calcul à l'ELU:

Calcul des moments fléchissant : $q_u = 7.23KN/ml$

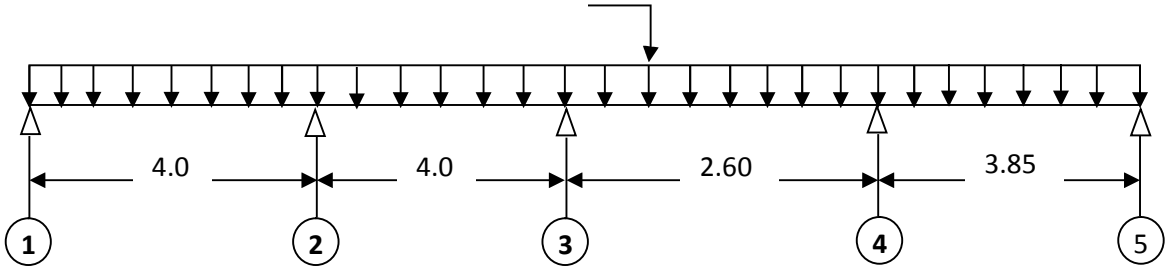


Fig. III.2.6: Coupe transversale de la poutrelle

a) Calcul des moments aux appuis :

- L'appui A : 8**MA + 4MB = -115.68……(1)**
- L'appui B : **4MA + 8.8MB + 4MC = - 231.36……(2)**
- L'appui C: **4MB+ 13.2MC + 2.6 MD = -147.45…… (3)**
- L'appui D : **2.6MC + 12.9MD+3.85ME = -134.92…… (4)**
- L'appui E : **3.85MB + 7.7 ME = -103.15…… (5)**

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

M_A	-9.22KN.m
M_D	-6.12KN.m
M_B	-10.48KN.m
M_E	-10.33KN.m
M_C	-6.8KN.m

Tableau III.2.2.résultats des moments aux appuis

b) Calcul des moments maximaux en travée

- Travée (A-B) → x =1.96 m → Mt_{AB} max (1.96) = 4.62KN.m
- Travée (B-C) → x = 2.13m → Mt_{BC} max (2.13) = 5.88KN.m
- Travée (C-D) → x = 1.34m → Mt_{CD} max (1.34) = -0.34KN.m
- Travée (D-E) → x = 1.77 m → Mt_{DE} max (1.77) = 5.25KN.m

Remarque :

La méthode des 3 moments surestime les moments sur appuis au détriment des moments en travée, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

- ✓ Augmentation de 1/3 pour les moments en travée
- ✓ Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis

appuis	Moments corrigés [KN. m]	travée	Moments corrigés [KN. m]
A	M_A=-6.15	**A-B**	Mt_{AB}=6.16
B	M_B=-6.98	**B-C**	Mt_{BC}=7.84
C	M_C=-4.53	**C-D**	Mt_{CD}=0.45
D	M_D=-4.08	**D-E**	Mt_{DE}=7.00
E	M_E =-6.88		/

Tableau III.2.3. Calcul des moments fléchissant

c) Calcul des efforts tranchants :

$$\mathbf{V(x) = q\frac{L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}}$$

$$\mathbf{V(x) = -q\frac{L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}}$$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Travée	Langueur	T_i (X=0) [KN]	T_{i+1}(X=L)[KN]
A-B	**4.00**	**14.25**	**-14.66**
B-C	**4.00**	**15.07**	**-13.85**
C-D	**2.60**	**9.57**	**-9.22**
D-E	**3.85**	**13.19**	**-14.64**

Tableau III.2.4. Calcul des efforts tranchants

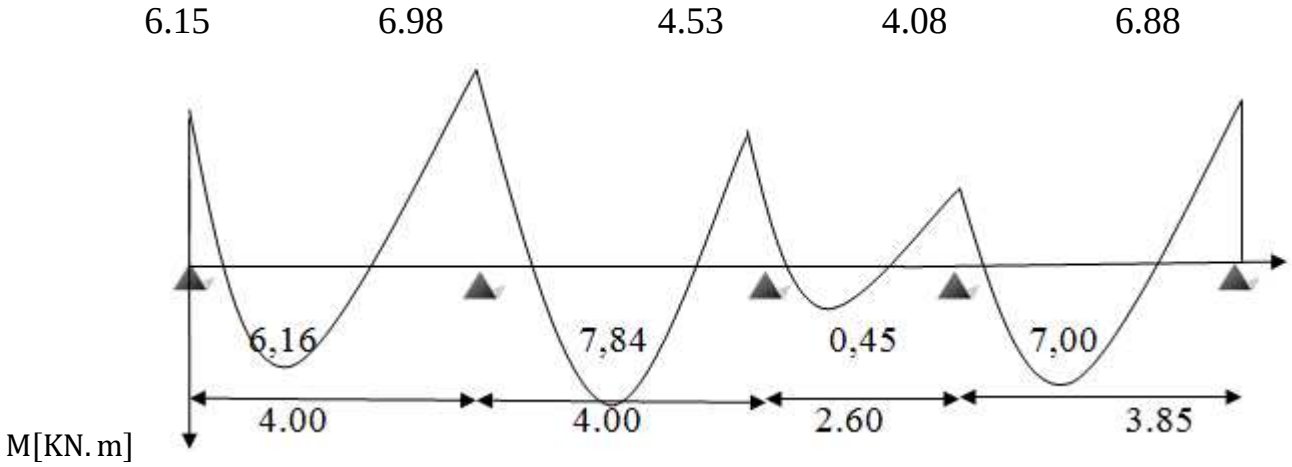


Figure III.2.7 : diagramme des moments fléchissant

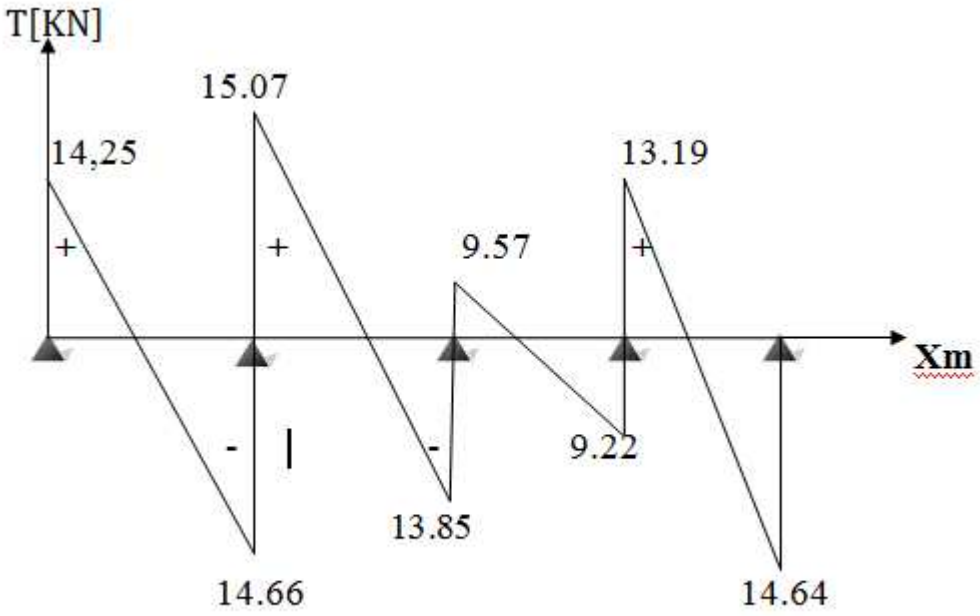


Figure III.2.8 : diagramme des efforts tranchants

d) Ferraillage :

On adoptera le même ferraillage pour toutes les travées en utilisant le moment maximum en travée.

M^{t}_{max}=7.84KN.m M^{a}_{max}=6.98KN.m

1) Calcul des armatures longitudinales :

➢ En travée :

Soit M_0 : le moment équilibré par la table de compression donné par la formule suivante :

$$M_0 = b x h_0 x f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

Avec :

- $f_{bu} = \frac{0.8 x f_{c28}}{1.5} = 14.2 MPa$
- b=65cm (largeur de la table de compression)
- h_0= 4cm (épaisseur de la table de compression)
- d=18cm (distance du centre de gravité des armatures inférieures jusqu'à la fibre la plus comprimée).
- b0 =12 cm (largeur de la nervure).

$$\longrightarrow M_0 = 0.65x0.04x14.2x10^3 \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) = 59.07 KN.m$$

Mt = 59,07 KN.m > Mt =7.84KN.m → donc l'axe neutre est dans la table de compression, le béton tendu est négligé.

La section en T est calculée comme une section rectangulaire (b×h).

$$\mu = \frac{M_{max}^t}{b x d^2 f_{bu}} = \frac{7.84}{0.65x0.18^2x14.2x10^3} = 0.0262 < 0.392 \ \ldots\ldots\ldots\ldots SSA.$$

$\mu = 0.0262 \Longrightarrow \beta = 0.987$

$$A_{st} = \frac{M_{max}^t}{\beta x d x \sigma_{st}} = \frac{7.84\ x10^6}{0.987x180x348} = 1.27$$

On adopte : A_{st}= 3HA10=2.35cm^2

➢ **Aux appuis:**

La table est entièrement tendue donc le calcul se fait pour une section rectangulaire (b0×h).

$$\mu = \frac{M_{max}^{a}}{b_0 x d^2 f_{bu}} = \frac{6.98}{0.12x0.18^2x14.2x10^3} = 0.126 < 0.392 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots SSA$$

$\mu=0.126 \Longrightarrow \beta=0.932$

$$A_a = \frac{M_{max}^{a}}{\beta x d x \sigma_{st}} = \frac{6.98\ x10^6}{0.932x180x348} = 1.19cm^2$$

On adopte : A_a= 2HA12=2,26cm²

2) Calcul des armatures transversales:

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (Art A.7.2.2, BAEL91)**:**

$$Øt \leq \min\left\{\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, Ø_{max}\right\}$$

Avec :

Øt : diamètre des armatures transversales.

$Ø_{max}$: diamètre des armatures longitudinales

$$Øt \leq \min\left\{\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1.0\right\} = 0.57cm$$

On choisit un étrier Øt=6mm avec A_t=2T6=0.56cm²

➢ **Espacement des cadres** : est donné par le règlement (BAEL 91 modifiée 99/ Art : A.5.1.22)

St ≤ min (0.9d; 40 cm) = min (0.9×18; 40cm) =16.2 cm. Soit St=15cm

III.3.4. Calcul à L'ELS:

a) Vérification de la condition de non fragilité:

Condition de non fragilité du béton de la section minimale (Art B.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99) :

$A_a \geq A_{min} = 0.32 x b x d x \frac{f_{t28}}{f_e}$

➢ **En travée :**

$A_{min} = 0.23 x b x d x \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 x 65 x 18 x \frac{2.1}{400} = 1.41 cm^2$

$A_t = 2.35 cm^2 > A_{min} = 1.41\ cm^2 \rightarrow$ Condition vérifiée

➢ **Aux appuis :**

$A_{min} = 0.23 x b_0 x d x \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 x 12 x 18 x \frac{2.1}{400} = 0.26 cm^2$

$A_t = 2{,}26 cm^2 > A_{min} = 0.26\ cm^2 \rightarrow$ Condition vérifiée

b) Vérification de la contrainte de cisaillement : (Art A.5.1.21/BAEL 91)

$\tau_u = \frac{T_u}{b_0\, xd} \leq \bar{\tau}_u$ avec : Tu=15.07KN

$\tau_u = \frac{T_u}{b_0\, xd} = \frac{15.07 x 10^3}{120 x 180} = 0.7 MPa \Longrightarrow \tau_u = 0.7 MPa$

$\bar{\tau}_u = \min\left\{0.2 \frac{fc_{28}}{\gamma_b}; 5MPa\right\} = \left\{0.2 \frac{25}{1.5}; 5MPa\right\} = 3.33 MPa.$

$\tau_u = 0{,}7$ MPa $< \tau_u = 3.33$ MPa $\Longrightarrow$ La condition est vérifiée, pas de risque de cisaillement.

c) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis :(B.A.E.L 91. Art A.6.1.3):

$\tau_u = \Psi f t_{28} = 1.5x2.1 = 3.15MPa$.

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité est :

$$\tau_u = \frac{T_u}{09xdx\sum u_i} = \frac{15.07x10^3}{0.9x180x1x3.14x14} = 2.12MPa$$

Avec :

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

$\tau_u = 2.12MPa \leq \tau u = 3.15MPa$. ⟹ La condition est vérifiée, pas de risque d'entrainement des barres longitudinales.

d) Ancrage des barres :(BAEL91.Art.6.1.21)

La longueur de scellement est donnée par :

$$L_s = \frac{\varphi x f_e}{4\tau s} \qquad \text{avec : } \tau_{su} = 0.6\Psi_s^2 f_{t28} = 0.6x1.5^2x2.1 = 2.835MPa$$

$$\emptyset = 10 \longrightarrow L_s = \frac{1x400}{4x2.835} = 35.27cm$$

Le BAEL exige pour les HA, FeE400: Ls =40 Ø = 40×1 = 40 cm

Pour les armatures comportant des crochets, on prend : La = 0.4Ls

La = 0 .4×40= 16 cm ⟶ La = 16 cm.

III.3.5 Vérification à l'ELS :

a) Moment de flexion et effort tranchant à l'ELS :

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient (qs/qu) pour obtenir les valeurs des efforts internes de calcul à l'ELS, les efforts sont représentés sur les figures ci-dessous :

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5.175}{7.23} = 0.71 \qquad \text{avec:} \qquad \begin{cases} qu = 7.23KN/ml \\ qs = 5.175KN/ml \end{cases}$$

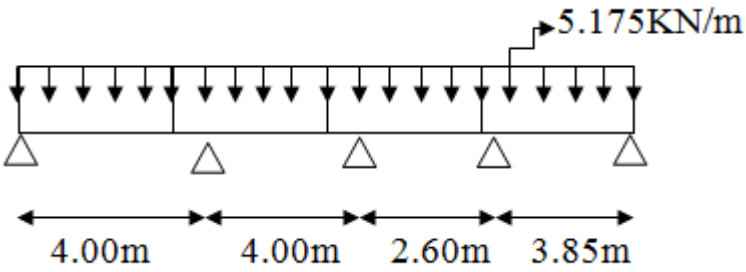


Figure III.2.9 : **Schéma statique de la poutrelle à L'ELS.**

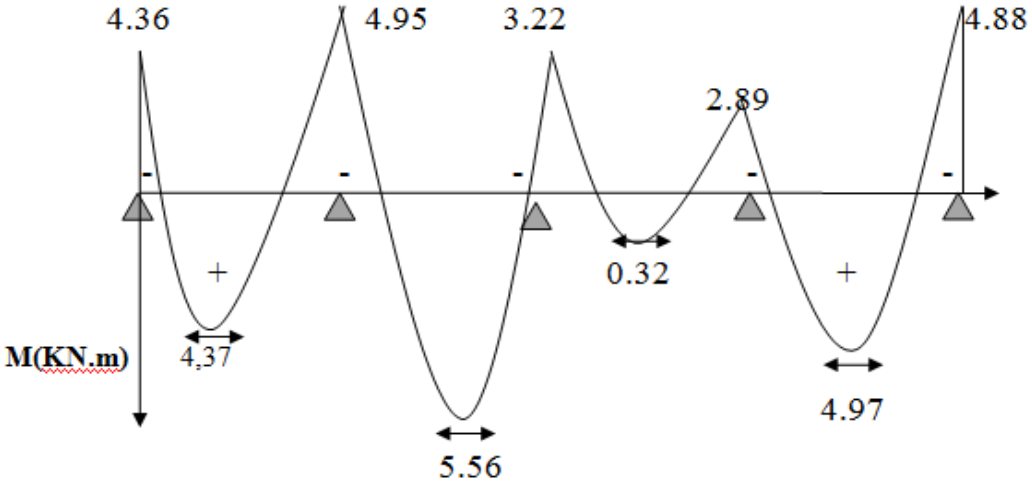


Figure III.2.10. Diagramme des moments fléchissant à L'ELS.

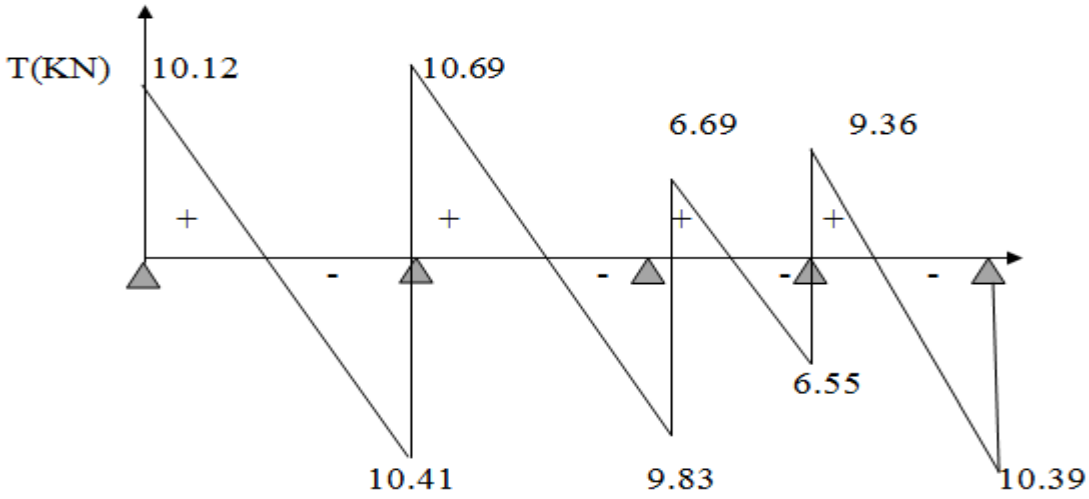


Figure III.2.10 Diagramme des efforts tranchants à L'ELS.

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications à faire sont :

1) Vérification de la résistance du béton à la compression:

On doit vérifier que : $\sigma_{bc}^{-}=k\times\sigma_{st}\leq\sigma_{bc}=0.6\times fc28=0.6\times25=15$ MPa.

➢ **En travée :**

Ast= 3HA10=2.35cm^2

$$\rho_1=\frac{100xA_{st}}{b_0\,xd}=\frac{100x2.35}{12x18}=1.09\longrightarrow\beta_1=0.856\rightarrow k_1=19.72$$

La contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st}=\frac{M_t^{ser}}{\beta_1 xdxA_s}=\frac{5.56x6}{0.856x180x235}=153.55MPa$$

$$\boldsymbol{\sigma_{bc}=\frac{\sigma_{st}}{k_1}=\frac{153.55}{19.72}=7.78MPa\leq\bar{\sigma}_{bc}=15MPa.}\longrightarrow\text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion:

Donc les armatures calculées a L'ELU sont suffisantes à L'ELS.

➢ **Aux appuis:**

A_a= 2HA12=2,26cm^2

$$\rho_1=\frac{100xA_s}{b_0\,xd}=\frac{100x2,26}{12x18}=1.05\longrightarrow\beta_1=0.858\rightarrow k_1=20,21$$

La contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st}=\frac{M_t^{ser}}{\beta_1 xdxA_s}=\frac{4.95x10^6}{0.831x180x154}=141,82MPa$$

$$\sigma_{bc}=\frac{\sigma_{st}}{k_1}=\frac{141,82}{14.59}=7,02MPa\leq\bar{\sigma}_{bc}=15MPa.\longrightarrow\text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Donc les armatures calculées à L'ELU sont suffisantes à L'ELS.

2) <u>Etat limite d'ouverture des fissures :</u> (Art A.4.5, 3 BAEL91 modifié 99)

Les poutrelles ne sont pas soumises à des intempéries (des agressions) donc nous avons une fissuration peu nuisible ; donc aucune vérification n'est nécessaire.

3) <u>Etat limite de déformation :</u>

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et à l'utilisation de construction.

Les règles de BAEL 91 modifiée99 (B.6.5.2) précisent qu'on peut se disposer de la vérification de la flèche à l'ELS pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

L=370 cm (longueur entre nus d'appuis).

h =20 cm (hauteur total de plancher).

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{20}{370} + 0.054 < \frac{1}{16} + 0.0625 \rightarrow$ condition non vérifiée
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} x \frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 x d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Vu que la première condition n'est pas vérifiée on doit procéder au calcul de la flèche :

$$\frac{M_t^s x L^2}{10 x E_v x I_{fv}} < f = \frac{L}{500} = \frac{3700}{500} = 7.40 mm$$

Avec:

f : la flèche admissible.

E_v: Module de la déformation différée.

$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{t28}} = 10818.86 MPa$

I_{fv}: Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.

I_0 : moment d'inertie total de la section homogène par rapport au CDG de la section avec (n=15).

$$I_0 = \frac{b_0}{3}\left(y_1^3 + y_2^3\right) + h_0(b - b_0)\left[\frac{h_0^2}{12} + \left(y_1 - \frac{h_0}{2}\right)^2\right] + 15xA_s x\left(y_2 - c\right)^2$$

❖ **Position de l'axe neutre :**

y1 : position de l'axe neutre :

$$y1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

$S_{xx'}$: moment statique de la section instantanée du béton.

$$\begin{cases} S_{xx'} = \frac{b_0 x h^2}{2} + (b - b_0)\frac{h_0^2}{2} + 15xA_t xd \\ S_{xx'} = \frac{12x20^2}{2} + (65 - 12)\frac{4^2}{2} + 15x2.35x18 = 3041.125cm^3 \end{cases}$$

$$\begin{cases} B_0 = (b_0 xh) + (b - b_0)h_0 + nxA_t \\ B_0 = (12x20) + (65 - 12)x4 + 15x2.35 = 487.25cm^2 \end{cases}$$

$\longrightarrow$

$$\begin{cases} y1 = \frac{3041.125}{487.25} = 6.41cm \\ y_2 = h - y_1 = 20 - 6.41 = 13.59cm \end{cases}$$

$\longrightarrow$

$$\begin{cases} I_0 = \frac{12}{3}\left(6.41^3 + 13.59^3\right) + 4(65 - 12)\left[\frac{4^2}{12} + \left(6.41 - \frac{4}{2}\right)^2\right] + 15x2.35x(13.59 - 2)^2 \\ I_0 = 20233.87cm^4 \end{cases}$$

❖ **Calcul des coefficients :**

I_{fv}: Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.

$$I_{fv} = \frac{1.1I_0}{1 + \mu x\lambda_v}$$

Avec :

$$\begin{cases} \rho = \frac{A}{b_0 x d} = \frac{2.35}{12x18} = 0.011 \\ \lambda_v = \frac{0.02x f_{t28}}{\left(2+\frac{3b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0.02x2.1}{\left(2+\frac{3x12}{65}\right)x0.011} = 1{,}5 \end{cases}$$

$$\mu = max\left\{1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho x \sigma_s + f_{t28}}; 0\right\}$$

$$\mu = \max\left\{1 - \frac{1{,}75x2.1}{4x0.011x153.55 + 2.1}; 0\right\} = \max(0.415; 0) = 0.415$$

$$\longrightarrow \quad I_{fv} = \frac{1.1I_0}{1+\mu x\lambda_v} = \frac{1.1x20233.87}{1+(0.415x1.5)} = 13717.88 cm^4$$

$$\longrightarrow \quad f = \frac{M_t^s x L^2}{10 x E_v x I_{fv}} = \frac{4.95x10^6 (3700)^2}{10x10818.86x13717.88x10^4} = 4.57mm$$

$$\longrightarrow \quad f = \frac{M_t^s x L^2}{10 x E_v x I_{fv}} = 4.57mm < f = \frac{L}{500} = \frac{3700}{500} = 7.40mm \ldots \textbf{condition vérifiée.}$$

III.3.Calcul des escaliers:

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment. Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.

❖ **Caractéristiques dimensionnelles :**

- **La marche :** est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.
- **La contre marche :** est la partie verticale entre deux marches évitant les chutes des objets.
- **Hauteur de contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes varies de 13 à 17 cm.
- **Le giron (g) :** est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.
- **La montée :** correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.
- **Une volée :** est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier :** est une plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
- **L'emmarchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- **La ligne de foulée :** représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, à 0.65 m de collet, si $E \geq 1$ m.
- **La paillasse :** est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

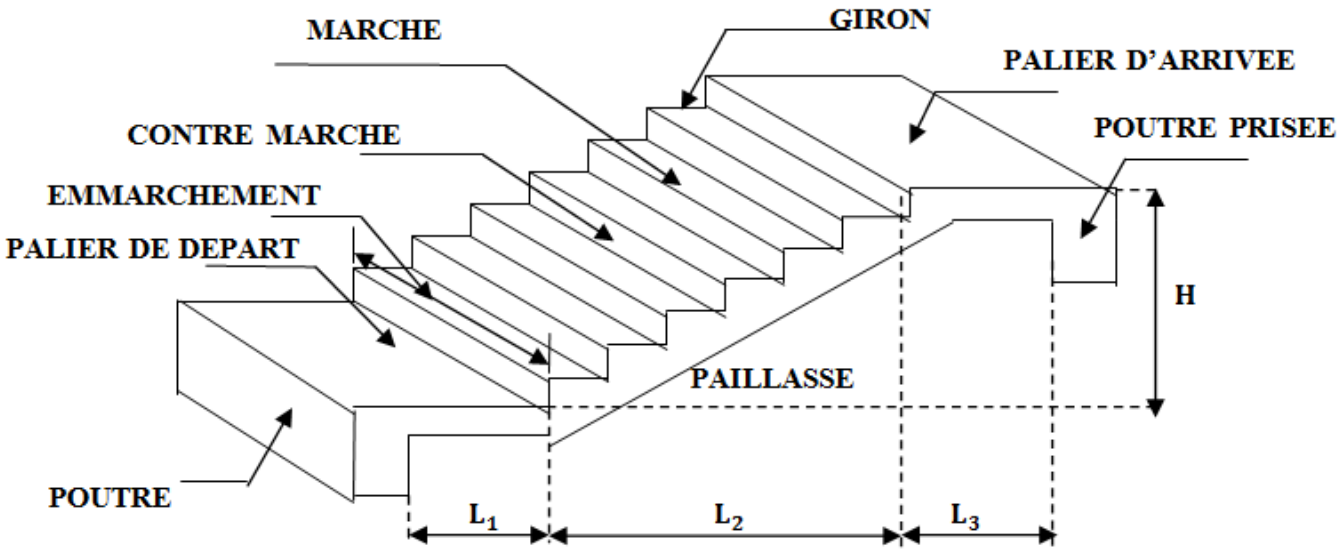


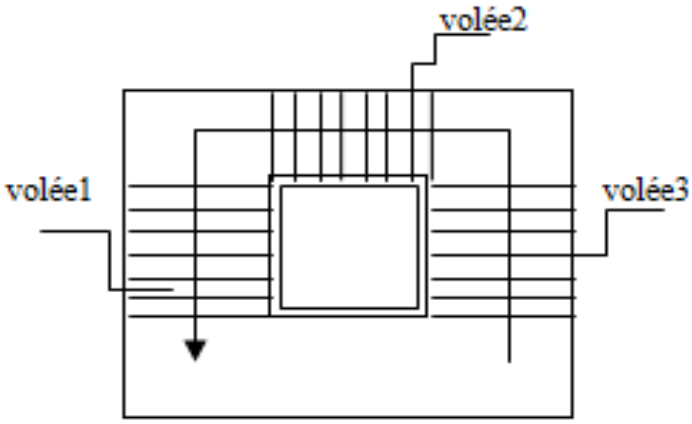
Figure III.3.1. Schéma statique d'une volée d'escalier

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier en béton armé coulé sur place, il s'agit d'un escalier à trois volées avec deux paliers intermédiaires, ils seront calculé en deux étapes :

- ✓ Calcul de la première volée qui est identique à la troisième.
- ✓ Calcul de la deuxième volée et les deux paliers intermédiaires.

NB : Pour nos calculs, on prendra les volées du RDC comme exemple.

❖ **Présentation schématique :**



Nous allons étudier deux volées comme représenté dans le schéma suivant :

Volée 1et3 : **volée 2**

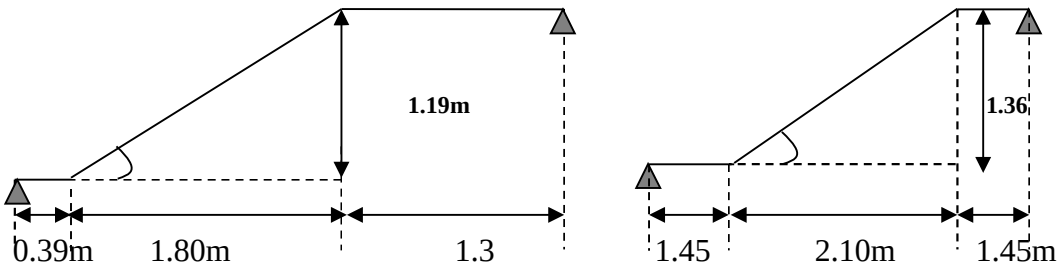


Figure III.3.2.présentation schématique des volées

III.3.1.Pré-dimensionnement de l'escalier :

A) pré-dimensionnement des marches et des contre marches :

La hauteur du RDC est H = 3.74 m, qui est à usage commercial ; elle comporte trois volées dont deux sont identiques et deux paliers de repos.

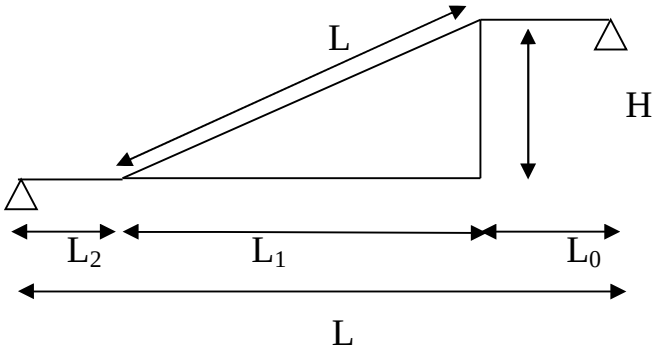
Pour dimensionner les marches et les contres marches on utilise généralement la formule de **BLONDEL.**

59 cm ≤ g + 2h ≤ 66 cm

- La hauteur de la contre marche h :

On a 14 cm ≤ h ≤ 18 cm

On prend h=17 cm et g=30cm



- Nombre de contre marches n:

Pour le RDC H=3.74m, Alors: n=H/h=374/17=22

Le nombre de marches est pris égal à m=n-1=19

On a trois volées et deux paliers intermédiaires

- La 1ère et la 3ème volée: Nombre de contre marches : n=H/h=119/17=7
- La2eme volée: Nombre de contre marches : n=H/h=136/17=8

On prend n=8 contre marches

Le nombre de marche est pris comme suite m=n-1=8-1=7 marches

59 cm ≤ g + 2h =30+ (2x17)=64 ≤ 66 cm ⟶ condition vérifiée

B) Pré-dimensionnement de la paillasse et de palier de repos :

❖ **Etude de la 1ére Volée :**

1) dimensionnement de la paillasse :

Le pré dimensionnement se fera comme pour une poutre simplement appuyée sur ses deux cotés dont l'épaisseur doit vérifier : $\frac{L'}{30} < e_p < \frac{L'}{25}$

$$\tan\alpha = \frac{H}{L_0} = \frac{1.19}{1.80} = 0.661$$

$$\cos\alpha = \frac{L_0}{L} \Rightarrow L = \frac{180}{0.83} = 2.16m$$

La longueur réelle de la paillasse est :

L'=L+L1+L2 =2.16+0.39+1.31= 3.86m.

$$\frac{3.86}{30} < e_p < \frac{3.86}{25} \longrightarrow 12.86 < e_p < 15.44$$

Soit $e_p = 15cm$

N.B : on prend la même épaisseur pour le palier.

2) Détermination des charges et surcharges :

Les dimensions des marches étant très faible par rapport à la portée de la paillasse, nous pourrons admettre que leur poids est uniformément repartie sur la paillasse, le calcul se fait pour une bande de 1ml de projection horizontale et considérant une partie simplement appuyée en flexion simple.

➢ **Charges permanentes :**

- **Paillasse :**

Mortier de pose	**0.02**	**22**	**0.44**
carrelage	**0.02**	**22**	**0.44**
Lit de sable	**0.02**	**18**	**0.36**
Garde corps	**0.01**	**/**	**0.2**
Paillasse	**0.15**	**25**	**4.31**
marches	**0.17/2**	**25**	**2.125**
			$\begin{cases} \mathbf{G = 8.235} \\ \mathbf{Q = 2.50} \end{cases}$

- **Palier :**

Eléments	Poids (KN/m)
Poids du revêtement	1.6
Poids propre du palier	25x0.15=3.75
	$\begin{cases} \mathbf{G = 5.35} \\ \mathbf{Q = 2.50} \end{cases}$

3) Combinaison des charges et surcharges :

❖ **Etat limite ultime : ELU**

$\begin{cases} q_{u\ paillasse} = 1{,}35G + 1{,}5Q = 1{,}35x\ 8.235 + 1{,}5x2{,}5 = \mathbf{14.87\ KN/ml} \\ q_{u\ palier} = 1{,}35G + 1{,}5Q = 1{,}35x5.35 + 1{,}5x2{,}5 = \mathbf{10.97KN/ml} \end{cases}$

❖ **Etat limite de service**

$\begin{cases} q_{s\ paillasse} = (G+Q) = (8.235+2.5) = \mathbf{10.73kN/ml} \\ q_{s\ palier} = (G+Q) = (5.35+2.5) = \mathbf{7.85kN/ml} \end{cases}$

C) Calcul des efforts internes à l'ELU :

1) Etude des paillasses 1 et 3 :

1) Réaction d'appuis:

Pour déterminer les efforts internes dans les escaliers on se référera aux méthodes de calcul de la RDM :

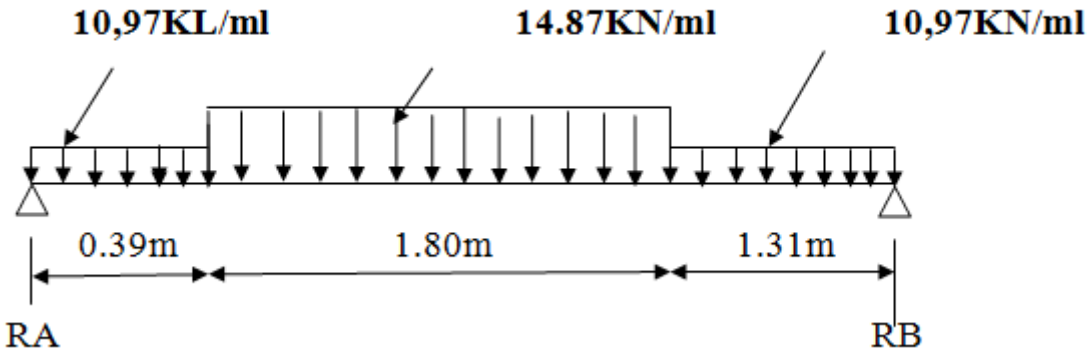


Figure III.3.3. Schéma statique à l'ELU

$R_A + R_B = 45.42$ KN.

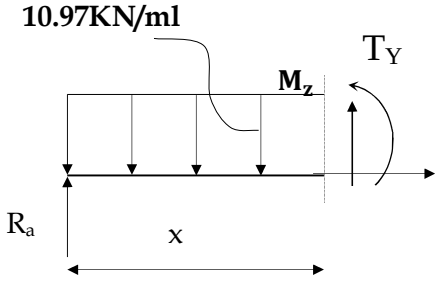
$$\sum M/_A = 0 \rightarrow 3.5R_B = \left[\left(10.97x\frac{0.39^2}{2}\right) + \left(14.87x1.8x\left(\frac{1.8}{2} + 0.39\right)\right) + \left(10.97x1.31x\left(\frac{1.31}{2} + 1.8 + 0.39\right)\right)\right]$$

Donc : $3.5\ R_B = 76.25$ KN

$$\begin{cases} R_B = 21.78 \text{ KN.} \\ R_A = 23.64 \text{KN.} \end{cases}$$

2) Calcul des efforts internes:

❖ **1er tronçon : $0 \leq x \leq 0.39$m**



$\sum M / z = 0$

$$\mathbf{M_z = -\frac{10.97x^2}{2} + 23.64x}$$

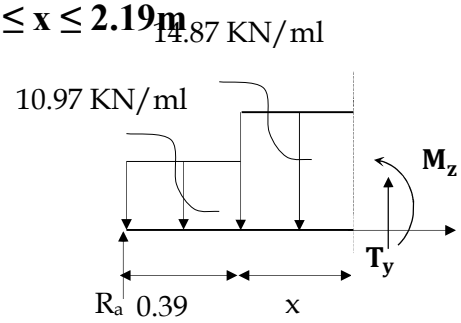
$$\begin{cases} \text{Pour } x=0 \rightarrow M_z = 0 \\ \text{Pour } x=0.39 \rightarrow M_z = 8.38 \text{KN.m} \end{cases}$$

T_y=10.97x-23.64

- Pour x=0→$T_y = -23.64KN.$
- Pour x=0.39→$T_y = -19.36KN$

❖ **2eme tronçon : 0.39 ≤ x ≤ 2.19m**

$\sum M/_z = 0$



M_z=-7.44x^2 +25.16x-0.3

- Pour x=0.39→$M_z = 8.38KN.m$
- Pour x=2.10→$M_z = 19.12KN.m$

T_y=- $\frac{d(M_z)}{dx}$ **= 14.87x-25.16**

- Pour x=0.39→$T_y = -19.36KN.$
- Pour x=2.19→$T_y = 7.4KN$

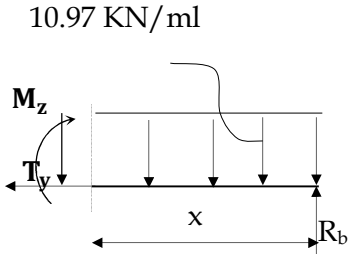
M_z Atteint la valeur max à x=$\frac{25.16}{14.87}$=1.7

En injectant x=1.7 dansM_z, on obtient **M_z^{max}=20.97KN.m**

❖ **3eme tronçon : 0 ≤ x ≤ 1.31m**

$\sum M/_\delta = 0$

M_z=-5.49x^2 +21.78x



- Pour x=0→$M_z = 0$
- Pour x=1.31→$M_z = 19.12KN.m$

T_y= $\frac{d(M_z)}{dx}$ **= -10.97x + 21.78**

- Pour x=0→$T_y = 21.78KN.$
- Pour x=1.31→$T_y = 7.41KN$

Remarque :

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

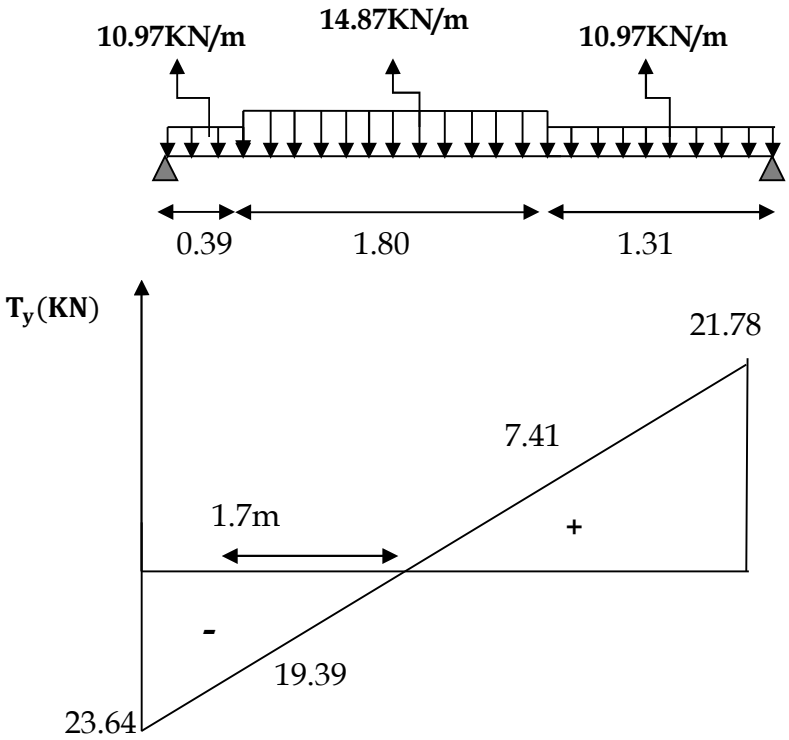
Aux appuis :

M_{max}^{A}= -0,3. M_z^{max} = -0,3x20.97 = -6.29KN.m

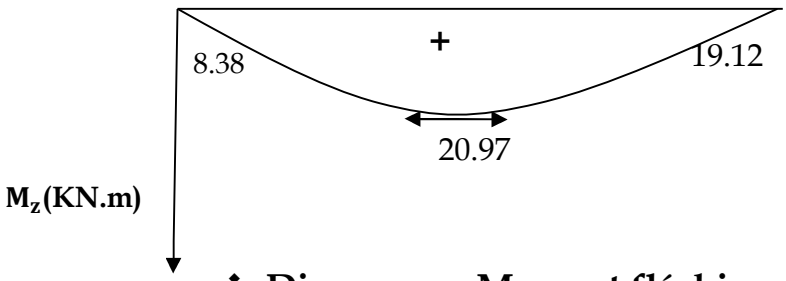
En travée :

M_{max}^{t}= 0,85. M_z^{max} = 0,85x20.97 = 17.82 KN.m

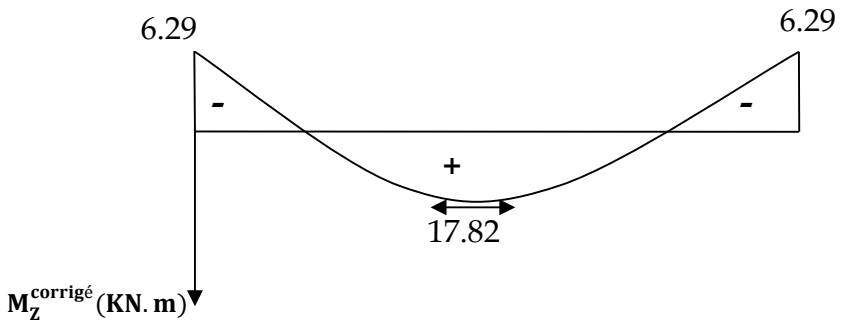
3) Diagramme des Efforts internes:



❖ **Diagramme efforts tranchants**



❖ **Diagramme Moment fléchissant**



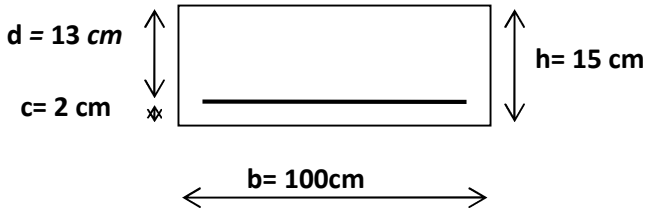
❖ **Diagramme des moments fléchissant en tenant compte du semi encastrement**

Figure III.3.4 : Diagrammes des efforts internes de la 1ère volée à l'ELU

2) Ferraillage :

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple pour une section de (1m2), en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment, dont les caractéristiques géométriques sont :

b=100cm; c=2cm; d=13cm; h=d+c=15cm



Calcul des armatures:

- **En travée :** M_{ut} =17.82 KN.m

Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{17.82x10^6}{1000x130^2 14.2} = 0,074$$

$\mu_b = 0,074 < 0,392 \Longrightarrow$ S.S.A.

$\mu_b = 0,074 \Longrightarrow \beta = 0,962$

$$A^t = \frac{17.82x10^6}{0.962x130x348} = 4.09\ cm^2$$

$A^t = 4.09\ cm2, soit\ 6HA14 = 9{,}23\ cm2.$ Avec un espacement de 25 cm

Armatures de répartitions :

$A_r = \frac{A^t}{4} = 2{,}30 cm^2.$

Soit 5HA10 = 3,93 cm2, Avec un espacement de 25 cm.

- **Aux appuis** :

Armatures principales : $\mathbf{M_{uA}}$ =6.29KN.m

$$\mu_a = \frac{M_{uA}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{6.29x10^6}{1000x130^2 14.2} = 0{,}026$$

$\mu_a = 0{,}026 < 0{,}392 \Longrightarrow$ S.S.A.

$\mu_a = 0{,}026 \Longrightarrow \beta = 0{,}987$

$$A^A = \frac{M_{uA}}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{6.29x10^6}{0.987x130x348} = 1.41 cm^2$$

$A^A = 1.41\ cm^2$, soit 6HA14 = 9,23 cm^2.Avec un espacement de 25 cm.

Armatures de répartitions :

$$A^r = \frac{A^A}{4} = 2{,}30 cm^2$$

Soit 5HA10 = 3,93 cm^2. Avec un espacement de 25 cm.

D) Vérification à L'E.L.U :

1) **Condition de non fragilité : (A.4.2,1 BAEL 91)**

$A_s \geq A_{min} \longrightarrow As \geq 0{,}23 x b x d \frac{f_{tj}}{f_e} \Longrightarrow As \geq 0{,}23 \times 100 \times 13 \times \frac{2{,}1}{400} = 1{,}57\ cm^2.$

$A^A = 5{,}65 > 1{,}57 \longrightarrow$ **La condition est vérifié**

$A^t = 5{,}65 > 1{,}57 \longrightarrow$ **La condition est vérifiée**

2) Espacement des barres :

Armatures principales :

- Aux appuis : St = 25 cm
- En travée: St = 25cm

St < min {3h; 33 cm} = 33cm **⟶La condition est vérifiée.**

Armatures de répartitions :

- Aux appuis : St = 25 cm
- En travée : St = 25 cm

St< min {4 h; 45 cm} = 45cm ⟶ **La condition est vérifiée**

3) Vérification de l'effort tranchant : (A.5.1, 211 BAEL 91)

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b.d} = \frac{23.6510^3}{1000x130} = 0{,}182 \text{ Mpa.}$$

$$T \leq \tau_{min} = \min \{0{,}15.\frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\}.$$

τ_u = 0.182Mpa < 2,5 MPa ⟶**La condition est vérifiée**.

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (A.5.1.313 BAEL 91)

$$\overline{V}_u = 0{,}4xf_{C28}\ x0,\ 9xdxb⁄\gamma_b$$

$$\overline{V}_u = 0{,}4.x25x10^3x0,\ 9x0.13x\frac{1}{1{,}5} = 780 \text{ KN}$$

V_u = 23.65 KN < $\overline{V}_u$= 780KN ⟶ **La condition est vérifiée.**

5) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :(A.6.1, 3 BAEL 91)

On vérifie que : $\tau_{se} < \overline{\tau}_{se}$

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

$\sum u_i$ **:** désignant la somme des périmètres utiles des barres ou des paquets.

$\sum u_i = n\,\pi\,\emptyset = 4 \times 3{,}14 \times 12 = 15.07cm.$

$$\tau_{Se} = \frac{23.65x10^3}{0.9x130x150.7} = 1{,}34 \text{ MPa}$$

$\overline{\tau_{se}} = \psi . f_{t28} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15$ MPa

$\tau_{Se} < \overline{\tau_{se}}$ ⟶**La condition est vérifiée**, il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

6) Ancrage des barres aux appuis : **(A.6.1, 23 BAEL 91)**

La longueur de scellement droit est **:** $\mathbf{l_s} = \frac{\phi . f_e}{4.\tau_{su}}$

$\tau_{su} = 0{,}6.\ \psi^2.f_{t28}$

$\tau_{Su} = 2{,}835$ MPA

$l_s = \frac{12x400}{4x2.835} = 42.33cm.$ On prend **l_s =45 cm.**

Les règles de BAEL (BAEL 91modifié 99 /Art A.6.1, 23) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée hors crochet L est au moins égale 0,4Ls pour les aciers HA.

Donc : $l_a = 0{,}4 \times l_s = 18cm.$ **L_c = 18cm**

E) Calcul à L'ELS :

1) Combinaison de charges :

Volée: qs = (G + Q) x 1 m = (8,235 + 2,5) x 1 m = 10,73KN/ml

Palier : qs = (G + Q) x 1 m = (5,35 + 2,5) x 1 m = 7,85 KN/ml

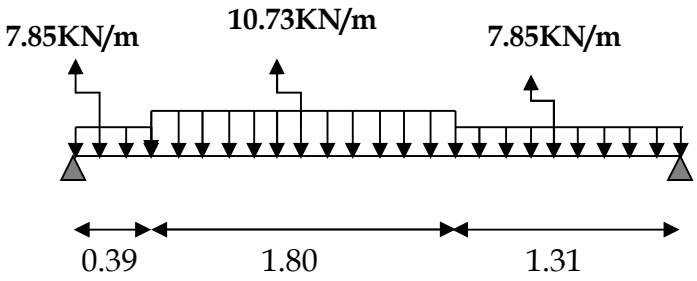


Figure III.3.5. Schéma statique à l'ELS

2) Calcul des efforts internes et des moments fléchissant :

1) Les réactions d'appuis **:**

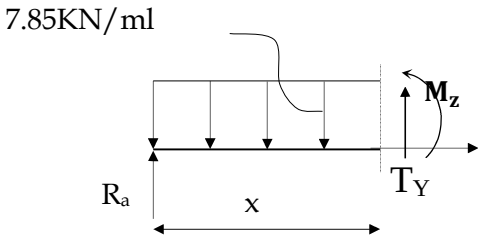
$R_A + R_B = 32{,}66KN.$

$R_A = 17{,}01KN.$

$R_B = 15{,}65\ KN.$

2) Calcul des efforts internes:

❖ **<u>1er tronçon :</u>** **$0 \leq x \leq 0.39m$**



$\sum M / z = 0$

$\mathbf{M_z = -\frac{7.85x^2}{2} + 17.01x}$

Pour x=0 $\rightarrow$ $M_z = 0$

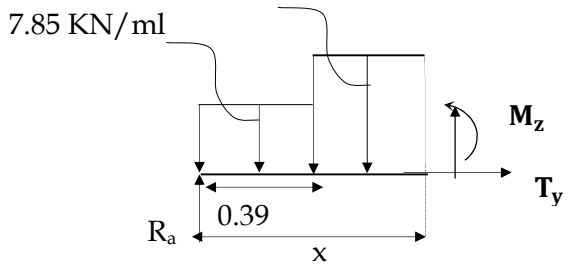
Pour x=0.39$\rightarrow M_z = 6.04KN.m$

$\mathbf{T_y = 7.85x - 17.01}$

Pour x=0$\rightarrow T_y = -17.01KN.$

Pour x=0.39$\rightarrow T_y = -13.95KN$

10.73KN/ml



❖ **2eme tronçon : 0.39 ≤ x ≤ 2.19m**

$\sum M/_z = 0$

M_z=-5.37x^2 +18.13x-0.22

$$\begin{cases} \text{Pour } x=0.39 \rightarrow M_z = 6.04KN.m \\ \text{Pour } x=2.19 \rightarrow M_z = 13.73KN.m \end{cases}$$

T_y=- $\frac{d(M_z)}{dx}$= 10.73x-18.15

$$\begin{cases} \text{Pour } x=0.39 \rightarrow T_y = -13.95KN. \\ \text{Pour } x=2.19 \rightarrow T_y = 5.35KN \end{cases}$$

M_z Attei00nt la valeur max à **x=$\frac{18.15}{10.73}$=1.7**

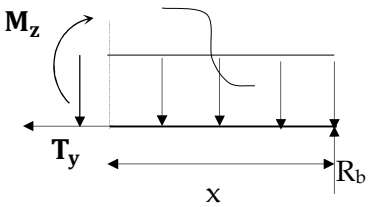
En injectant x=1.7 dansM_z, on obtient **M_z^{max}=15.08KN.m**

❖ **3eme tronçon : 0 ≤ x ≤ 1.31m**

$\sum M/_\delta = 0$

M_z=-3.93.x^2 +15.65x

10.97 KN/ml



$$\begin{cases} \text{Pour } x=0 \rightarrow M_z = 0 \\ \text{Pour } x=1.31 \rightarrow M_z = 13.73KN.m \end{cases}$$

T_y= $\frac{d(M_z)}{dx}$= -7.85x + 15.65

$$\begin{cases} \text{Pour } x=0 \rightarrow T_y = 15.65KN. \\ \text{Pour } x=1.31 \rightarrow T_y = 5.35KN \end{cases}$$

Remarque :

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

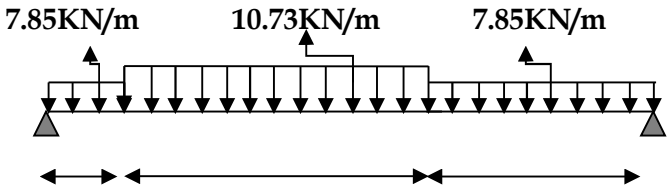
- **Aux appuis :**

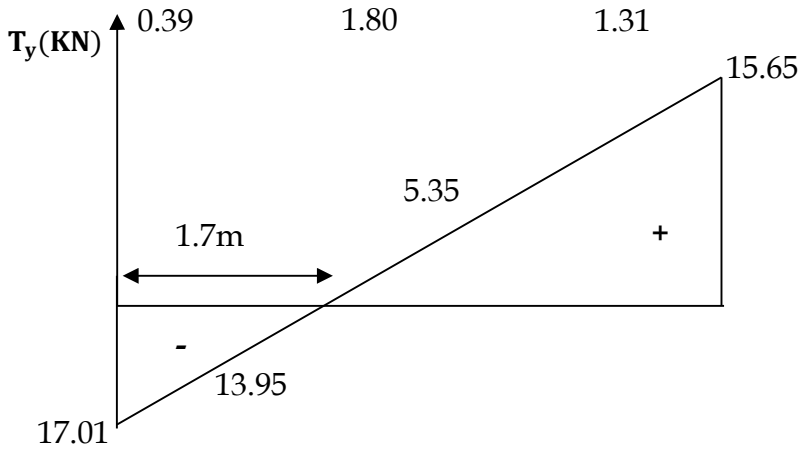
M_{max}^{A}= -0,3. M_z^{max} = -0,3x15.08 = -4.52N.m

- **En travée :**

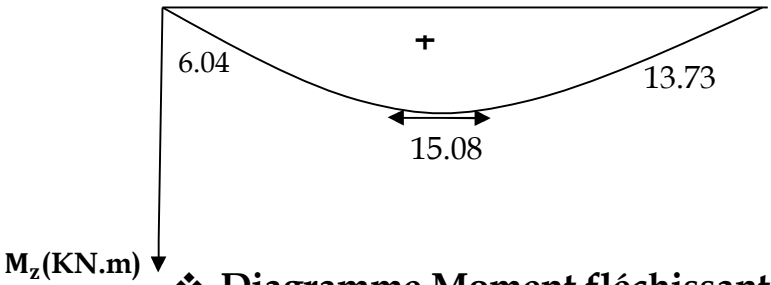
M_{max}^{t}= 0,85. M_z^{max} = 0,85x15.08 = 12.82 KN.m

3) Diagramme des Efforts internes:

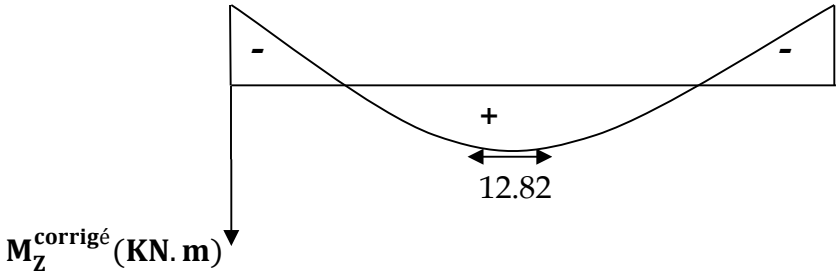




❖ **Diagramme efforts tranchants**



❖ **Diagramme Moment fléchissant**



❖ **Diagramme des moments fléchissant en tenant compte du semi encastrement**

Figure III.3.6. Diagrammes des efforts internes de la 1ère volée à l'ELS

F) Vérification à L'ELS :

1) Vérification des contraintes dans le béton : (A.4.5.2 BAEL 91)

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15$ MPa

$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = \frac{\sigma_s}{K_1}$

- **Aux appuis :**

$\rho_1 = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100x9,23}{100x13} = 0,242$

$\rho_1 = 0,242 \Longrightarrow \beta_1 = 0,921$; $K_1 = 48.29$

$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1.d.A_a} = = \frac{4.52x10^3}{0.921x13x9,23} = 120.23$ MPa

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = = \frac{120.23}{48.29} = 2.49$MPa

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15$ MPa $\Longrightarrow$ **La condition est vérifiée.**

- **En travée :**

$\rho_1 = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100x9,23}{100x13} = 0,348$

$\rho_1 = 0,348 \Longrightarrow \beta_1 = 0,908$; $K_1 = 39.35$

$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1.d.A_t} = \frac{12.82x10^3}{0.908x13x9,23} = 140.28$MPa

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{140.28}{39.35} = 3.56$MPa

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15$MPa $\Longrightarrow$ **La condition est vérifiée.**

2) Vérification de la flèche : (B.6.5, 2 BAEL 91)

Selon les règles du BAEL 91 le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions si après ne sont pas vérifiées.

1) $\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$ **avec** h : hauteur de la section est égale à 15 cm

2) $\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$ L : portée libre est égale à 350 cm

3) $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4{,}20}{f_e}$

$\frac{h}{L} = \frac{15}{350} = 0{,}043 < \frac{1}{16} = 0{,}0625 \Longrightarrow$ **Condition non vérifiée.**

Vu que la condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche.

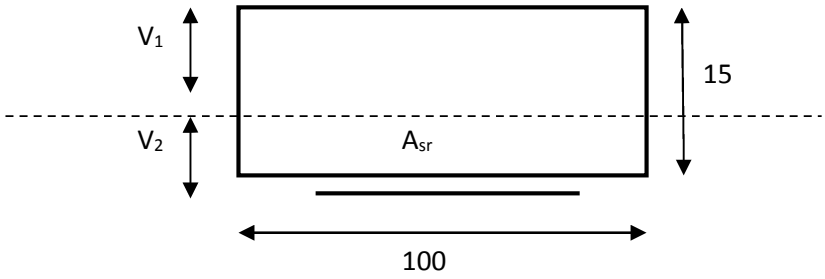
On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^{ser}.L^2}{10.E_v.I_v} \leq \overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{3500}{500} = 0{,}70 \text{ cm}$$

Avec $\overline{f}$: La flèche admissible.

M_t : Moment fléchissant max à l'ELS

$M_t^{ser} = 12.82$ KN.m



- I_v : Moment d'inertie de la section homogène par rapport au centre de gravité.

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

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

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

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

$S_{xx'} = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 13 = 12131{,}40 \text{ cm}^3$

B_0: Surface de la section homogène.

B_0= bh + 15 A_t= 100×15 + 15×4, 52 = 1567,8 cm^2

$v_1 = \frac{12131,40}{1567,8} = 7,74cm$

$v_2 = h - V_1 = 15 - 7,74 = 7,26$ cm

$\Longrightarrow$ $I_v = \frac{100}{3}(7,74^3 + 7,26^3) + 15 \times 4,52\,(7,26-2)^2 = 30087,26cm^4$

- $E_v = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 3700\sqrt[3]{25} = 10818,866$ MPa

Avec : $f = \frac{\mathbf{12,82x4^2x10^7}}{\mathbf{10x10818,866x30087,26}} = \mathbf{0,63\ cm}$

f< $\bar{f}$ = 0,70 cm ⟶ **La condition est vérifiée.**

L'escalier sera ferraillé comme suite

- En travée :

Armature principale **:** 6HA14 ; avec St= 25cm.

Armature de répartition **:** 5HA10 ; avec St=25cm.

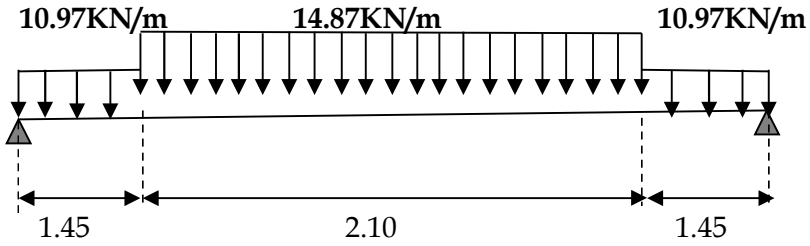
- Aux appuis :

Armature principale **:** 6HA14 ; avec St=25cm.

Armature de répartition **:** 5HA10; avec St=25cm.

❖ Etude de la 2èmre Volée :

A) Calcul des efforts internes à l'ELU :



1) calcul des réaction d'appuis:

$R_A + R_B = 63.04$ KN.

$\sum M /_A = 0$

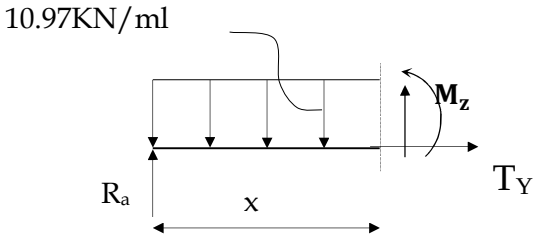
$$5R_B=\left[\left(10.97x\frac{1.45^2}{2}\right)+\left(14.87x2.10x\left(\frac{2.10}{2}+1.45\right)\right)+\left(10.97x1.45x\left(\frac{1.45}{2}+2.10+1.45\right)\right)\right]$$

Donc : $5\ R_B = 157.6$ KN

$$\begin{cases} R_B = 31.52KN. \\ R_A = 31.52KN. \end{cases}$$

2) Calcul des efforts internes:

❖ **1er tronçon : $0 \le x \le 1.45m$**



$\sum M / z = 0$

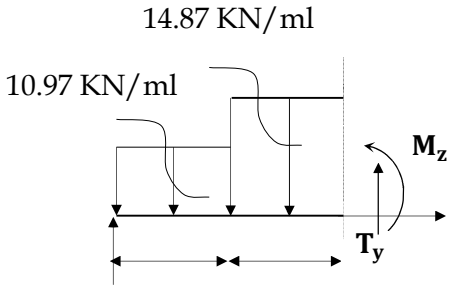
$$\mathbf{M_Z=\frac{10.97q^2}{2}+31.52x}$$

$$\begin{cases} \text{Pour x=0} \quad \rightarrow M_z = 0 \\ \text{Pour x=1.45} \rightarrow M_z = 34.17KN.m \end{cases}$$

T_y=10.97x-31.52

$$\begin{cases} \text{Pour x=0} \rightarrow T_y = -31.52KN. \\ \text{Pour x=1.45} \rightarrow T_y = -15.61KN \end{cases}$$

❖ **2eme tronçon : 1.45 ≤ x ≤ 3.55m**



$\sum M/_z = 0$

M_z=-7.44x² +37.17x-4.1

Pour x=1.45→$M_z = 34.17KN.m$

Pour x=3.55→$M_z = 34.10KN.m$

T_z=14.87x-37.17

Pour x=1.45→$T_y = -15.61KN.$

Pour x=3.55→$T_y = 15.62KN$

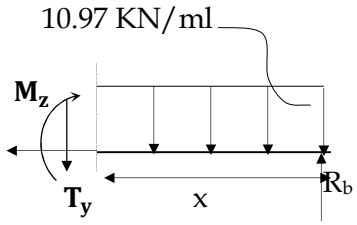
M_zAtteint la valeur max à x=$\frac{37.17}{14.87}$=2.5

En injectant x=2.5 dansM_z, on obtient **M_z^{max}=42.33KN.m**

❖ **3eme tronçon : 0 ≤ x ≤ 1.45m**

$\sum M/_\delta = 0$

M_z=-5.49x² +31.52x



Pour x=0→$M_z = 0$

Pour x=1.45→$M_z = 34.17KN.m$

T_z= -10.97x + 31.52

Pour x=0→$T_y = 31.52KN.$

Pour x=1.45→$T_y = 15.62KN$

Remarque :

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

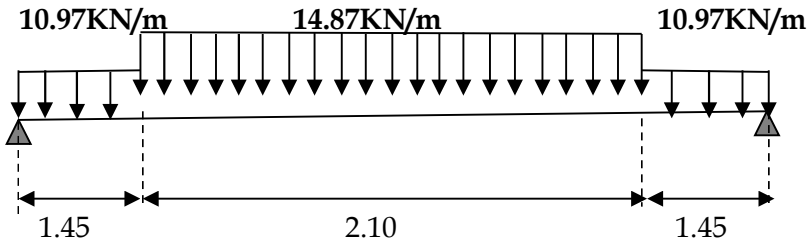
➢ **Aux appuis :**

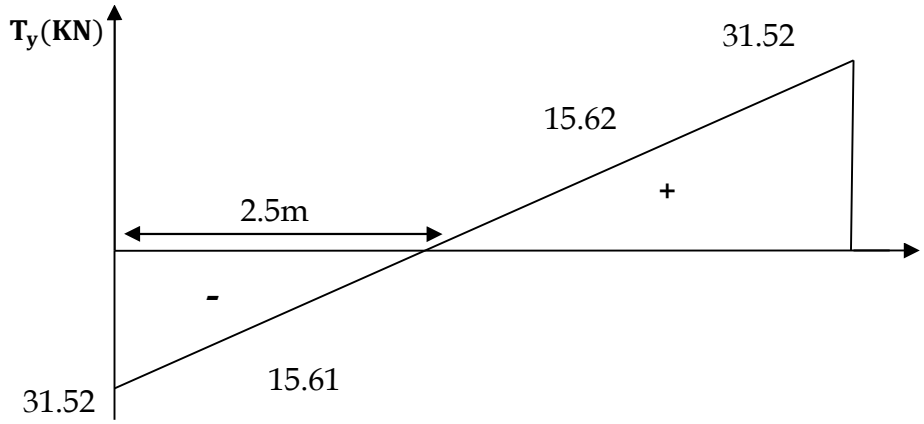
M_z^{max}= -0,3. M_z^{max} = -0,3x42.33 = -12.70KN.m

➢ **En travée :**

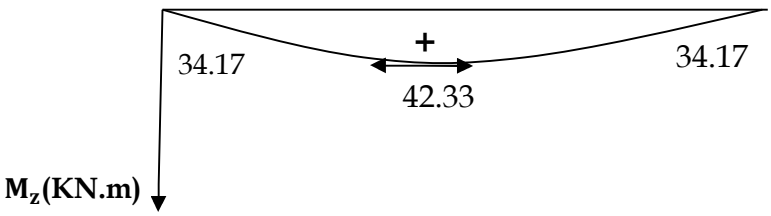
M_z^{max}= 0,85. M_z^{max} = 0,85x42.33 = 36 KN.m

3) Diagramme des Efforts internes:

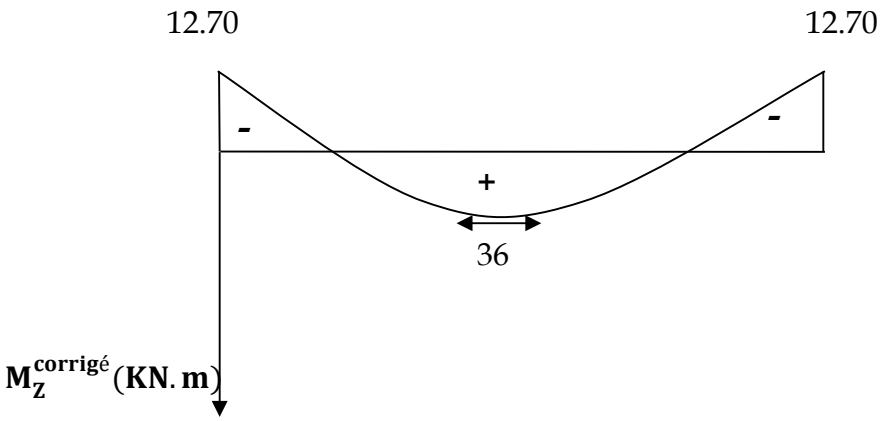




❖ **Diagramme efforts tranchants**



❖ **Diagramme Moment fléchissant**



❖ **Diagramme des moments fléchissant en tenant compte du semi encastrement**

Figure III.3.7.Diagrammes des efforts internes de la 2ème volée à l'ELU

2) Ferraillage:

<u>calcul des armatures:</u>

➢ **En travée :**

Armatures principales : M_{ut} =36 KN.m

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{36x10^6}{1000x130^2 14.2} = 0{,}150$$

$\mu_b = 0{,}150 < 0{,}392 \Longrightarrow$ S.S.A.

$\mu_b = 0{,}150 \Longrightarrow \beta = 0{,}918$

$$A^t = \frac{36x10^6}{0.918x130x348} = 8.66\ cm^2$$

$A^t = 8.66\ cm^2$, soit 6HA16 = 12,06 cm^2.Avec un espacement de 25 cm

Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A^t}{4} = 3{,}02\ cm^2.$$

Soit 5HA10 = 3.93 cm², Avec un espacement de 25 cm.

- **Aux appuis** :

Armatures principales : M_{uA} =**12.70KN.m**

$$\mu_a = \frac{M_{uA}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{12.70x10^6}{1000x130^2 14.2} = 0,052$$

μ_a = 0,052< 0,392 ⟹ S.S.A.

μ_a = 0,052⟹ β = 0,973

$$A^A = \frac{M_{uA}}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{12.70x10^6}{0.973x130x348} = 2.88cm^2$$

A^A = 2.88cm², soit 6HA14 = 9,23 cm².Avec un espacement de 25 cm.

Armatures de répartitions :

$$A_r^A = \frac{A^A}{4} = 2,31cm^2$$

Soit 5HA10 = 3,93 cm². Avec un espacement de 25 cm.

B) Vérification à L'E.L.U :

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

$A_s \geq A_{min}$

As ≥ 0, 23xbxd $\frac{f_{tj}}{f_e}$ ⟹ As ≥ 0,23 x 100 x 13x $\frac{2,1}{400}$ = 1,57 cm².

A^A= 3,14 > 1,57 ⟹ **La condition est vérifié**

A^t = 9.05 > 1,57 ⟹ **La condition est vérifiée**

2) Vérification de l'effort tranchant : (A.5.1, 211 BAEL 91)

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b.d} = \frac{31.52x10^3}{1000x130} = 0,242 \text{ Mpa.}$$

$T \leq \tau_{min}$ = min {0,15.f_{cj}/γ_b ; 4 MPa}.

τ_u = 0.242Mpa < 2,5 MPa ⟹ **La condition est vérifiée.**

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (A.5.1.313 BAEL 91)

$\overline{V}_u$ = 0,4xf_{C28} x0, 9xdxb/γ_b

$\overline{V}_u$ = 0,4.x25x10^3x0, 9x0.13x$\frac{1}{1,5}$ = 780 KN

V_u = 31.52 KN < $\overline{V}_u$= 780KN ⟹ **La condition est vérifiée.**

4) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

(A.6.1, 3 BAEL 91)

On vérifie que : $\tau_{se} < \overline{\tau}_{se}$

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

$\sum u_i$ **:** désignant la somme des périmètres utiles des barres ou des paquets.

$\sum u_i$ = n π Ø = 4 x 3,14 x 12 = 15.07cm.

$\tau_{Se} = \frac{31.52x10^3}{0.9x130x150.7}$ = 1,78 MPa

$\overline{\tau_{se}} = \psi.f_{t28}$ =1,5 × 2,1 = 3,15 MPa

$\tau_{Se} < \overline{\tau_{se}}$ ⟹ La condition est vérifiée, il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

5) Ancrage des barres aux appuis : **(A.6.1, 23 BAEL 91)**

La longueur de scellement droit est **:** $l_s = \frac{\phi.f_e}{4.\tau_{su}}$

. τ_{su} = 0,6. ψ^2.f_{t28} .

τ_{Su} = 2,835 MPA

$l_s = \frac{12x400}{4x2.835}$ =42.33cm. On prend **L_s =45 cm.**

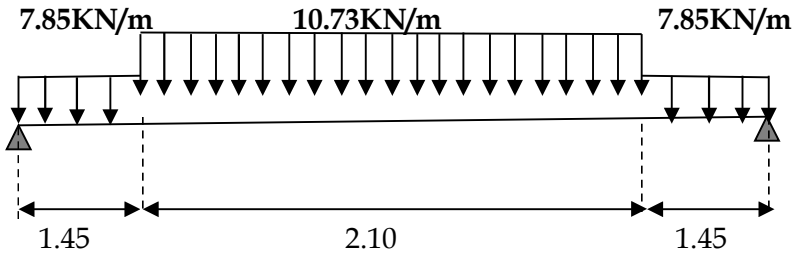
Vu que L_s, dépasse la largeur de la poutre dans laquelle sera ancrées les armatures, on calculera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à (0,4 L_s).

$l_a = 0{,}4 \times l_s = 18cm$.

C) Calcul à L'ELS :

1) Combinaison de charges :

- paillasse: qs = (G + Q) x 1 m = (8,235 + 2,5) x 1 m = 10,73KN/ml
- Palier : qs = (G + Q) x 1 m = (5,35 + 2,5) x 1 m = 7,85 KN/ml



2) calcul des réaction d'appuis :

$R_A + R_B = 45.29$ KN.

$\sum M/_A = 0 \rightarrow$

$$5R_B = \left[\left(7.85x\frac{1.45^2}{2}\right) + \left(10.73x2.10x\left(\frac{2.10}{2} + 1.45\right)\right) + \left(7.85x1.45x\left(\frac{1.45}{2} + 2.10 + 1.45\right)\right)\right]$$

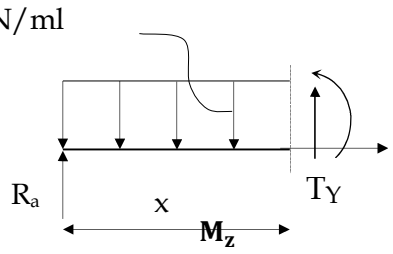
Donc : $5\ R_B = 113.24$ KN

$R_B = 22.64$KN.

$R_A = 22.64$KN.

3) Calcul des efforts internes:

❖ 1er tronçon : **$0 \leq x \leq 1.45m$**



$\sum M / z = 0$

$M_z = \frac{-7.85x^2}{2} + 22.64x$

Pour x=0 $\rightarrow$ $M_z = 0$

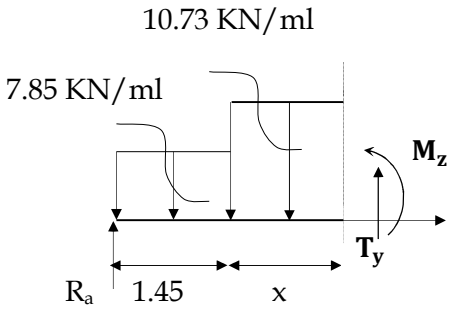
Pour x=1.45$\rightarrow M_z = 24.57KN.m$

T_y=7.85x-22.64

Pour x=0$\rightarrow T_y = -22.64KN.$

Pour x=1.45$\rightarrow T_y = -11.25KN$

❖ **2eme tronçon : 1.45 ≤ x ≤ 3.55m**



$\sum M /_z = 0$

M_z=-5.37x² +26.82x-2.96

Pour x=1.45$\rightarrow M_z = 24.63KN.m$

Pour x=3.55$\rightarrow M_z = 24.57KN.m$

T_y=- $\frac{d(M_z)}{dx}$= 10.73x-26.82

Pour x=1.45$\rightarrow T_y = -11.26KN.$

Pour x=3.55$\rightarrow T_y = 11.27KN$

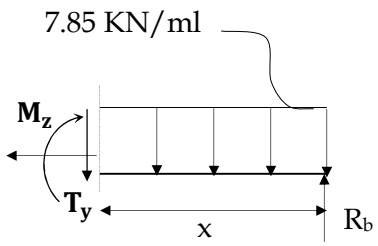
M_z Atteint la valeur max à x=$\frac{26.81}{10.73}$=2.5

En injectant x=2.5 dansM_z, on obtient **M_z^{max}=30.53KN.m**

❖ **3eme tronçon : 0 ≤ x ≤ 1.45m**

$\sum M /_\delta = 0$

M_z=-3.93x² +22.64x



Pour x=0$\rightarrow M_z = 0$

Pour x=1.45$\rightarrow M_z = 24.56KN.m$

T_y= $\frac{d(M_z)}{dx}$= -10.73x + 22.64

Pour x=0→T_y = 22.64KN.

Pour x=1.45→T_y = 11.25KN

Remarque :

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

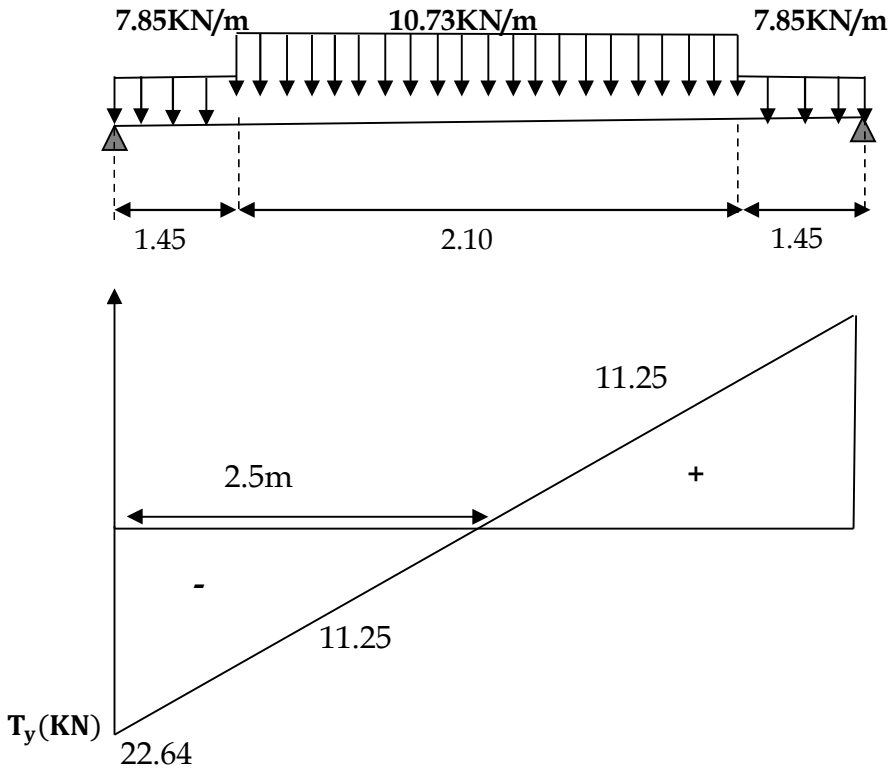
- **Aux appuis :**

M_{max}^{A}= -0,3. M_z^{max}= -0,3x30.53 = -9.16 KN.m

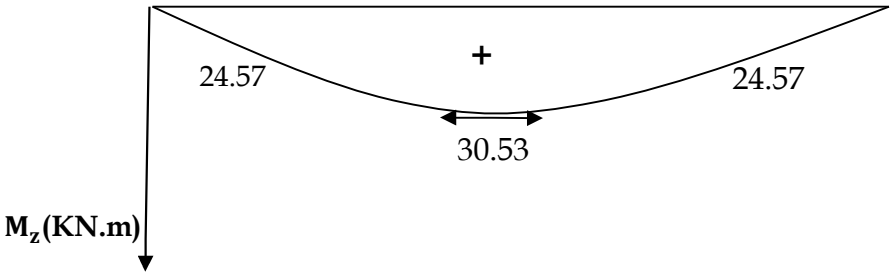
- **En travée :**

M_{max}^{t}= 0,85. M_z^{max}= 0,85x30.53 = 25.95 KN.m

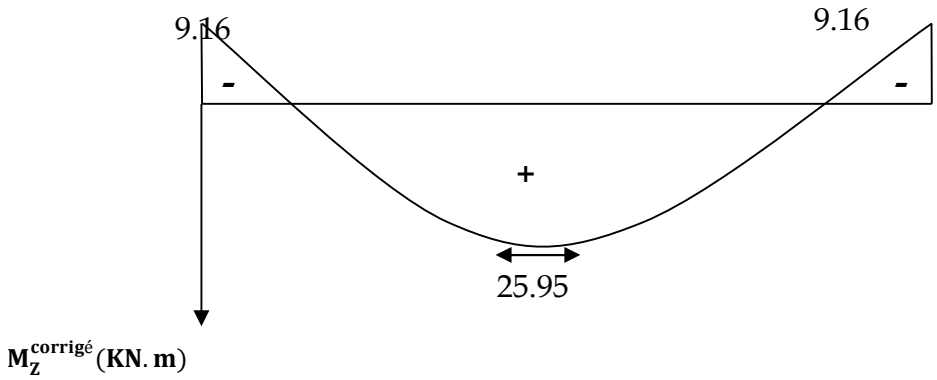
4) Diagramme des Efforts internes:



❖ **Diagramme efforts tranchants**



❖ **Diagramme Moment fléchissant**



❖ **Diagramme des moments fléchissant en tenant compte du semi encastrement**

Figure III.3.8. Diagrammes des efforts internes de la 2ème volée à l'ELS

C) Vérification à L'ELS :

1) Vérification des contraintes dans le béton : (A.4.5.2 BAEL 91)

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ = 15 MPa

σ_{bc}= K . σ_s = $\frac{\sigma_s}{K_1}$

- **Aux appuis :**

ρ_1= $\frac{100.A_a}{b.d}$ =$\frac{100x9,23}{100x13}$ = 0,242

ρ_1 = 0,242⟹ β_1= 0,921 ; K_1= 48.29

σ_s = $\frac{M_a}{\beta_1.d.A_a}$ = =$\frac{12.70x10^3}{0.921x13x9,23}$= 337.80 MPa

σ_{bc}= $\frac{\sigma_s}{K_1}$ = =$\frac{337.80}{48.29}$= 6.99MPa

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$ = 15 MPa ⟹ **La condition est vérifiée.**

- **En travée :**

$\rho_1 = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100x12,06}{100x13} = 0,696$

$\rho_1 = 0,696 \Longrightarrow \beta_1 = 0,879$; $K_1 = 26.32$

$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1.d.A_t} = \frac{36x10^3}{0.879x13x12,06} = 331.62MPa$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{140.28}{39.35} = 13.22MPa$

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15$ MPa $\Longrightarrow$ **La condition est vérifiée.**

2) Vérification de la flèche : (B.6.5, 2 BAEL 91)

Selon les règles du BAEL 91 le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions si après ne sont pas vérifiées.

4) $\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$ **avec ;** h : hauteur de la section est égale à 15 cm

5) $\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$ L : portée libre est égale à 400 cm

6) $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,20}{f_e}$ A : section des armatures tendues est égale à 6,15 cm²

M_t : moment fléchissant max en travée à l'ELS

$\frac{h}{L} = \frac{15}{350} = 0,043 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Longrightarrow$ **Condition non vérifiée.**

Vu que la condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche.

On doit vérifier que :

$f = \frac{M_t^{ser}.L^2}{10.E_v.I_v} \leq \overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0,80$ cm

Avec : $M_t^{ser} = 23,54$ KN.m

I_v : Moment d'inertie de la section homogène par rapport au centre de gravité.

$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,866$ MPa

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

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

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

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

$S_{xx'} = \frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 6{,}78 \times 16 = 17827{,}20\ cm^3$

B_0: Surface de la section homogène.

$B_0 = bh + 15\,A_t = 100 \times 18 + 15 \times 6{,}15 = 1901{,}7\ cm^2$

$V_1 = \frac{17827{,}20}{1901{,}7} = 9{,}37 cm$

$V_2 = h - V_1 = 18 - 9{,}37 = 8{,}63\ cm$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$I_v = \frac{100}{3}[(9{,}37)^3 + (8{,}63)^3] + 15 \times 6{,}78 \times (8{,}63 - 2)^2 = 53316{,}83\ cm^4$

Donc : $f = \frac{23{,}54 \times 4^2 \times 10^7}{10 \times 10818{,}866 \times 53316{,}83} = 0{,}65\ cm$

$f < \bar{f} = 0{,}80\ cm \Longrightarrow$ **La condition est vérifiée.**

L'escalier sera ferraillé comme suite

- En travée :

Armature principale **:** 6HA16 ; avec S_t= 25cm.

Armature de répartition **:** 5HA10; avec S_t=25cm.

- Aux appuis :

Armature principale **:** 6HA14 ; avec S_t=25cm.

Armature de répartition **:** 5HA10; avec S_t=25cm

III.4. Calcul de la poutre palière :

Etant donné que l'escalier a deux paliers de repos, la poutre palière sera **brisée** partiellement encastrée dans les poteaux.

❖ **Pré-dimensionnement :**

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

Avec :

- h : hauteur de la poutre,
- b : largeur de la poutre,
- L : portée maximum entre nus d'appuis.

L=530-50 =480 cm

❖ Hauteur :

$$\frac{480}{15} \leq h \leq \frac{480}{10} \Rightarrow 32cm \leq h \leq 48cm$$

On opte pour : **h = 35cm**

❖ Largeur :

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \Rightarrow 18cm \leq b \leq 24.5\ cm$$

On opte pour : **b = 25 cm**

❖ **Vérification des conditions sur RPA :**

h =35 cm $\geq$ 30 cm

b= 25 cm $>$ 20 cm Toutes les conditions sont Vérifiées.

h/b = 1.4 $<$ 4

Section adoptée :

Poutre palière ⇨ (25x35) cm²

III.4.1) Calcul a l'ELU :

✓ **Détermination des charges :**

➢ Charge permanant:

- Poids propre de la poutre : 25×0.25×0.35=2.19KN/ml
- Réaction de palier à L'ELU : T_u= 31.52KN.
- Réaction de palier à L'ELS : T_s= 22.64KN.

➢ **Combinaison des charges** :

- A l'E.L.U :

$q_u = (1{,}35\ G + T_u) = (1{,}35x2{,}19 + 31.52) = 34.48KN/ml$

1. calcul des efforts internes :

Réactions d'appuis : RA = RB = $\frac{q.l}{2}$ = 84.48KN.

Efforts tranchants :

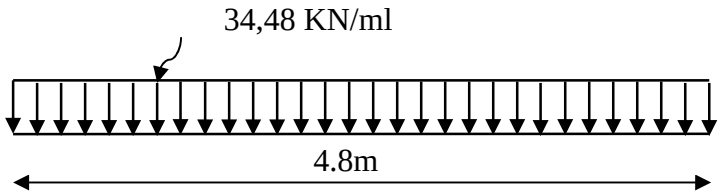
$$T(\mathbf{x}) = -34{,}48\,\mathbf{x} + 84.48 \qquad \text{Pour} \begin{cases} \mathbf{x} = 0\ \text{m} \implies T(\mathbf{x}) = 84.48\ \text{KN}. \\ \mathbf{x} = 4{,}9\ \text{m} \implies T(\mathbf{x}) = -84.48\ \text{KN}. \end{cases}$$

Moments fléchissant : $M_0 = M_{max} = \frac{q.l^2}{8}$ = 103.48KN.m

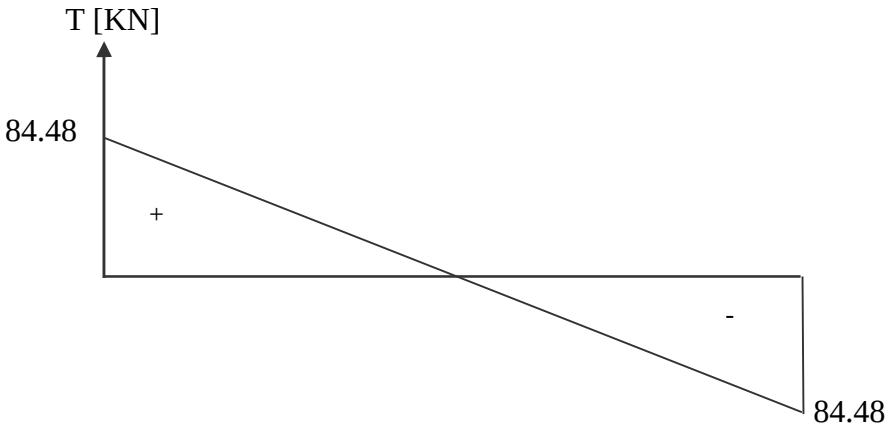
En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement :

M travées = 0,85 M_0 = 0,85 x 103.48 = 87.96 KN.m

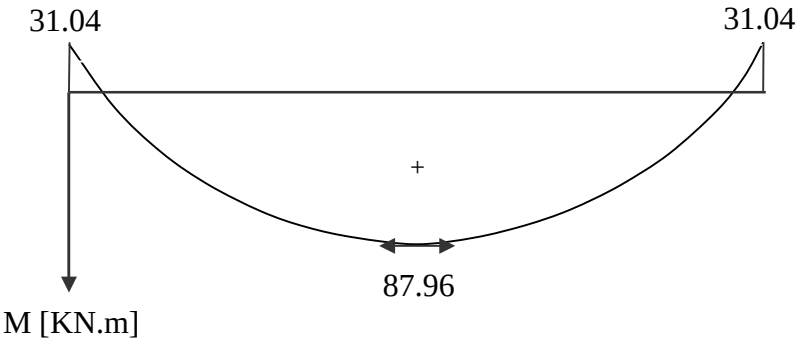
M appuis = −0,3 M_0 = −0,3 x 103.48 = −31.04 KN.m



❖ **Schéma statique à l'ELU**



❖ **Diagramme des efforts tranchants à L'ELU**



❖ **Diagramme des moments fléchissant à l'ELU**

Figure III.4.1. Diagrammes des efforts internes à l'ELu

2. Calcul des armatures :

b =25 cm , c =2 cm , d = 33 cm , h=35cm

♦ **Aux appuis** :

- Armatures principales : M_{ua} = 31.04 KN.m

$$\mu_b = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{31.04\times10^3}{25\times33^2\times14,20}$$

$\mu_b = 0{,}080 < 0{,}392 \Longrightarrow$ S.S.A.

$\mu_b = 0{,}080 \Longrightarrow \beta = 0{,}958$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta.d.f_e/\gamma_s} = \frac{31.04\times10^3}{0{,}958\times33\times348} = 2{,}82 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 4HA14 = 6{,}15 \text{ cm}^2$.

♦ **En travée :**

$M_{ut} = 87.96$ KN.m

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{87.96\times10^3}{25\times33^2\times14{,}20}$$

$\mu_b = 0{,}227 < 0{,}392 \Longrightarrow$ S.S.A.

$\mu_b = 0{,}226 \Longrightarrow \beta = 0{,}870$

$$A_a = \frac{M_{ut}}{\beta.d.f_e/\gamma_s} = \frac{87.96\times10^3}{0{,}870\times33\times348} = 8.80 \text{ cm}^2$$

$A_t = 8.80 \text{ cm}^2$, soit 6HA14 = 9.23 cm^2.

❖ **Le RPA99 exige que :**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0,5% en toute section, donc ;

  $9.05+3.14= 12.19 \text{ cm}^2 > 0{,}5.b.h/100 = 4{,}375 \text{ cm}^2 \Longrightarrow$ condition vérifiée.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux soit 4% en zone courante, donc ; $12.19 \text{ cm}^2 < 4.b.h/100 = 35 \text{ cm}^2 \Longrightarrow$ condition vérifiée.

III.4.2) Vérification à L'E.L.U :

1) Condition de non fragilité : (A.4.2, 1 BAEL 91)

$A_s \geq A_{min}$

$$A_s \geq 0{,}23\ b.d.\frac{f_{tj}}{f_e} \Longrightarrow As \geq 0{,}23 \text{ x } 25 \text{ x } 33 \text{ x } \frac{2{,}1}{400} = 0{,}99 \text{ cm}^2.$$

$A_a = 6{,}15 > 0{,}99 \text{ cm}^2$

$A_t = 9{,}23 > 0{,}99 \text{ cm}^2$ } $\Longrightarrow$ **La condition est vérifiée**

2) Vérification de l'effort tranchant : (A.5.1.21 BAEL 91)

$\tau_u = \frac{V_U}{b.d}$ = $\frac{84.48\times10^3}{250\times330}$ = 1.02 MPa.

$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ = min {0,15.f_{cj} / γ_b ; 4 MPa}. **(Fissuration préjudiciable)**

$\overline{\tau_u}$ = min {2,5 ; 4 MPa} = 2,5 MPa.

τ_u = 1.02 MPa < 2,5 MPa ⟹ **La condition est vérifiée.**

Il n'y a aucun risque de cisaillement.

3) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis: (A.5.1.313 BAEL 91)

$\overline{V_u}$ = 0,4. fc28 .0,9.d. $\frac{b}{\gamma_s}$

$\overline{V_u}$ = 0,4 × 25.10^3 × 0,9 × 0,33× $\frac{0,25}{1,15}$ = 645.65 KN.

Vu = 84.48 KN < $\overline{V_u}$ = 626,09 KN. ⟹ La condition est vérifiée.

4) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

Quand toutes les barres sont de même diamètre et, soit isolées, soit groupées en paquets égaux, la formule devient :

$\tau_{Se} = \frac{V_u}{0,9.d.\sum u_i}$ **(A.6.1.3 BAEL 91)**

$\sum u_i$: désignant la somme des périmètres utiles des barres ou des paquets.

$\sum u_i$ = n π ϕ = 4 × 3,14 × 10 = 12.56cm

τ_{Se} = $\frac{84.48\times10^3}{0,9\times330\times125,6}$ = 2.26 MPa.

$\overline{\tau_{se}}$ = ψs. f_{t28}. .

$\overline{\tau_{se}}$ = 1,5 x 2,1 = 3,15 MPa

$\tau_{Se} < \overline{\tau_{se}}$ ⟹ La condition est vérifiée, il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

5) Longueur du scellement droit : (Art A.6.1, 22 / BAEL91)

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\varphi \times fe}{4 \times \tau_{su}}$$

❖ **Calcul de τ_{su} :**

$\tau_{su} = 0.6\ \psi^2\ f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835$ Mpa.

$L_s^1 = \frac{1x400}{4x2,835} = 35.27cm$; On prend **L_s =45 cm.**

$L_s^2 = \frac{1,2x400}{4x2,835} = 42.32cm$; On prend **L_s =45cm.**

Les règles du (Art.6.A.1/ BAEL91 modifié 99), admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normale est assuré lorsque la longueur de la partie encrée, mesuré hors crochet L, est au moins égale à 0.4 Ls pour les aciers H.A.

L =0.4×45 =18cm.

6) Les armatures transversales : (A.7.2,2 BAEL 91)

Les diamètres des armatures transversales doivent être

$$\phi_t \le \min\left\{\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right\} = \min\{12,10,25\} = 10mm$$

On choisit un diamètre $\phi 8$:

Donc on adopte 4HA8 = 2,01cm^2 ⟶ (un cadre + étier) ϕ 8 **.**

7) Espacement des barres : BAEL 91 (A.5.1, 22)

$S_t \le \min\{0,9d; 40cm\} = \min\{29.7; 40cm\} = 29.7cm$ Soit : St = 25 cm

➢ **En zone nodale :**

$$S_t \le \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi\right\} = \min\{8,75; 14,4\} = 8,75cm \Longrightarrow \text{Soit } S_t = 8 \text{ cm}$$

➢ **En zone courante :**

$$S_t \le \frac{h}{2} = 17,5cm \Longrightarrow \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

- Quantité d'armatures transversales minimale :

$$A_{min} = 0.003\, S_t \times b$$

A_{min} =0.003x15x25 = 1.1 cm².

$A_{adopté} > A_{min\ du\ RPA} \Longrightarrow$ La condition est vérifiée.

III.4.3) Calcul à L'ELS :

Combinaison de charges :

qs= (G + R_{As}) = (2,19 + 22,64) = 24,83 KN/ml

Calcul des efforts internes :

Réactions d'appuis : RA = RB = $\frac{q_s.l}{2}$ = 60.83 KN.

Efforts tranchants :

T(**x**) = – 24,83 **x** + 60.83 { Pour **x** = 0 $\Longrightarrow$ T (**x**) = 60.83 KN.

x = 4,22 m $\Longrightarrow$T (**x**) = − 60.83 KN.

Moments fléchissant :

$M_o = M_{max} = \frac{q_S.l^2}{8}$ = 74.52 KN.m

En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement :

M travée = 0,85 M_0 = 0,85 x 74.52 = 63.34 KN.m.

M appuis = −0,3 M_0 = −0,3 x 74.52 = − 22.36 KN.m

III.4.4) Vérification à L'ELS :

1. **Vérification des contraintes dans le béton et les aciers : (A.4.5.2 BAEL 91)**

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ = 15 MPa

Avec : σ_{bc}= K . σ_s $\frac{\sigma_s}{K_1}$

- **En travée** :

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est A_t = 9.05 cm²

$\rho_1 = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100\times9,23}{25\times33}$ = 1.096

ρ_1 = 1.096 $\Longrightarrow$ β_1= 0.856 ; K_1= 19.72

$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1.d.A_t} = \frac{63.34\times10^3}{0,856\times33\times9,23} = 247.77$ MPa

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{247.77}{19.72} = 12,56$ MPa

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15$ MPa $\Longrightarrow$ La condition est vérifiée.

- **Aux appuis :**

La section d'armatures adoptée à l'ELU aux appuis est $A_a = 3.14$ cm^2.

$\rho_1 = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100\times6,15}{25\times33} = 0,380$

$\rho_1 = 0.380 \Longrightarrow \beta_1 = 0,904$; $K_1 = 37.08$

$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1.d.A_a} = \frac{22.36\times10^3}{0,904\times33\times6,15} = 238.70$ MPa

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{238.70}{37.08} = 6.44$ MPa

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15$ MPa $\Longrightarrow$ La condition est vérifiée.

Conclusion *:*

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

2. Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, alors il est inutile de vérifier.

3. Vérification de la flèche : (B.6.5, 2 BAEL 91)

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. Les règles du **BAEL91**, précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS les poutres, si les conditions suivantes sont satisfaites.

1) $\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$ $\quad \frac{35}{490} = 0,0714 > \frac{1}{16} = 0,0625$

2) $\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10\times M_0}$ $\quad \frac{35}{490} = 0,071 < \frac{87.96}{10\times103.48} = 0,085$

3) $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,20}{f_e}$ $\quad \frac{9.05}{25\times33} = 0,010 \leq \frac{4,20}{400} = 0,011$

Vu que la condition 2 n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche on doit vérifier que **:**

$f = \frac{M_t^{ser} \text{ X } L^2}{10 \text{ X } E_v \text{ X } I_V} \leq f = \frac{L}{500} = \frac{480}{500} = 0.96$

Avec :

M_t^{ser} = 63.34 KN.m

I_v : Moment d'inertie de la section homogène par rapport au centre de gravité.

$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818{,}866$ MPa

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

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

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

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

$$S_{xx'} = \frac{25 \times 35^2}{2} + 15 \times 9.05 \times 33 = 19792.25 cm^3$$

B_0: Surface de la section homogène.

$$B_0 = bh + 15\,A_t = 25 \times 35 + 15 \times 9.05 = 1010.75\ cm^2$$

$$V_1 = \frac{19792.25}{1010.75} = 19.58\ cm$$

$$V_2 = h - V_1 = 35 - 19.58 = 15.42\ cm$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I_v = \frac{100}{3}[(19.58)^3 + (15.42)^3] + 15 \times 9.05 \times (15.42 - 3)^2 = 393374.37\ cm^4$$

Donc :

$$f = \frac{63.34 x 4.80^2 x 10^7}{10 x 10818.866 x 393374.37} = 0.07 cm$$

$f < \overline{f} = 0{,}96$ cm $\Longrightarrow$ **La condition est vérifiée.**

III.4.Calcul des portes à faux :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur. Il est constitué d'une dalle pleine d'épaisseur donnée (15 cm).

Le porte-à-faux est encastré au niveau de la poutre.

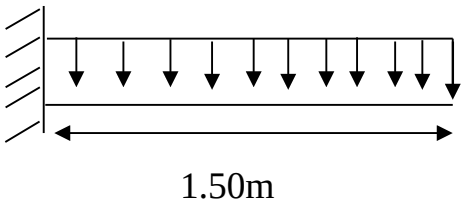


Figure III.4.1.Représentation du porte-à-faux.

III.4.1.Dimensionnement :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

L'épaisseur des portes à faux est donnée par la formule suivante

$$h \geq \frac{L}{10} = \frac{150}{10} = 15cm$$

On prend : h = 15cm

III.4.2.Calcul des sollicitations

- **Charges permanentes :**

G = 5.11 KN / ml

- **Surcharge d'exploitation**

Q = 3.50 KN / ml

- **Combinaisons de charge**

➢ **A l'ELU**

La combinaison est donnée par : 1,35G + 1,5Q

$q_u = N_u = 1{,}35 \times 5.11 + 1{,}5 \times 3.50 = 12.148$ KN / ml

➢ **A l'ELS**

La combinaison est donnée par : G + Q

$q_u = N_u = 5.11 + 3.50 = 8.61$ KN / ml

➢ **Le moment provoqué par N_u :**

$$M_{N_u} = + \frac{q_u \, l^2}{2} = \frac{12.148 \times 1{,}5^2}{2} = + 13.66 \text{ KN.m}$$

III.4.3.Ferraillage du porte à faux :

➢ **Calcul a l'ELU :**

Le ferraillage se fera à la flexion simple.

➢ Armatures de principales :

$$\mu_1 = \frac{M_U}{\beta . d^2 . f_{bu}} = \frac{13.66 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 14{,}2 \times 10^2} = 0{,}066 < \mu_l = 0{,}392$$

La section est simplement armée ⇒ $\beta = 0{,}966$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \, . d \, . \sigma_{st}} = \frac{13.66 \times 10^5}{0{,}966 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 3{,}38 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4 HA12 = 4.52 cm^2**, avec un espacement de 25 cm.

➢ Les armatures de répartition :

Les armatures de répartition sont données par la formule suivante :

$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{4,52}{4} = 1.13\ cm^2$

On opte pour une section de : **4 HA10 = 3,14cm^2**, avec un espacement de 25 cm.

- **Vérification à l'ELU :**

a) Condition de non fragilité :

$A_{min} = 0,23b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1.45\ cm^2$

D'où : $A_u = 4.52\ cm^2 > A_{min} = 1.45\ cm^2 \Rightarrow$ **condition vérifiée**

b) Condition de la contrainte de cisaillement

Pour une fissuration préjudiciable, la contrainte tangente conventionnelle est donnée par :

$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \min\left\{\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 4MPa\right\} = 2,5\ MPa$

$V_u = N_u.l = 12.148 \times 1,5 = 18,22\ KN \longrightarrow$

$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{18.22 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,15\ MPa$

$\tau_u = 0,15\ MPa < 2,5\ MPa \Rightarrow$ condition vérifiée.

c) Vérification de l'adhérence des barres :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9.d.\sum U_I}$ avec : $\sum U_I = n \times \pi = 4 \times 1 \times 3,14 = 12,56\ cm$

$\tau_{se} = \frac{18.22 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 12.56 \times 10} = 1.34\ MPa$

$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\ MPa$

τ_{se} = 1.34 MPa < $\overline{\tau_{se}}$ = 3,15 MPa ⇒ **condition vérifiée.**

d) Longueur d'ancrage :

$\tau_{su} = 0.6\Psi_S^2 f_{t28}$ ⟶ (Art. A.6.1, 23/BAEL91)

$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 MPa$

$$L_S = Max \begin{cases} L_S = \dfrac{\Phi fe}{4\bar{\tau}_{su}} = \dfrac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32cm \\ L_S = 40\emptyset = 40x1.2 = 48cm \end{cases}$$

L_S = 48 cm

$L_{cr} = 0.4L_S = 0.4x48 = 19.2cm$ soit L_{cr} = 20cm

- **Vérification à l'ELS :**

a) Combinaison des charges

$q_u = N_u = 5.11 + 3.50 = 8.61$ KN / ml

b) Calcul des moments

$M_s = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{8.61 \times 1,5^2}{2} = 9.69$ KN.m

c) ferraillage à l'ELS :

$\bar{\sigma}_s$ = 348 MPa

$\mu_1 = \frac{M_s}{b.d^2.\bar{\sigma}_{st}} = \frac{9.69 \times 10^5}{100 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 0,023$

$\mu_1 = 0,023 \Rightarrow \beta_1 = 0,802$ et $K_1 = 10.25$

$A_{ser} = \frac{M_s}{\beta_1.d.\bar{\sigma}_{st}} = \frac{9.69 \times 10^5}{0{,}802 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 2.89\ cm^2$

$A_{ser} = 2.89\ cm^2 < A_{adoptée} = 4.52\ cm^2$

d) Vérification des contraintes :

- **Acier :**

$\sigma_S < \bar{\sigma}_S$

$\bar{\sigma}_S = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348Mpa \qquad \sigma_S = \frac{M_S}{\beta_1.d.A_{St}}$

$\rho_1 = \frac{100A_{St}}{b.d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 12} = 0.376 \Rightarrow \beta_1 = 0.905 \quad ; \quad K_1 = 37.63$

$\sigma_s = \frac{9.69 \times 10^5}{0.905 \times 12 \times 452} = 197.40MPa$

$\sigma_S < \bar{\sigma}_S \quad \Rightarrow$ Donc la section d'acier est vérifie.

- **Béton :**

Il faut vérifie que $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$\sigma_b = k\sigma_S$

$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{37.63} = 0.026$

$\sigma_b = 0.026 \times 197.40 = 5.13MPa$

$\sigma b < \bar{\sigma}_{bc} \quad \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

III.5.SALLE MACHINE

INTRODUCTION :

L'ascenseur est un appareil élévateur desservant les différents niveaux .Il manifeste l'accès des personnes, se déplaçant le long du guide vertical. L'ascenseur est composé de 3 parties essentielles :

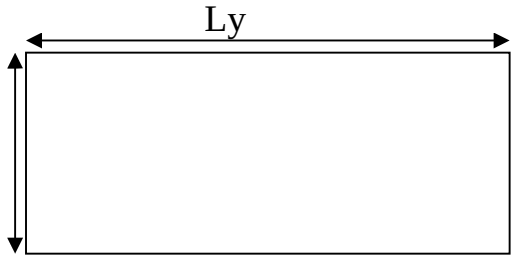
- Le treuil de levage et sa polie.
- La cabine ou la benne.
- Le contre poids.

Notre bâtiment est doté d'une cage d'ascenseur en Béton Armé de vitesse d'entrainement V=1 m/s, dont la surface de la cabine est de 5.28m^2 (2.20x2.40) appuyée sur ses 4 cotés, pouvant charger 8 personnes de 6.3 kN.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à 9 tonnes, réparti sur une surface de (0.8×0.8) m² transmise par le système de l'ascenseur.

L'étude se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments.

III.5.1. Calcul de la dalle pleine:



L_x=220cm L_y=240cm

S=5.28m^2

a) Epaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule : $\mathbf{h_t \geq \frac{lx}{30}}$

$\mathbf{h_t \geq \frac{220}{30} = 7.33\ cm}$

Le RPA exige une hauteur ht≥12 cm, on adopte une hauteur : ht=15 cm

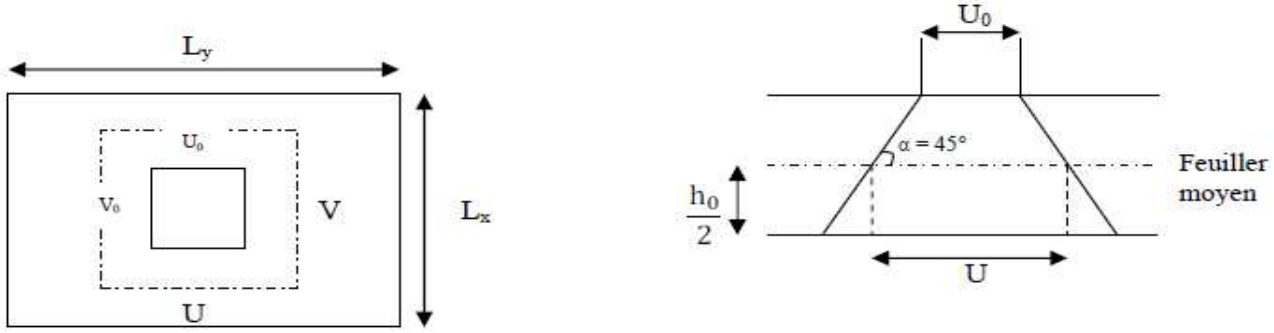


Figure III.5.1.Caractéristiques géométriques de la dalle pleine de la salle machine.

L'étude se fera à l'aide des tables de **PIGEAUD**, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par la charge localisé.

On a:

$$\begin{cases} U=u_0+2\xi e_0+ht \\ V=v_0+2\xi e_0+ht \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} U=80+2x1x5+15=105cm \\ V=80+2x1x5+15=105cm \end{cases}$$

Avec:

ξ=1 car le revêtement est en béton.
e=5 cm l'épaisseur du revêtement.
U0, V0: coté du rectangle sur lequel agit la charge P.

- Calcul du ρ :

$$\rho=\frac{Lx}{Ly}=\frac{220}{240}=0.91$$

$0.4<0.91<1 \Longrightarrow$ panneau travail dans les deux sens.

b) Calcul des moments au centre du panneau :

Ils sont donnés par la formule : $\begin{cases} Mx1 = qu\,(M1 + \nu M2) \\ My1 = qu\,(\nu M1 + M2) \end{cases}$

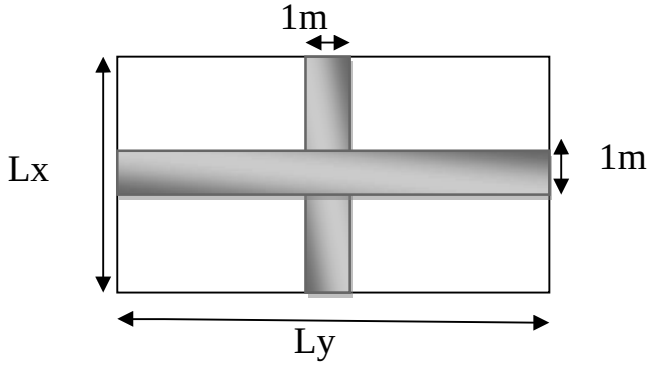
Mx1, My1 : Moments au milieu du panneau dans les sens x-x et y-y, due à la charge P.

M1, M2 : coefficients déterminés à partir des rapports $\frac{U}{Lx}\ \frac{V}{Ly}\ \frac{Lx}{Ly}$

ν : coefficient de poisson $\begin{cases} \nu = 0 \text{ à L'ELU.} \\ \nu = 0.2 \text{ à L'ELS.} \end{cases}$

c) Calcul des sollicitations :

- $\frac{U}{Lx}=\frac{105}{220}=0.47$
- $\frac{V}{Ly}=\frac{105}{240}=0.43$
- $\frac{Lx}{Ly}=0.91$



Après interpolation : M1=0.1025 M_2=0.09247

- **A L'ELU** :

Pu=1.35P =1.35×90=121.50 KN (charge concentrée du système de levage).

qu = 1.35G + 1.5 Q=1.35 (25×ht+22×e) +1.5×1

=1.35 (25×0.15+22×0.05) +1.5 =8.04 KN/ml (charge uniformément repartie)

- **A L'ELS:**

Ps= P = 90KN.

qs= G+Q = 4.85+1=5.85 KN/ml

d) Les moments dus au système de levage (M_{x1}, M_{y1}) :

$$\begin{cases} M_1{}^x = Pu\ M1=121.50x0.1025=12.45\ kn.m \\ M_1{}^y = Pu\ M2 =121.50x0.09247 =11.23\ kn.m \end{cases}$$

e) Les moments dues au poids propre de la dalle $M_2{}^X$ $M_2{}^Y$:

Le calcul se fera pour une bonde de 1m de largeur, et ils sont donnés par la formule suivante :

$$\begin{cases} M_2{}^x = \mu_x x q_u x L_x{}^2 \\ M_2{}^Y = \mu_y \text{ x } M_2{}^x \end{cases}$$

$\rho = 0.91 \Longrightarrow \mu_x = 0.0448$; $\mu_y = 0.798$

$$\begin{cases} M_2{}^x = 0.0448x8.04x2.20^2 = 1.74\ kN.m \\ M_2{}^y = 0.789x1.72 = 1.35\ KN.m \end{cases}$$

- **Les moments globaux :**

$$\begin{cases} M^x = M_1{}^x + M_2{}^x = 12.45+1.72= 14.19\ KN.m \\ M^y = M_1{}^y + M_2{}^y = 11.23+1.35= 12.58\ KN.m \end{cases}$$

Pour tenir compte de l'encastrement sur les appuis, on considère le panneau comme un panneau appuyé sur 4 cotés dont l'appui peut assurer un encastrement partiel :

- Moment en travée : 0.75 M^x, 0.75 M^y.
- Moment sur appuis : 0.5 M^x

- **Sens lx :**

En travées : M_t^x =0.85x14.19 = 12.06 KN.m

Aux appuis : M_a^x = -0.3x14.19 = -4.25 KN.m

- **Sens ly :**

En travées : M_t^y = 0.85x12.58 =10.69KN.m

Aux appuis : M_a^y = -0.3x12.58 =-3.77KN.m

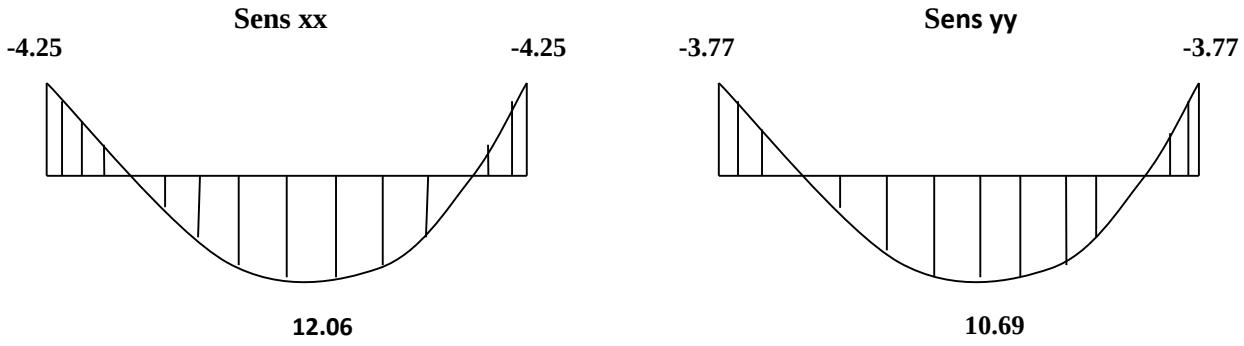


Figure III.5.2.Les moments dans les deux sens

f) Ferraillage :

1. Ferraillage a l'ELU :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

Sens X-X :

- En travée :

b= 100 cm $d_x = h0 - c = 15 - 2 = 13$ cm

$\mu_b = \frac{M_x^t}{b x d^2 f_{bu}} = \frac{12.06 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.05 < \mu = 0.392$

$\mu = 0.05 \longrightarrow \beta = 0.974$

Donc : $A_x = \frac{M_t^x}{\beta \times d_x \times \sigma_{st}} = \frac{12.06 \times 10^3}{0.974 \times 13 \times 348} = 2.73 cm^2$

Soit : **4HA10=3.14 cm², avec un espacement St=25 cm.**

- Aux appuis :

$\mu_b = \frac{M_x^a}{b x d^2 x f_{bu}} = \frac{4.25 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.017 < \mu = 0.392 \longrightarrow$ (S S A)

$\mu = 0.017 \longrightarrow \beta = 0.9915$

$A_a = \frac{M_a^x}{\beta x d x \delta_{st}} = \frac{4.25 \times 10^3}{0.9915 \times 13 \times 348} = 0.94 cm^2$.

Soit: **4 HA8 = 2.01cm²** avec un espacement de **St = 25cm**.

Sens Y-Y :

- En travée :

$\mu = \frac{M_t^y}{b x d^2 x f_{bu}} = \frac{10.69 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.12} = 0.044$

$\mu = 0.044 \longrightarrow \beta = 0.978$

$A_t = \frac{M_t^y}{\beta x d x \delta_{st}} = \frac{10.69 \times 10^3}{0.978 \times 13 \times 348} = 2.41 cm^2$

Soit **4HA10 = 3.04 cm²**, avec un espacement **St=25 cm**.

- Aux appuis :

$\mu_b = \frac{M_y^a}{b x d^2 x f_{bu}} = \frac{3.77 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.015 < 0.392 \longrightarrow$ S S A

$\mu = 0.015 \longrightarrow \beta = 0.9915$

$A_a = \frac{M_y^a}{\beta x d x \delta_{st}} = \frac{3.77 \times 10^3}{0.9915 \times 13 \times 348} = 0.84 cm^2$

Soit : **4HA8 = 2,01cm²** ; avec un espacement **St = 25cm.**

2. Vérification à L'ELU :

a. Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1 BAEL91)

Sens XX :

$A_{min} = \rho_0 \times b \times h \times \left(\frac{3-\alpha}{2}\right)$ avec $\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0.91$

$\rho_0 = 0.0008$ pour HA

$\rightarrow$ Amin = $\frac{0.0008x100x15x(3-0.91)}{2}$ = 1.25cm^2

- En travée : A adoptée = 3.14 cm2 > A_{min} = 1.25 cm^2. ..} **Condition vérifiée**
- Aux appuis : A adoptée = 2.01 cm2 > A_{min} = 1.25 cm^2.

Sens Y-Y :

$W_y = \frac{A_y}{bxh} \geq w_0 \Longrightarrow \quad A_y \geq bxhxw_0$

$\rightarrow A_y > 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2$ cm^2

- En travée : A adoptée = 3.14 cm^2 > A_y =1.2 cm^2. ...} **Condition vérifié**
- Aux appuis : A adoptée = 2.01 cm^2 > A_y =1.2 cm^2.

b. Diamètre maximal des barres :

On doit vérifier que :

$$\Phi_{max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15\,mm$$

$\Phi = 10mm \prec \Phi_{max} = 15mm \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

c. Ecartement des barres : (Art A.8.2.42 / BAEL)

L'écartement des armatures d'une même nappe soumise à un chargement concentrique ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Direction la plus sollicite : St ≤ min (2h, 25cm) = min (30, 25cm) = 25 cm.
- Direction perpendiculaire : St ≤ min (3h, 33cm) = min (45, 33cm) = 33 cm.

- Aux appuis : St = 25 cm ≤ 25 cm $\rightarrow$ **Condition Vérifiée**
- En travées : St = 25cm ≤ 25 cm $\rightarrow$ **Condition Vérifiée**

d. Vérification de non poinçonnement : (BAL 99/Art-A-5-2-2)

On doit vérifier que : $q_u \leq 0.045 U_c h_t \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec :

U_c: Périmètre de contour de l'aire sur la quelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$$\begin{cases} U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (1{,}05 + 1{,}05) = 4{,}20 \text{ m} \\ q_u = p_u = 121.5 \text{ KN} \end{cases}$$

$P = 121.5 \text{ kN} \leq 0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times \frac{25x10^3}{1.5} = 472.5\text{kN}$ → **Condition Vérifiée.**

La condition est vérifiée, donc aucune armature transversale n'est nécessaire.

e. <u>vérification au cisaillement</u> : $\boldsymbol{\tau} \leq \overline{\tau u}$

Avec : T_{max} = 38.57KN, b = 1m = 1000mm, d = 0.9, ep =15cm

$$\begin{cases} \boldsymbol{\tau_u} = \frac{T_{max}}{bxd} = \frac{38.57x10^3}{1000x(0.9x150)} = 0.208\text{MPa}. \\ \overline{\tau u} = 0.07 \text{ x } \frac{fc_{28}}{\gamma_b} = 0.07\text{x } \frac{25}{1.5} = 1.16\text{MPa}. \rightarrow \textbf{Condition Vérifiée.} \end{cases}$$

3. Calcul à L'ELS :

a. <u>Les moments M_P^X et M_P^Y dues au système de levage :</u>

ρ =0.91 ν = 0.2 à L'ELS

$M_P^X = P_S(M_1 + \nu M_2)$

$M_P^Y = P_S(\nu M_1 + M_2)$

$$\begin{cases} M1=0.1025 \\ M2=0.009247 \end{cases}$$

$M_P^X = (0{,}1025 + 0{,}2x0.09247)x90 = 10.88 KN/ml$

$M_P^Y = (0{,}2x0.1025 + 0.09247)x90 = 10.16 KN/ml$

0.208 MPa < τ = 1.16 MPa……**Condition vérifiée.**

b. <u>Les moments engendrés par le poids propre de la dalle M_q^X et M_q^Y :</u>

q_s = G+Q =4.85+1=5.85 kN/ml à L'ELS $\nu = 0.2$

$$\rho = 0{,}91 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0{,}0519 \\ \mu_y = 0{,}861 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_q^X = \mu_x q_s L_x^2 = 0{,}0519 \text{ x } 5{,}85 \text{ x } (2.20)^2 = 1.46 \text{ (KN.m)} \\ M_q^Y = \mu_y M_q^x = 0{,}861 \text{ x } 1.46 = 1.25 \text{ (KN.m)} \end{cases}$$

c. Les moments globaux **:**

$$\begin{cases} M^x = M_P^X + M_q^X = 10.88 + 1.46 = 12.34 \text{ KN.m} \\ M^y = M_P^y + M_q^y = 10.16 + 1.25 = 11.41 \text{ KN.m} \end{cases}$$

d. Les Corrections des moments :

- **En travée:**

Sens x-x: $Mt_x = 0.85\ M_x = 0.85 \times 12.34 = 10.48$ KN.m

Sens y-y: $Mt_y = 0.85\ M_y = 0.85 \times 11.41 = 9.69$ KN.m

- **Aux appuis:**

Sens x-x: $Ma_x = -0.3\ M_x = -0.3 \times 12.34 = -3.70$KN.m

Sens y-y: $Ma_y = -0.3\ M_y = -0.3 \times 11.41 = -3.42$ KN.m

4. Vérification à L'ELS :

a) Ferraillage :

Sens X-X :

- **En travée** :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10.48x10^3}{100x\ 13^2\ x14.2} = 0.044 < 0{,}392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0{,}044 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0{,}964$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{10.48x10^3}{0{,}964 \times 13 \times 348} = 2{,}40\text{cm}^2$$

- **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3.70x10^3}{100 \times 13^2 x14{,}2} = 0{,}015 < 0{,}392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0{,}015 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0{,}827$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{3.70x10^3}{0{,}827 \times 13 \times 348} = 0{,}98\text{cm}^2$$

Sens Y-Y

- **EN travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9.69x10^3}{100\times(13)^2\times14,2} = 0,040 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,040 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,769$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{9.69\times10^3}{0,769\times13\times348} = 2.78\text{cm}^2$$

- **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3.42x10^3}{100\times(13)^2\times14,2} = 0,014 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,014 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,825$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{3.42\times10^3}{0,825\times13\times348} = 1.27\text{cm}^2$$

b) Vérification des contraintes dans le béton :

Sens x-x :

- **Aux appuis :**

Ma =3.70 KN.m.

On doit vérifier : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6\, f_{c28} = 15$ MPa.

$$\rho_1 = \frac{100\times Aa}{bd} = \frac{100\times2.01}{100\times13} = 0.154 \Rightarrow \begin{cases} k = 0,016 \\ \beta = 0,936 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta_1 d\, Aa} = \frac{3.70\times10^6}{0.936\times130\times2.01\times10^2} = 151.28 \text{ MPa}$$

$\sigma_b = k\sigma_s = 0.016x\ 151.28 = 2.42$ MPa < 15 MPA $\Rightarrow$ **condition vérifiée.**

➢ **En travée :**

Mt = 10.48KN.m.

On doit vérifier : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ = 0.6 f_{c28} = 15 MPa.

$$\rho_1 = \frac{100 \times At}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241 \quad \begin{cases} k = 0{,}020 \\ \beta = 0{,}921 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta_1 d\, At} = \frac{10.48 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 278.7 \text{ MPa}$$

$\sigma_b = k\sigma_s$ = 0.02 x 278.7 =5.57 MPa < 15 MPA ⇒ **condition vérifiée**

c) Etat limite de fissuration :

La fissuration est peu préjudiciable, donc aucune vérification n'est nécessaire.

❖ Vérification de la flèche :

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur ces cotes, on peut se disposée du calcul de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

- $\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_t^x}{20M_x} \Longrightarrow \frac{15}{220} = 0.068 \geq \frac{0.85}{20} = 0.0425$……..C V
- $\frac{A_x}{bd} = \frac{3.14}{100x13} = 0.0024 \leq \frac{2}{400} = 0.005$……C V

Conclusion :

Les armatures calculées à L'ELU sont justifiées, elles sont récapitulées comme suit :

Dans le sens (x-x) et (y-y) :

En travée : 4HA10 = 3.14 cm^2

Aux appuis : 4HA8 = 2.01 cm^2

Chapitre III :
Calcul des éléments secondaires

Chapitre IV :
Modélisation et vérification de RPA

Introduction :

L'étude dynamique d'une structure est très complexe en particulier le calcul sismique qui demande des méthodes très fastidieuses dont le calcul manuel est pénible. Pour cette raison, on fait appel à l'outil informatique basé sur la méthode des éléments finis (MEF) afin d'avoir les résultats les plus approchés aux résultats réels dans des délais raisonnables.

On dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont on cite : ETABS, ROBOT, SAP…etc.
Pour notre étude nous allons utiliser logiciel **ETABS Version 9.6.0**

IV-1.Description du logiciel ETABS :

ETABS (Tridimensionnel Analysis of Building Structures) est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement adapté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil, dont son calcul est basé sur la méthode des éléments finis. Grâce au logiciel 'ETABS', nous pouvons déterminer les efforts interne dans la structure sous l'effet des charges verticales représentées par G et Q et sous l'effet des charges horizontales représentées par le séisme E. Ceci nous conduit à l'étude dynamique de la structure avec des compléments de conception et de vérification des structures, il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts interne, les champs de contraintes, les modes de vibration.

IV-2.Méthode du calcul :

Le calcul des forces sismiques dépend du type de la structure et ses dimensions, il se fait à l'aide des trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente (Art 4.1.2 /RPA99 version2003)
- La méthode dynamique qui regroupe :

- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

La méthode d'analyse par accélérogrammes nécessite l'intervention des spécialistes, donc la méthode qui convient dans notre cas et dans tout les cas, est la méthode modale spectrale.

La méthode dynamique modale spectrale c'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.

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

❖ **Hypothèses de calcul:**

- ✓ Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- ✓ Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- ✓ Les planchers doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux)

IV-3. Modélisation de la structure :

La structure que nous nous proposons de modéliser est un bâtiment à 11 niveaux (Sous-sol+ RDC+9étages), contreventée par un système mixte (portiques+voiles). En ce qui concerne les voiles, le choix de leur positionnement doit satisfaire certaines conditions :

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et facilement réalisable.
- La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la structure.

En respectant l'architecteur et en suivant les critères cités ci-dessus, on a opté pour la distribution schématisée ci-dessous :

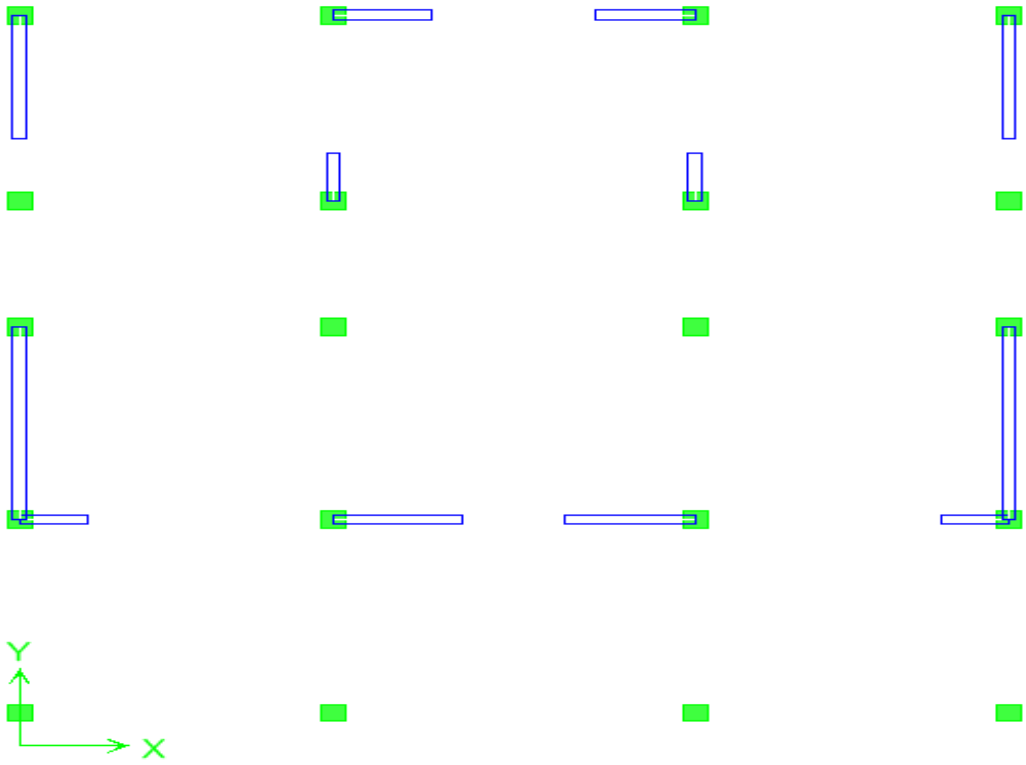


Figure IV.1:disposition des voiles

IV-3-1. Etapes de la modélisation :

Les différentes étapes de modélisation sont :

1. Introduction de la géométrie du modèle.
2. Spécification des propriétés mécanique de l'acier et du béton.
3. Spécification des propriétés géométrique des éléments (poteaux, poutres, voiles….).
4. Introduction du spectre de réponse selon le RPA99 /version2003.
5. Définition des charges statiques (G et Q).
6. Introduction des combinaisons d'actions.
7. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
8. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

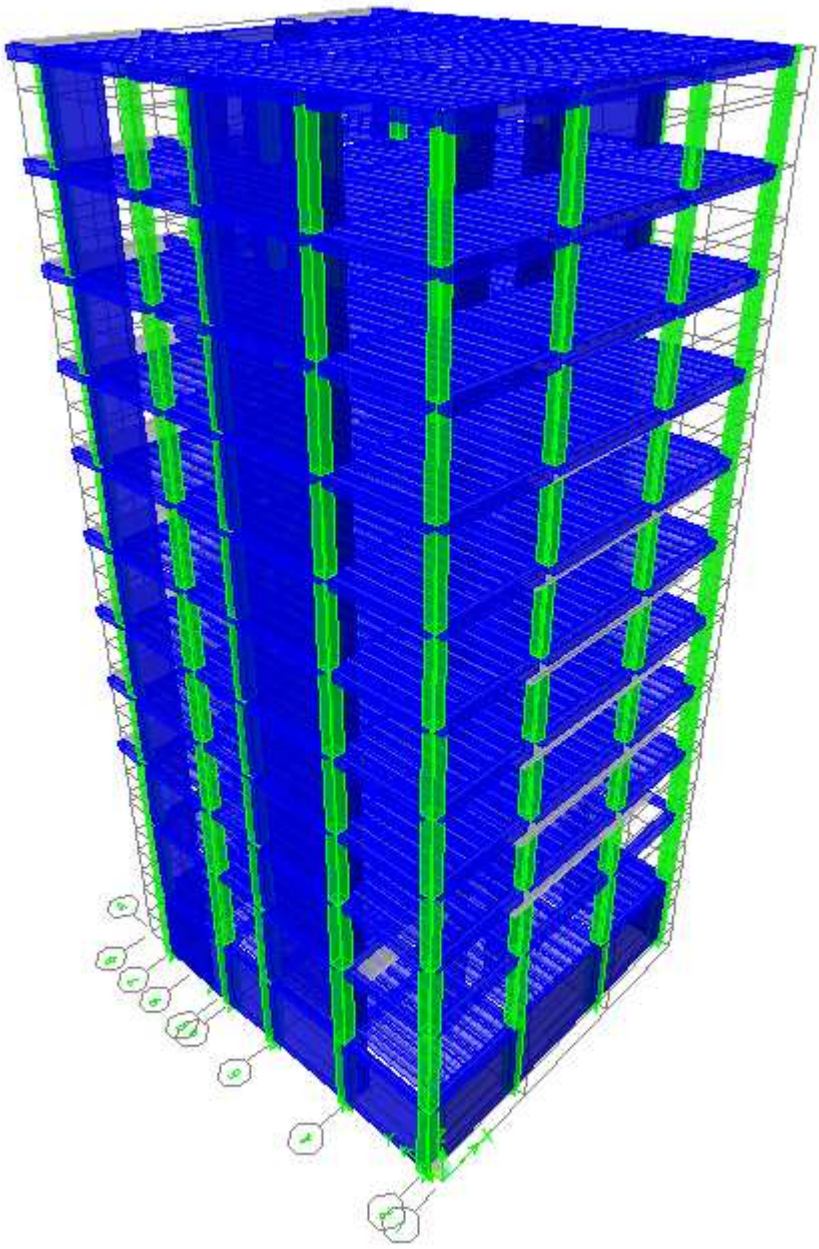


Figure IV-2 : vue en 3D de la structure.

IV.5 .Vérifications des conditions du RPA :

- Le pourcentage de participation massique
- Justification du système de contreventement
- L'effort tranchant à la base
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal
- L'excentricité
- L'effet P-Delta.
- justification du système de contreventement

1) Période et participation modale

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure .(article 4.3.4 RPA99 version 2003).

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	0,952387	70,9497	0,0041	0,0000	70,9497	0,0041	0,0000	0,0059	98,8395	0,0010	0,0059	98,8395	0,0010
2	0,845539	0,0043	64,8369	0,0000	70,9540	64,8410	0,0000	96,9557	0,0060	0,0267	96,9616	98,8455	0,0277
3	0,647100	0,0003	0,0166	0,0000	70,9542	64,8576	0,0000	0,0275	0,0000	66,5173	96,9891	98,8455	66,5450
4	0,282535	11,4980	0,0000	0,0000	82,4522	64,8576	0,0000	0,0000	0,2319	0,0101	96,9891	99,0774	66,5551
5	0,199518	0,0000	17,0151	0,0000	82,4522	81,8727	0,0000	2,1450	0,0000	0,0027	99,1341	99,0774	66,5579
6	0,164190	0,0092	0,0037	0,0000	82,4614	81,8764	0,0000	0,0010	0,0004	14,9447	99,1351	99,0779	81,5026
7	0,141878	4,1096	0,0000	0,0000	86,5710	81,8764	0,0000	0,0000	0,5216	0,0103	99,1351	99,5994	81,5129
8	0,086627	0,0006	5,9586	0,0000	86,5716	87,8349	0,0000	0,5166	0,0000	0,0011	99,6516	99,5995	81,5140
9	0,086331	2,2297	0,0019	0,0000	88,8014	87,8368	0,0000	0,0002	0,0766	0,0417	99,6518	99,6761	81,5557
10	0,073599	0,0056	0,0007	0,0000	88,8070	87,8375	0,0000	0,0002	0,0000	5,1232	99,6520	99,6761	86,6788
11	0,057868	1,5447	0,0000	0,0000	90,3517	87,8375	0,0000	0,0000	0,0921	0,0306	99,6520	99,7682	86,7095
12	0,051423	0,0000	2,9535	0,0000	90,3517	90,7910	0,0000	0,1367	0,0000	0,0007	99,7887	99,7682	86,7102

Tableau. IV.1. Période et participation massique

- **Conclusion 1** :

La somme des masses modales dans le 12^{éme} mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la **condition du RPA est vérifiée**.

Le mode fondamental est un mode qui mobilise le maximum de masses, la translation suivant Y avec une mobilisation de masse de 64,8369% et translation suivant X avec une mobilisation de masse de 70,9497%.

2) Justification du système de contreventement :

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de **R** à considérer.

Récapitulatif des résultats :

	Forces reprises par les Voiles et portiques		Forces reprises par les Portiques		Forces reprises par les Voiles uniquement	
Unité	KN	%	KN	%	KN	%
Sens EX	878,5877	100	35,6906	4,09	845,8356	96,27
Sens EY	1157,3987	100	21,2095	1,83	1136,2797	98,17
ELU	11539,744	100	4879,849	42 ,28	6659,895	57,72

Selon les résultats présentés dans le tableau ci-dessus, on remarque que la majorité des efforts horizontaux sont repris par les voiles, comme ils reprennent ainsi plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

D'après l'article 3.4 du RPA 99 qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure est du **Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé R=3,5** ce qui justifie la valeur prise dans le **Tableau IV.3**

3) Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6)

➢ **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :**

$V = \frac{A.D.Q}{R} W$ **……..... (Article 4.1 Du RPA 99)**

a) Déduction des coefficients A, D, et R :

A: coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : 2
- Zone sismique IIa

⇒ ***A = 0.15 (Tab1. 4 du RPA99).***

R : coefficient de comportement global de la structure fonction de système de contreventement

R = 3,5 (mixte portiques- voiles avec interaction). **(Tab 4.3 RPA)**

D : facteur d'amplification dynamique moyen, donné par la formule **(4.2) de RPA99**, en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure(T) :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & avec: \quad 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta\left(T_2/T\right)^{2/3} & avec \quad T_2 \le T \le 3s \\ 2.5\eta\left(T_2/3\right)^{2/3}.\left(3/T\right)^{5/3} & avec \quad T \ge 3s \end{cases}$$

Avec **D ≤ 2.5**

T_2 : Période caractéristique, associée du site, donné par le tableau **(4.7 RPA/99).**

La nature du sol **:** Site meuble ⟹ **S 3** ⟹**T2 = 0.5 s.**

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4-3) comme suit :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \ge 0.7$$

ξ **(%) :** est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages.

(Tab 4-2) ⟹ **ξ =8.5%**

D'où **η = 0.816 ≥ 0.70 …… 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.

$T = C_T \times h_n^{3/4}$

$T=0.05x(31.28)^{3/4}$ =0,661 s.

D = $2.5\eta\left(T_2/T\right)^{\frac{2}{3}} = 1.69$

b) Détermination du facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure est en fonction :

- Redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.

• La qualité des matériaux et du contrôle de la réalisation.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} P_q$$

p_q : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **(q)** est satisfait ou non.

- **Redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques ou de voile dans la direction des forces latérales appliquées. Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas **1.5**

Suivant **x-x : Condition vérifiée. P_x = 0.00**

Suivant **y-y : Condition vérifiée. P_y = 0.00**

- **Régularité en plan**
  - **Condition de symétrie** :

Le bâtiment doit présenter une configuration **sensiblement** symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses ……. **Condition Non vérifiée**

- **Condition de régularité en élévation** :

b1) Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation……. **Condition vérifiée**

b2) Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment **……..Condition vérifiée**

B3) Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension pas de décrochement en élévation……**Condition Non vérifiée**

- **Contrôle de la qualité de l'exécution**

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux**……..... Condition vérifiée.**

Pénalité		
Critère :	Observé :	Non observé :
Régularité en plan	/	**0.05**
Régularité en élévation	/	**0.05**
Conditions minimales sur les fils	**0**	/
Redondance en plan	**0**	/
Contrôle de la qualité des	**0**	/
suivi de chantier:	**0**	/

Tableau IV.2. Valeurs de pénalités Pq.

Donc : $Q=1+\Sigma Pq = 1+0.1 = 1.1$

c) Wt : Poids total de la structure :

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
STORY10	G02Q	Top	2940,28	0,00	0,00	0,000	23285,707	-21317,042
STORY10	G02Q	Bottom	3491,85	0,00	0,00	0,000	28147,802	-25315,888
STORY9	G02Q	Top	6398,73	0,00	0,00	0,000	51257,868	-46358,125
STORY9	G02Q	Bottom	6957,29	0,00	0,00	0,000	56225,873	-50407,722
STORY8	G02Q	Top	9880,01	0,00	0,00	0,000	79378,390	-71597,447
STORY8	G02Q	Bottom	10495,95	0,00	0,00	0,000	84810,559	-76063,012
STORY7	G02Q	Top	13418,67	0,00	0,00	0,000	107963,076	-97252,736
STORY7	G02Q	Bottom	14034,61	0,00	0,00	0,000	113395,245	-101718,301
STORY6	G02Q	Top	16957,33	0,00	0,00	0,000	136547,761	-122908,026
STORY6	G02Q	Bottom	17573,27	0,00	0,00	0,000	141979,930	-127373,591
STORY5	G02Q	Top	20496,00	0,00	0,00	0,000	165132,447	-148563,316
STORY5	G02Q	Bottom	21176,96	0,00	0,00	0,000	171090,668	-153500,313
STORY4	G02Q	Top	24099,68	0,00	0,00	0,000	194243,185	-174690,037
STORY4	G02Q	Bottom	24780,65	0,00	0,00	0,000	200201,406	-179627,034
STORY3	G02Q	Top	27703,37	0,00	0,00	0,000	223353,923	-200816,759
STORY3	G02Q	Bottom	28384,33	0,00	0,00	0,000	229312,144	-205753,755
STORY2	G02Q	Top	31307,05	0,00	0,00	0,000	252464,661	-226943,480
STORY2	G02Q	Bottom	32060,69	0,00	0,00	0,000	259010,823	-232407,370
STORY1	G02Q	Top	34291,71	0,00	0,00	0,000	278398,943	-248582,231
STORY1	G02Q	Bottom	35211,27	0,00	0,00	0,000	286376,272	-255249,041
STORY0	G02Q	Top	37944,53	0,00	0,00	0,000	306999,861	-275065,209
STORY0	G02Q	Bottom	39784,73	0,00	0,00	0,000	322312,382	-288924,273

Les valeurs de A, D, Q, R, T et Wt sont résumés dans le tableau suivant :

Paramètre	Valeur	Article de RPA
Coefficient de zone A	0.15	Tableau 4.1
Période caractéristique T_2	0.5 s	Tableau 4.7
Coefficient C_T	0.05	Tableau 4.6
Facteur d'amplification D	1.69	Formule 4.2
Coefficient de comportement R	3,5	Tableau 4.3
Facteur de qualité Q	1.1	Formule 4.4
Poids total de la structure Wt	39784,73 KN	/

Tableau IV.3. Récapitulatif des valeurs de A, D, R, T et Wt

❖ **Application numérique :**

$$V = \frac{A.D.Q}{R} Wt = \frac{0.15x1.69x \quad 1.10}{3,5} x39784,73 = 3169,71KN$$

Détermination de l'effort tranchant par ETABS :

Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EX	1	U1	1851,35	16,09	0,00	-417,146	47168,800	-14863,188
EX	2	U1	0,19	-18,77	0,00	495,075	4,858	-137,512
EX	3	U1	9,30	1,99	0,00	-55,428	225,179	-8,484
EX	4	U1	471,47	-0,17	0,00	1,739	1527,003	-3861,495
EX	5	U1	0,00	-0,72	0,00	5,514	0,011	-5,211
EX	6	U1	5,82	0,88	0,00	-9,899	33,140	-20,269
EX	7	U1	164,72	-0,48	0,00	6,223	1229,170	-1367,680
EX	8	U1	118,97	-2,29	0,00	14,699	510,028	-1024,542
EX	9	U1	0,01	2,10	0,00	-13,690	0,045	15,093
EX	10	U1	0,08	0,06	0,00	-0,605	0,404	1,215
EX	11	U1	89,81	-0,15	0,00	1,323	462,881	-766,198
EX	12	U1	0,00	-0,09	0,00	0,418	0,000	-0,636
EX	All	All	1928,69	18,73	0,00	490,130	47244,002	15565,746
EY	1	U2	16,09	0,14	0,00	-3,625	409,902	-129,163
EY	2	U2	-18,77	1841,34	0,00	-48559,172	-476,537	13487,821
EY	3	U2	1,99	0,43	0,00	-11,886	48,286	-1,819
EY	4	U2	-0,17	0,00	0,00	-0,001	-0,538	1,359
EY	5	U2	-0,72	684,84	0,00	-5258,637	-10,506	4970,403
EY	6	U2	0,88	0,13	0,00	-1,495	5,004	-3,061
EY	7	U2	-0,48	0,00	0,00	-0,018	-3,549	3,949
EY	8	U2	-2,29	0,04	0,00	-0,283	-9,810	19,707
EY	9	U2	2,10	327,44	0,00	-2137,655	7,075	2356,748
EY	10	U2	0,06	0,04	0,00	-0,432	0,288	0,867
EY	11	U2	-0,15	0,00	0,00	-0,002	-0,793	1,312
EY	12	U2	-0,09	188,95	0,00	-900,342	-0,468	1372,051
EY	All	All	18,73	2005,66	0,00	48924,603	475,217	14618,577

Tableau IV.4.Résumé des efforts tranchants

$V_{etabs\ X\text{-}X} = 1928{,}69 > 0.8\ V_{RPA} = 2535{,}77KN$

$V_{etabs\ Y\text{-}Y} = 2005{,}66 > 0.8\ V_{RPA} = 2535{,}77\ KN$

Conclusion2 :

La condition sur l'effort tranchant à la base est vérifiée.

3.1) Vérification des 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.

Le déplacement horizontal à chaque niveau (**K)** de la structure est calculé comme suit :

$\delta_K = R \times \delta_{eK}$ ***(formule 4-19 de RPA***

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

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ → ***(formule 4-20 de RPA 99).***

- **Dans le sens longitudinal :**

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
STORY10	D11	EX	0,0224	0,0002	0,0000	0,00000	0,00000	0,00048
STORY9	D10	EX	0,0210	0,0002	0,0000	0,00000	0,00000	0,00044
STORY8	D9	EX	0,0193	0,0002	0,0000	0,00000	0,00000	0,00039
STORY7	D8	EX	0,0173	0,0002	0,0000	0,00000	0,00000	0,00034
STORY6	D7	EX	0,0149	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00029
STORY5	D6	EX	0,0124	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00023
STORY4	D5	EX	0,0097	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00017
STORY3	D4	EX	0,0069	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00012
STORY2	D3	EX	0,0042	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00007
STORY1	D2	EX	0,0019	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00002
STORY0	D1	EX	0,0001	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000

Tableau IV.5.Déplacement relatif dans le sens X-X

- **Dans le sens transversal :**

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
STORY10	D11	EY	0,0003	0,0205	0,0000	0,00000	0,00000	0,00029
STORY9	D10	EY	0,0003	0,0182	0,0000	0,00000	0,00000	0,00026
STORY8	D9	EY	0,0003	0,0159	0,0000	0,00000	0,00000	0,00023
STORY7	D8	EY	0,0003	0,0135	0,0000	0,00000	0,00000	0,00020
STORY6	D7	EY	0,0002	0,0111	0,0000	0,00000	0,00000	0,00017
STORY5	D6	EY	0,0002	0,0087	0,0000	0,00000	0,00000	0,00014
STORY4	D5	EY	0,0001	0,0064	0,0000	0,00000	0,00000	0,00010
STORY3	D4	EY	0,0001	0,0043	0,0000	0,00000	0,00000	0,00007
STORY2	D3	EY	0,0000	0,0025	0,0000	0,00000	0,00000	0,00004
STORY1	D2	EY	0,0000	0,0011	0,0000	0,00000	0,00000	0,00002
STORY0	D1	EY	0,0000	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000

Tableau IV.6.Déplacement relatif dans le sens Y-Y

Tableau récapitulatif des résultats trouvés suivant les deux directions :

Story	d_{kx}(m)	d_{ky} (m)	D_{kx}(m)	D_{ky}	R	$\Delta_x(m)$	$\Delta_y(m)$	*1% h (m)*	Vérification
STORY10	0,0224	0,0205	0,0014	0,0023	3,5	0,0049	0,0080	0.0306	**CV**
STORY9	0,021	0,0182	0,0017	0,0023	3,5	0,0059	0,0080	0,0306	**CV**
STORY8	0,0193	0,0159	0,002	0,0024	3,5	0,007	0,0084	0,0306	**CV**
STORY7	0,0173	0,0135	0,0024	0,0023	3,5	0,0084	0 ,0080	0,0306	**CV**
STORY6	0,0149	0,0111	0,0025	0,0024	3,5	0,0087	0,0084	0,0306	**CV**
STORY5	0,0124	0,0087	0,0027	0,0023	3,5	0,0094	0,0080	0,0306	**CV**
STORY4	0,0097	0,0064	0,0028	0,0021	3,5	0,0098	0,0073	0,0306	**CV**
STORY3	0,0069	0,0043	0,0027	0,0018	3,5	0,0094	0,0063	0,0306	**CV**
STORY2	0,0042	0,0025	0,0023	0,0014	3,5	0,0080	0,0049	0,0306	**CV**
STORY1	0,0019	0,0011	0,0018	0,001	3,5	0,0063	0,0035	0,0374	**CV**
STORY0	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	3,5	0,00035	0,00035	0,0357	**CV**

Tableau IV.7. Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey

Conclusion3 :

D'après les valeurs trouvées sur le tableau ci-dessus, on admet que la condition du RPA vis-à-vis des déformations est vérifiée.

3.2) Vérification du déplacement maximal de la structure :

Dans cette étape on doit déterminer le déplacement maximal de la structure avec le logiciel ETABS et le comparer à la flèche admissible f_{ad}

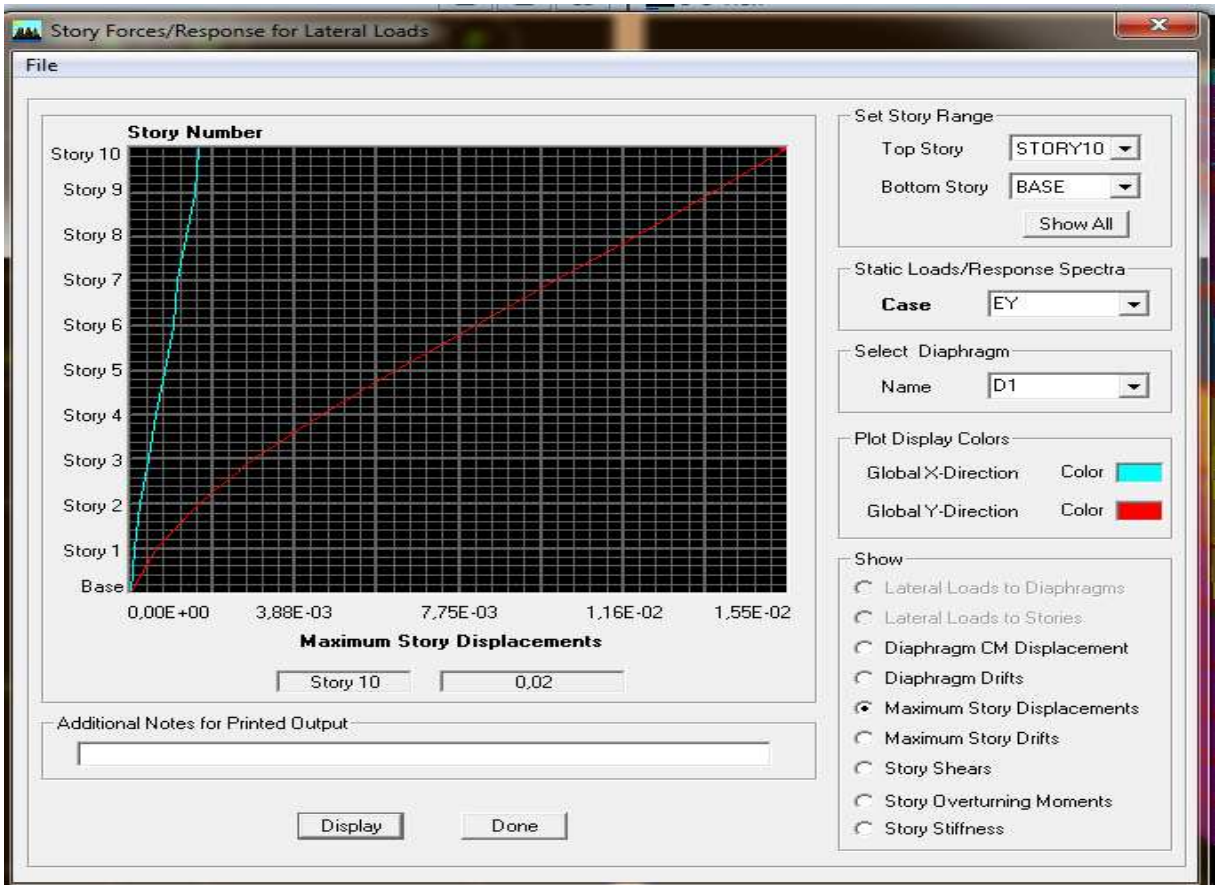
$$\delta_{max} \leq f = \frac{Ht}{500}$$

f : La flèche admissible.

H_t : la hauteur totale du bâtiment.

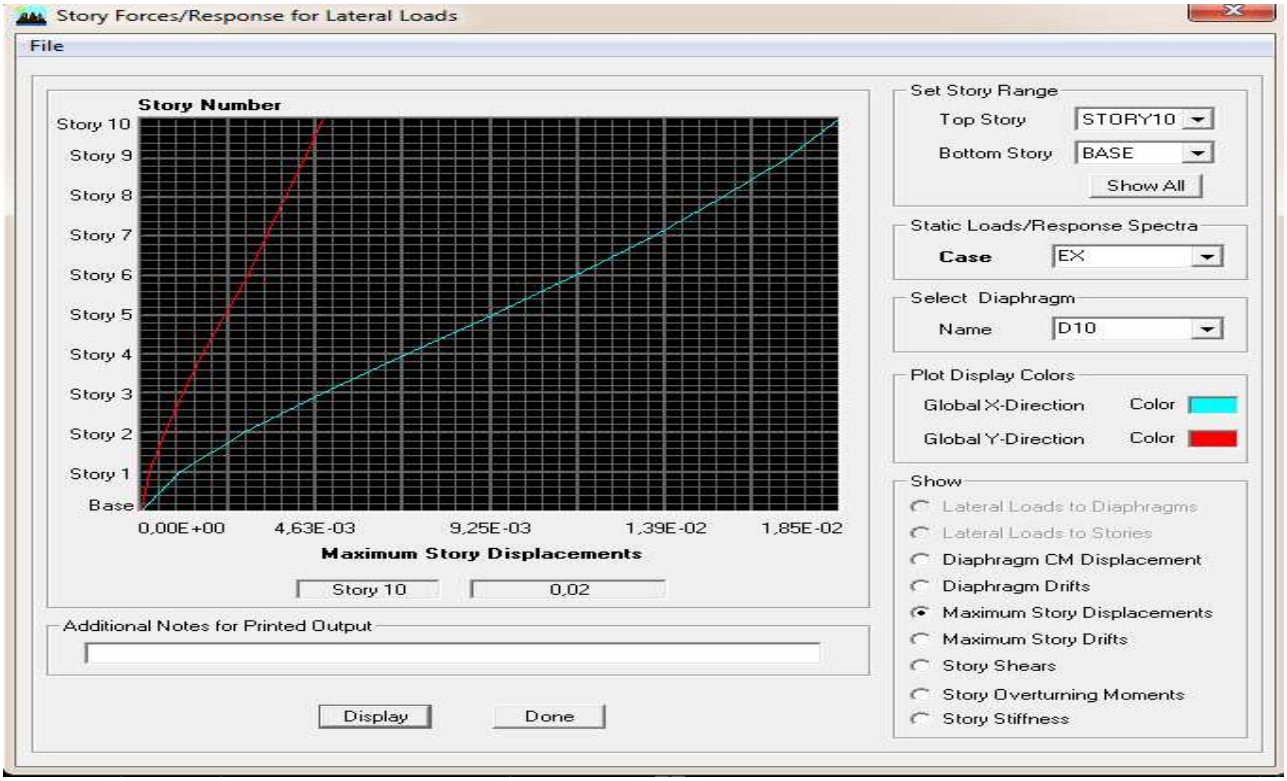
a) Sous l'action de E_Y :

$\delta_{Max} = 0.02\ m \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{31,28}{500} = 0.0625$ …….. ***Condition vérifiée***



b) Sous l'action de E_X :

$\delta_{Max} = 0.02\,m \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{31.28}{500} = 0.0625$ …….. ***Condition vérifiée***



4) 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 **± 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. Soit : C_M : centre de masse. C_R : centre de rigidité.

On doit vérifier que : $|C_M - C_R| \leq 5\%\ L$

Les résultats sont résumé dans le tableau suivant :

STORY	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)	EX (m)	EY (m)
STORY0	7,316	7,986	7,983	8,267	0,667	0,281
STORY1	7,25	8,637	7,43	8,637	0,18	0
STORY2	7,25	8,254	7,386	7,823	0,136	0,431
STORY3	7,25	8,256	7,368	7,59	0,118	0,726
STORY4	7,25	8,256	7,353	7,521	0,103	0,735
STORY5	7,25	8,258	7,34	7,519	0,09	0,739
STORY6	7,25	8,26	7,329	7,526	0,079	0,734
STORY7	7,25	8,26	7,32	7,554	0,14	0,706
STORY8	7,25	8,261	7,312	7,583	0,062	0,678
STORY9	7,245	8,268	7,305	7,613	0,06	0,655
STORY10	7,25	8,229	7,298	7,631	0,048	0,598

Tableau IV.8. Vérification de l'excentricité

Ex_{max}= 0,667m

Ey_{max}= 0.739 m

5% L_x = 0.05×14,80=0,74 m > Ey_{max}

5% L_y =0.05×16,70=0,835 m >Ex_{max}

⇒ **condition vérifiée.**

❖ **<u>Justification de la régularité en plan étudié précédemment :</u>**

Ex=0.667m < 15%Ly=2,505m ⇒ **condition vérifiée**

Ey=0,739m < 15%Lx=2,22 m ⇒ **condition vérifiée**

5) Vérification de l'effet P-Delta :

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (Non linéaire) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lie a la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « delta » (Δ).

La valeur de l'effet P-Delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse de structure, la valeur de l'effet P-Delta est souvent gérée de manière à ce qu'elle soit considérée « négligeable » et donc ignorée dans le calcul.

Il y'a deux types d'effet P-Delta :

- **Le grand effet P-U** : Correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.
- **Le petit effet P-δ :** Considéré au niveau des éléments de la structure.

Le règlement RPA99/V. 2003 préconise que les effets P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite a tous les niveaux de la structure :

$\theta_k = P_K \Delta_K / V_K h_K < 0.1$ tel que :

Si $\theta_k < 0.10$: les effets de 2ème ordre sont négligés.

Si $0.10 < \theta_k < 0.20$ il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1- \theta_k)$.

Si $\theta_k > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau K.

V_K : effort tranchant d'étage au niveau « K ».

Δ_K : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau « K-1 ».

h_K : hauteur de l'étage « K ».

- L'évaluation de cet effet du 2ème ordre suivant les 2 sens (x-x) et (y-y) est résumée dans le tableau ci-après

Niveau	ΔKx	ΔKy	P	VX	VY	hK	θ_{KX}	θ_{KY}
STORY10	0,0049	0,0080	3491,85	377,97	453,12	3,06	0,014	0,020
STORY9	0,0059	0,0080	6957,29	686,19	784,26	3.06	0,019	0,017
STORY8	0,007	0,0084	10495,95	950,76	1038,22	3.06	0,025	0,027
STORY7	0,0084	0 ,0080	14034,61	1174,13	1256,98	3.06	0,032	0,029
STORY6	0,0087	0,0084	17573,27	1364,36	1439,55	3.06	0,036	0,033
STORY5	0,0094	0,0080	21176,96	1530,29	1597,43	3.06	0,042	0,034
STORY4	0,0098	0,0073	24780,65	1675,4	1734,92	3.06	0,047	0,034
STORY3	0,0094	0,0063	28384,33	1793,88	1845,99	3.06	0,048	0,0316
STORY2	0,0080	0,0049	32060,69	1879,92	1938,62	3.06	0.044	0,026
STORY1	0,0063	0,0035	35211,27	1922,63	1991,81	3,74	0,045	0,0165
STORY0	0,00035	0,00035	39784,73	1928,69	2005,66	3,57	0,002	0,002

Tableau IV.9.Vérification de l'effet P-Delta :

Conclusion4 :

On a θi < 0,1 pour chaque niveau « k » et dans les deux sens, on peut donc négliger L'effet P-D dans le calcule de éléments structuraux.

Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- Justification du système de contreventement
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effet P-Delta est vérifié

La modélisation de la structure avec ETABS présente toutes les caractéristiques recommandées par les règlements, donc on peut passer à l'extraction des efforts internes avec lesquels nous allons ferraillé les différents éléments structuraux.

Chapitre V :
Ferraillage des poteaux

V. Ferraillage des poteaux :

Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des poutres vers la fondation.

Les poteaux sont soumis dans les deux sens aux efforts normaux, aux efforts tranchants et aux moments fléchissant ; ils sont donc calculés en flexion composé, en tenant compte des combinaisons suivantes :

- 1,35G+1,5Q → à l'ELU.
- G+Q → à l'ELS
- G+Q+E → RPA99 révisé 2003.
- $0,8G \pm E$ → RPA99 révisé 2003.

Les calculs se feront 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.

V.1.Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 :

➢ **Armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.

Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

- Le pourcentage minimal d'armatures est de $0,8\% \times b \times h$ (en zone IIa)

Poteaux (50×50) : $A_{min} = 0,008\times50\times50=20\ cm^2$

Poteaux (45×45) : $A_{min} = 0,008\times45\times45=16,2\ cm^2$

Poteaux (40×40) : $A_{min} = 0,008\times40\times40=12.8\ cm^2$

Poteaux (35×35) : $A_{min} = 0,008\times35\times35=9.8\ cm^2$

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement est de $6\%\times bh$

Poteaux (50×50) : $A_{max} = 0,06\times50\ x50 = 150\ cm^2$

Poteaux (45×45) : $A_{max} = 0,06\times45\times45 = 121,5\ cm^2$

Poteaux (40×40) : $A_{max} = 0,06\times40\times40 = 96\ cm^2$

Poteaux (35×35) : $A_{min} = 0,06\times35\times35 = 73.5\ cm^2$

- Le pourcentage maximal en zone courante est de $4\% \times b \times h$

Poteaux (50×50) : $A_{min} = 0{,}04 \times 50 \times 50 = 100\ cm^2$

Poteaux (45×45) : $A_{min} = 0{,}04 \times 45 \times 45 = 81 cm^2$

Poteaux (40×40) : $A_{max} = 0{,}04 \times 40 \times 40 = 64 cm^2$

Poteaux (35×35) : $A_{min} = 0{,}04 \times 35 \times 35 = 49 cm^2$

- Le diamètre minimal est de 12[mm]
- La longueur minimale de recouvrement $L_R = 40\,\Phi_L$ (en zone IIa)
- La distance entre les barres longitudinales dont une face ne doit pas dépasser 20 cm en zone III.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

V.2.Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

❖ **Exposé de la méthode de calcul :**

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 entièrement tendue (SET).
- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

a) Section entièrement tendue :

N : effort normal de traction.
C : centre de pression entre les armatures.

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$A_{si} = N_U \times \left(\frac{\left(\frac{h}{2} - c + eu\right)}{\frac{f_e}{\gamma_s} \times (d - c)}\right)$$

$$A_{ss} = \left(N_U \times \frac{\gamma_s}{f_e}\right) - Asi$$

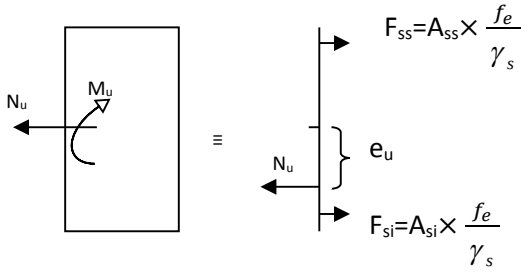
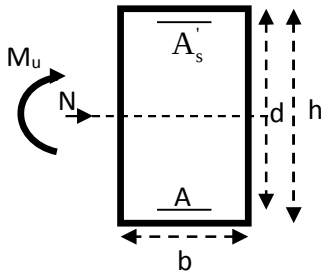


Figure V.1.1. Section entièrement tendue

b) Section partiellement comprimée (SPC) :



Calcul de centre de pression : $e = \frac{M_u}{N_u}$

La section est partiellement comprimée si le centre **« C »** se trouve à l'extérieur du segment délimité par les armatures. (L'effort normal est un effort de traction ou de compression) :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C\right)$$

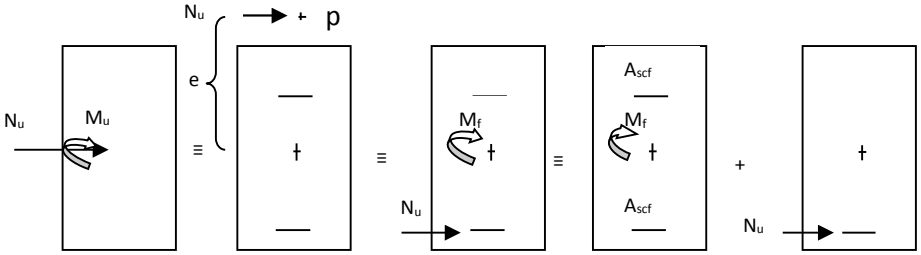


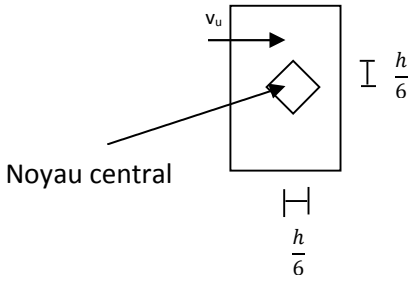
Figure V.1.2.Section partiellement comprimée

Si le centre de pression **« c'»** se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures, l'effort normal est un effort de compression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c'$$

Dans ce cas il faut vérifier l'inégalité suivante :

$$\text{Si : } N_u\left(d - c'\right) - M_f \leq \left(0{,}337 - 0{,}81\frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc}.$$



Et p ∉ noyau central $\Longrightarrow$ **SPC.**

Avec :

M_f : Moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

- **Calcul des armatures :**

Calcul du moment fictif :

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

$$F_{bc} = \frac{0{,}85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1{,}5$ et $\theta = 1$ Pour fissuration durable

$\gamma_b = 1{,}15$ et $\theta = 0{,}85$ Pour fissuration accidentelle

N_u : Effort de compression.

Calcul du moment réduit :

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes:

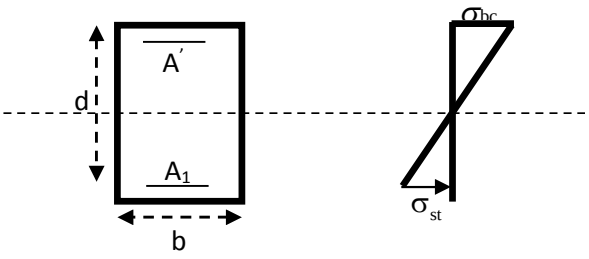
$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

1er cas :

$\mu \leq \mu_\ell = 0{,}392 \Rightarrow$ la Section est simplement armée ⟶ **SSA (A=0)**

Calcul des armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \qquad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$



Calcul des armatures réelles :

$$A = A_f \pm \frac{N_u}{\sigma_s}$$

2éme cas :

$\mu \geq \mu_\ell = 0{,}392 \Rightarrow$ la Section est doublement armée **⟶SDA (A≠0)**

Calcule des armatures en flexion simple :

$M_l = \mu_\ell b d^2 f_{bu}$; $\Delta M = M_f - M_l$

Avec :

M_l : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_f = \frac{M_l}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A'_f = \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_s} \qquad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

Armatures en flexion composée :

La section réelle d'armature est :

$$A = A'_f \quad \rightarrow A = A_f \pm \frac{N_u}{\sigma_s}$$

c) **Section entièrement comprimée (SEC) :**

La section est entièrement comprimée si :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right).$$

$$N_u(d - c') - M_f \rangle \left(0{,}337 - 0{,}81\frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc}.$$

p ∈ noyau central $\Longrightarrow$ SEC

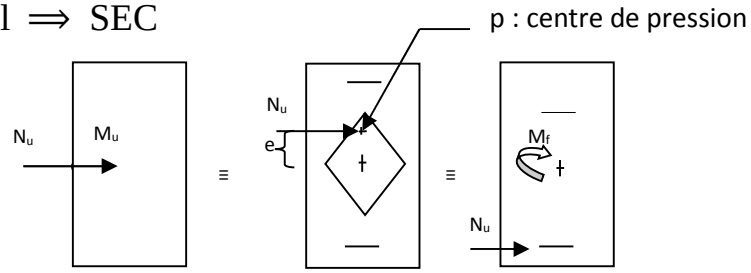
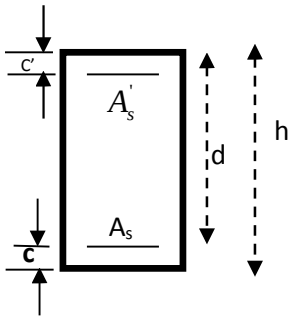


Figure V.1.3. Section entièrement comprimée

➢ **Calcul des armatures :**

Deux situations peuvent se présenter :



<u>1er situation :</u>

$$N(d - c') - M_f \geq \left(0{,}5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow SDA.$$

$$\Longrightarrow A_s \rangle 0 \; et \; A'_s \rangle 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{M_f (d - 0{,}5h) b h f_{bc}}{(d - c')\sigma_s}.$$

$$As = \frac{N_u - bhf_{bc}}{\sigma_s} - A'_s.$$

A'_s : armatures comprimées

A_s : armatures tendues

<u>2éme situation :</u>

$$N(d - c') - M_f < \left(0{,}5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow SSA.$$

$$\Rightarrow A_S \rangle 0 \text{ et } A'_s = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_s^{'} = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

$A_s = 0$

Avec : $$\Psi = \frac{0{,}357 + \frac{N\left(d - c^{'}\right) - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0{,}8571 - \frac{c^{'}}{h}}.$$

- **des armatures longitudinales :**

Niv	Sens	Effort normal (KN)		Moment (KN.M)		Bxh (cm^2)	Obs	As'(cm^2)	A_s ($cm^{2)}$	Amin (cm^2)	Choix des barres	A adopté (cm^2)
SS, RDC, 1ér	XX	P^{max}	2514,55	M^{corr}	10,946	50x50	SEC	0	0	20	**4HA16 + 8HA14**	20,35
		P^{min}	16,5	M^{corr}	6,471		SEC	0	0			
		P^{corr}	1612,65	M^{max}	80,005		SEC	0	0			
	YY	P^{max}	2574,4	M^{corr}	11,162		SEC	0	0			
		P^{min}	21,77	M^{corr}	7,461		SEC	0	0,11			
		P^{corr}	1677.32	M^{max}	80,67		SEC	0	0			
2éme 3éme, 4éme	XX	P^{max}	1986,12	M^{corr}	5,373	45x45	SEC	0	0	16,2	**4HA16 + 8HA12**	17.05
		P^{min}	217,7	M^{corr}	11,619		SEC	0	0			
		P^{corr}	855,16	M^{max}	84,179		SEC	0	0			
	YY	P^{max}	1998,1	M^{corr}	4,896		SEC	0	0			
		P^{min}	210,31	M^{corr}	11,383		SEC	0	0			
		P^{corr}	848,94	M^{max}	84,345		SEC	0	0			
5éme ,6éme, 7éme	XX	P^{max}	1219,11	M^{corr}	7,432	40x40	SEC	0	0	12,8	**4HA16 + 4HA14**	14,19
		P^{min}	130,47	M^{corr}	42,394		SPC	0	1,21			
		P^{corr}	508,25	M^{max}	72,803		SPC	0	0			
	YY	P^{max}	1229,1	M^{corr}	5,656		SEC	0	0			
		P^{min}	112,63	M^{corr}	4,003		SEC	0	0			
		P^{corr}	512,92	M^{max}	74,801		SEC	0	0			
8éme 9éme	XX	P^{max}	488,76	M^{corr}	9,312	35x35	SEC	0	0	9,8	**4HA14 + 4HA12**	10,67
		P^{min}	41,47	M^{corr}	36,77		SEC	0	2,53			
		P^{corr}	236,41	M^{max}	62 ;562		SEC	0	2,89			
	YY	P^{max}	493,2	M^{corr}	6,952		SEC	0	0			
		P^{min}	4,38	M^{corr}	2,229		SEC	0	0,11			
		P^{corr}	244,6	M^{max}	65,215		SEC	0	3,09			

Tableau V.1.1.Calcul des armatures longitudinales.

➢ **Armatures transversales :**(art7.4.2.2 RPA 99 modifié 2003)

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel

- Empêcher le déplacement transversal du béton
- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal. (Voir les plans de ferraillage).

➢ **Diamètre des armatures transversales :** BAEL Art A8.1.3

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers (1/3) du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$\varphi_t \geq \frac{\varphi_L^{min}}{3} = \frac{12}{3} = 4\ mm \rightarrow \varphi_t = 8\ mm$

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en **HA8,**

Donc $\mathbf{A_t = 2.01 cm^2}$

➢ **Espacement des armatures transversales :**

♦ **Selon le BAEL 91(** Art A8.1.3) :

$S_t \leq min\{15\phi_l^{min}; 40cm; (a+10)cm\}$

Avec (a) : la petite dimension transversale des poteaux

$S_t \leq min\{15 \times 1.2; 40cm; (35+10)cm\}$

$S_t \leq 18cm$ Soit $S_t = 15\ cm$

♦ **Selon le RPA 99 version 2003 (**Art 7.4.2.2)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h_1 \times f_e}$$

t : Espacement des armatures transversales

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & si \quad \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & si \quad \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Calcul de λ_g : BAEL 91 Art : B8.4.1

$$\lambda_g = \frac{L_f}{i}$$

- <u>Poteaux 50x50 (RDC l = 3.74 m)</u>

Avec : L_f : longueur de flambement $L_f = 0.707\ L_0$

i : Rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.5 \times 0.5^3}{12} = 0.0052\ m^4$$

$$i = \sqrt{\frac{0.0052}{0.5 \times 0.5}} = 0.144\ m$$

$L_f = 0.707 \times 3.74 = 2.64$ m

$$\lambda_g = \frac{L_f}{i} = \frac{2.64}{0.144} = 18.33$$

$\lambda_g > 5 \quad \Rightarrow \quad \rho_a = 2.5$

T_u : L'effort tranchant max $T_u = 43.69\ kN$

$$A_t = \frac{\rho_a \times T_u}{h_1 \times f_e} \times S_t$$

$S_t = 8$ cm en zone nodale :

$$A_t = \frac{2.5 \times 43.69 \times 10^3}{50 \times 400} 8 = 43.69\ mm^2$$

$A_t = 0.43\ cm^2$

$S_t = 10$cm en zone courante :

$$A_t = \frac{2.5 \times 43.69 \times 10^3}{50 \times 400}\ 10 = 54.61\ mm^2$$

A_t= 0.54 cm^2

Conclusion

$A_t = 2.01\ cm^2 = 4HA8$; Soit deux cadre de $\phi 8$ pour tout les poteaux.

♦ **Selon le RPA99 version 2003** (Art 7.4.2.2) :

La valeur maximum de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

Dans la zone nodale :

$S_t \leq 10\ cm$

Dans la zone courante :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l^{min}\right\} = \min\left\{\frac{50}{2}; \frac{50}{2}; 10 \times 1.2\right\}$$

$$S_t \leq \min\{25; 25; 12\} = 12cm$$

Conclusion :

On adopte : $S_t = 8$ cm en zone nodale

$S_t = 10$ cm en zone courante

♦ **Quantité d'armatures transversales minimales du RPA :**

Pour $\lambda_g > 5$ la quantité des armatures transversales est données comme suit :

$A_t^{min} = 0.3\%S_t \times b$

- Poteaux (50×50) :
  $A_t^{min} = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5 < A_{ad} = 2.01cm^2$ ⟶ **Condition vérifiée**
- Poteaux (45×45) :
  $A_t^{min} = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 < A_{ad} = 2.01cm^2$ ⟶ **Condition vérifiée**
- Poteaux (40×40) :
  $A_t^{min} = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 < A_{ad} = 2.01cm^2$ ⟶ **Condition vérifiée**
- Poteaux (35×35) :
  $A_t^{min} = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 < A_{ad} = 2.01cm^2$ ⟶ **Condition vérifiée**

♦ **Longueur de recouvrement :**

Pour le $\phi 16 \Rightarrow L = 40\phi_l = 40 \times 1.6 = 64$ cm

Pour le $\phi 14 \Rightarrow L = 40\phi_l = 40 \times 1.4 = 56$ cm

Pour le $\phi 12 \Rightarrow L = 40\phi_l = 40 \times 1.2 = 48cm$

❖ **Remarque :**

La zone nodale est très sensible aux séismes pour cela on annexe des armatures en U superposées **(**avec alternances d'orientation) afin de la consolider et ainsi, la rendre moins fragile.

V.3.Vérification à l'ELS :

a) État limite de compression de béton

La vérification de nos poteaux à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{st}$.

Le calcul des contraintes du béton et d'acier se fera dans les deux directions x-x et y-y

- **<u>Vérification d'une section partiellement comprimée</u> :** $e_s \succ \frac{h}{6}$

Pour vérifier les contraintes du béton on doit calculer :

$y_1 = y_2 + l_c$

Avec :

y_1 : la distance entre l'axe neutre à L' ELS et la fibre la plus comprimée ;

y_2 : la distance entre l'axe neutre à L' ELS et le centre de pression C_P ;

l_c : la distance entre l'axe de pression C_P et la fibre la plus comprimée ;

y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante :

$y_2^3 + p.y_2 + q = 0$

Avec :

$$l_c = \frac{h}{2} - e_s$$

$$p = -3 \times l_c^2 - 6.n.A'_u.\frac{l_c - c'}{b} + 6.n.A_u.\frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 6.n.A'_u.\frac{(l_c - c')^2}{b} - 6.n.A_u.\frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

Si $\Delta \geq 0 : t = 0{,}5\left(\sqrt{\Delta} - q\right);\ u = \sqrt[3]{t}\ ;\ y_2 = u - \frac{p}{3.u}$

Si $\Delta \succ 0 \Rightarrow$ l'équation admet trois racines

$$y_2^1 = \text{a.cos}\left(\frac{\alpha}{3}\right);\ y_2^2 = \text{a.cos}\left(\frac{\alpha}{3} + 120\right); y_2^3 = \text{a.cos}\left(\frac{\alpha}{3} + 240\right)$$

Avec :

$$\alpha = \arccos\left(\frac{3.q}{2.p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right); \text{a} = 2.\sqrt{\frac{-\text{p}}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 \prec y_1 = y_2 + l_c \prec h$

Donc : $y_1 = y_2 + l_c$

$$\text{I} = \frac{\text{b.y}_1^3}{3} + 15 \times \left[\text{A}_\text{u}.(\text{d} - \text{y}_1)^2 + \text{A}'_\text{u}(\text{y} - \text{d}')^2\right]$$

- **<u>Vérification des contraintes de compression dans le béton (BAEL91 Art .A.4.5.2)</u>**

$$\overline{\sigma_\text{b}} = 0{,}6.\text{f}_{\text{c28}} = 0{,}6.25 = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_\text{b} = \frac{\text{y}_2 \times \text{N}_\text{s}}{\text{I}}.\text{y} \leq \overline{\sigma_\text{b}}$$

- **<u>Vérification d'une section entièrement comprimée :</u> (e_s<h/6)**

On calcul l'aire de la section homogène totale :

$S = b.h + 15.(A_s + A')$

On détermine la position du centre de gravité résistant qui est situé à une distance Xg au dessus du CDG géométrique :

$$\text{X}_\text{G} = 15.\frac{\text{A}_1.(0{,}5\text{h} - \text{c}') - \text{A}_2.(\text{d} - 0.5\text{h})}{\text{b.h} + 15.(\text{A}_\text{s} + \text{A}')}$$

On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b.h^3}{12} + b.h.Xg^2 + 15.\left[A_1.(0{,}5h - c' - X_G)^2 + A_2.(d - 0{,}5h + X_G)^2\right]$$

Les contraintes dans le béton sont données par les formules suivantes :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}.(e_s - Xg).\left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}.(e_s - Xg).\left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I}$$

❖ **Remarque**

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

On vérifie que la plus grande de ces contraintes ne dépasse pas la contrainte admissible du $\overline{\sigma_b}$ béton.

Max ($\sigma_{sup.}$; σ_{inf}) $\leq \sigma_b$

Section (cm^2)	sens	Ns KN)	Ms (KN.m)	E(m)	Obs	σ bs	σ bi	$\overline{\sigma}$ C	Obs	σ as	σ ai	σ s	Obs
50x50	xx	1883,57	8,16	0,004	SEC	7 ,27	6.62	15	OK	108.5	99.8	348	OK
		874,72	30,287	0,03	SEC	4,44	2,01	15	OK	64.4	32.3	348	OK
		891.95	46.015	0,005	SEC	5.13	1.44	15	OK	73.7	25	348	OK
	yy	1883.57	8.16	0,004	SEC	7 ,27	6.62	15	OK	108.5	99.8	348	OK
		874.72	30.287	0,03	SEC	4,44	2,01	15	OK	64.4	32.3	348	OK
		891.95	46,015	0,005	SEC	5.13	1.44	15	OK	73.7	25	348	OK
45x45	xx	1459.32	3.43	0,002	SEC	6.78	6.41	15	OK	101.3	96.5	348	OK
		538.19	29.586	0,005	SEC	4.04	0.82	15	OK	57.4	15.5	348	OK
		1044.81	43.142	0,04	SEC	7.07	2.37	15	OK	101.3	40.3	348	OK
	yy	1459.32	3.34	0,002	SEC	6.78	6.41	15	OK	101.3	96.5	348	OK
		538.19	29.586	0,002	SEC	4.04	0.82	15	OK	57.4	15.5	348	OK
		1044.81	43.142	0,04	SEC	7.07	2.37	15	OK	101.3	40.3	348	OK
40x40	xx	897.61	4.024	0,004	SEC	5.39	4.77	15	OK	80.1	72.3	348	OK
		247.37	28.451	0,11	SPC	3.75	0	15	OK	50.6	12.6	348	OK
		511.34	48.427	0,09	SPC	6.69	0	15	OK	91.6	6.65	348	OK
	yy	897.61	4.024	0,004	SEC	5.39	4.77	15	OK	80.1	72.3	348	OK
		243.49	0.771	0,003	SEC	3.75	0	15	OK	50.6	12.6	348	OK
		511.34	48.427	0,009	SPC	6.69	0	15	OK	91.6	6.65	348	OK
35x35	xx	360.16	4.98	0,01	SEC	2.67	2.66	15	OK	40	40	348	OK
		74.44	34.722	0,46	SPC	2.82	0	15	OK	73.8	202.2	348	OK
		178.95	47.685	0,26	SPC	9.47	0	15	OK	109.6	202.9	348	OK
	yy	360.16	4.98	0,01	SEC	2.67	2.66	15	OK	40	40	348	OK
		63.1	1.451	0,02	SEC	2.82	0	15	OK	73.8	202.2	348	OK
		178.95	47.685	0,26	SPC	9.47	0	15	OK	109.6	202.9	348	OK

Tableau V.1.2.1.Le calcul des contraintes.

b) Condition de non fragilité :

$$A_{adopté} > A_{min} = 0.23 \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right)$$

Niveaux	Effort normal (KN)		Moment (KN.M)		Bxh (cm^2)	Es(cm)	Amin (cm^2)	A adopté (cm^2)
SS,RDC , 1ère	P^{max}	1883,57	M^{corr}	8,16	50x50	0,004	7,05	20,35
2éme 3éme, 4éme	P^{max}	1459.32	M^{corr}	3.43	45x45	0,002	5,58	16,83
6éme.7éme ,5éme	P^{max}	897.61	M^{corr}	4.024	40x40	0,004	4,45	14,19
8éme et 9éme	P^{max}	360.16		4.98	35x35	0,01	3,38	10,67

Tableau V.1.2.3.Vérification de la condition de non fragilité.

❖ **Remarque** :

la vérification de la condition de non fragilité concerne seulement la zone tendue, donc il n'est pas nécessaire de vérifie pour les sections entièrement comprimée .

Conclusion :

Toutes les conditions à l'ELS sont vérifiées.

Chapitre VI:
Ferraillage des poutres

VII. Ferraillage des poutres :

Introduction :

Ce chapitre est l'objectif principal de toute notre étude et dans lequel nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaires dans chaque éléments sous la sollicitation la plus défavorable issue du chapitre précédent.

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont ; les poutres soumises à la flexion simple dans un plan, les poteaux soumis à la flexion composée dans les deux plans, et les voiles soumis à la flexion composée dans un seul plan.

Le ferraillage des poutres se fera en flexion simple suivant les cas les plus défavorables sous l'effet des combinaisons suivantes et vérifiées à L'ELS :

- 1.35G + 1.5Q : à L'ELU.
- G + Q : à L'ELS.
- G + Q +E : RPA99 révisé 2003.
- 0.8G ± E : RPA99 révisé 2003.

VII.1. Recommandations du RPA99 :

➢ **Armatures longitudinales (Art 7.5.21) :**

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre Amin = 0,5% (b h)
  - ✓ Poutre principales : Amin = 0,005x30x45 = 6.75 cm^2.
  - ✓ Poutre secondaire : Amin = 0,005x25x30x3.75 cm^2.
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
  - ✓ Amax=4% (b h) en zone courante.
  - ✓ Amax=6% (b h) en zone de recouvrement.

  - ✓ Poutres principales : Amax = 0,04x30x45 x54 cm^2 (en zone courante).

    Amax = 0,06x30x45 x81cm^2 (en zone de recouvrement).
  - ✓ Poutres secondaires : Amax = 0,04x25x30 x30 cm^2. (en zone courante).

    Amax = 0,06 x25x30 x45 cm^2. (en zone de recouvrement).
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕen zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieur dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

➢ **Armatures transversales :**

Les quantités minimale des armatures transversales est de :

$A_t = 0{,}003.\ S_t.b$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\,\phi\right)$ ⟹ en zone nodale.

$S_t = \frac{h}{2}$ ⟹ en zone de recouvrement.

Avec :

ϕ: Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VII.1.1. Calcul des armatures à l'ELU :

a. Armatures longitudinales : elles seront déterminer en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

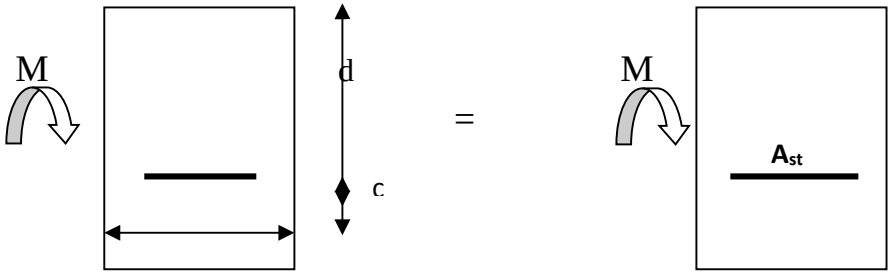
$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

Avec : $f_{bu} = \frac{0{,}85\, f_{c28}}{\gamma_b} = 14{,}2$ MPa

Pour les feE400 on a : $\mu_1 = 0{,}392$

❖ **1er cas :**

$\mu \leq \mu_l = 0{,}392$ ⇒ S.S.A (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires) ⇒ $\mathbf{A_{sc}=0}$



$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta\, d\, \sigma_{st}}$$

Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348$MPa

$\gamma_s = 1{,}5$ ⟶ Cas général.

$\gamma_s = 1{,}15$ ⟶ Cas accidentel

Fe=400MPa

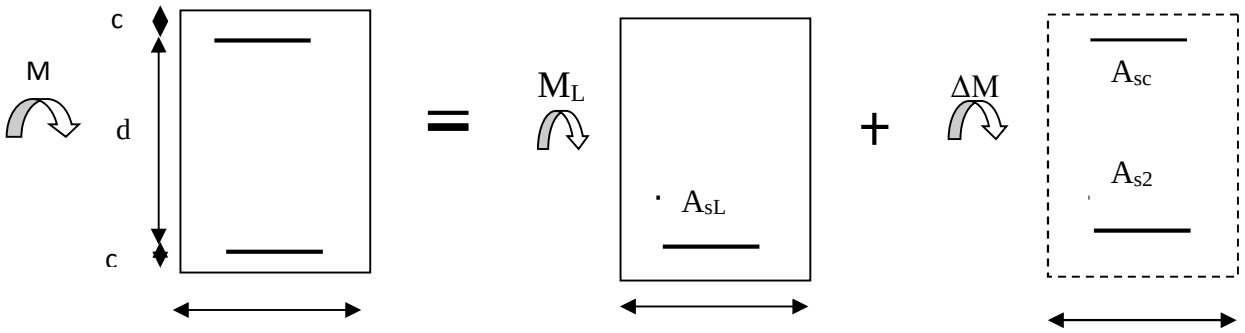
A_{st} : section d'acier tendue

d : la distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus

❖ **2eme cas :**

$\mu \geq \mu_\ell = 0{,}392 \Rightarrow$ la section est doublement armée (SDA) :

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



$$A_{st}=A_{sL}+A_{s2}=\frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s}+\frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_s}$$

$$A_{sc}=\frac{\Delta M}{(d-c')\,\sigma_s}$$

Remarque :

En situation courante :

$\left.\begin{matrix}\gamma_s=1{,}15\\ \gamma_b=1{,}15\end{matrix}\right\} \longrightarrow f_{bc}=14{,}2MPa\ ;\sigma_s=348MPa$

En situation accidentelle :

$\left.\begin{matrix}\gamma_s=1\\ \gamma_b=1{,}15\end{matrix}\right\} \longrightarrow f_{bc}=18{,}48MPa\ ;\sigma_s=400MPa$

b. <u>Armatures transversales :</u>

1. **Diamètre des aciers transversaux :**(BAEL 91/Art A.7.2.2)

$$\varnothing_t = \min\left(\varnothing_l\ ; \frac{L}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

2. **Pourcentage minimal d'armatures tendues :**

$$\rho=\frac{A_S}{b.d} \quad \text{Tel que :} \begin{cases} \rho \geq 0.23\frac{ft_j}{fe}=0.001 & \text{si } fc_j < 40 \text{ MPa.} \\ \rho \geq 0.00033.ft_j & \text{Si } 40 \leq fc_j \leq 80 \text{ MPa.} \end{cases}$$

3. **Espacement minimal :** (BAEL 91/Art 5.1.2.2)

$St \leq \min(0.9\times d\ ;\ 40cm)$

➢ **Vérification à l'ELU :**

- **<u>Vérification de la condition de non fragilité</u> :**

Une section du béton armé ou fléchie est considérée comme non fragile lorsque la sollicitation provoque la fissuration du béton dans cette section, entraîne dans les armatures tendues une contrainte au plus égale à leur limite d'élasticité.

$$As \geq A\min = 0.23\ b.d\ \frac{ft_{28}}{fe}$$

Si la section choisie des armatures dépasse 20% de la section théorique de calcul, la condition de non fragilité est inutile.

NB :

Les armatures longitudinales de traction doivent présenter une section moins égale à 0.01 de la section droite de la poutre. $A \geq 0.01\ b.h$ (BAEL 91/ art B.6.4)

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

- **<u>Vérification d'adhérence à l'entraînement</u> :** (BAEL 91/ art A.6.1.3.)

Pour assurer que les barres sont bien encrées, il y'a lieu de vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s\, ft_{28}$$

ψ_s : coefficient de scellement relatif à une armature

$\psi_s = 1.5$: pour des barres haute adhérence $\Leftrightarrow \bar{\tau}_{se} = \psi_s\, f_{t_{28}}$

$\psi_s = 1$: pour des barres ronds lisses.

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0.9 \times d \times \sum \mu.i}$$

τ_{se} : contrainte d'adhérence.

$\bar{\tau}$: Contrainte limite d'adhérence.

$\sum \mu i = n\ \pi\ \varnothing$: somme des périmètres utiles des barres

n : nombre des barres.

$\varnothing$: Diamètre d'une barre.

- **<u>Vérification au cisaillement</u> :** (BAEL 91/ art A.5.1.2.1.)

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{Tu}{b.d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2fc28}{\gamma_b}; 5MPa\right)$

Fissuration non préjudiciable.

- **<u>Vérification de l'effort tranchant</u> :** *(BAEL 91/ art A.5.2.)*

Pour un appui de rive :

- Influence sur le béton : On doit avoir : $T_U \leq 0.4 \frac{fc_{28}}{\gamma_b}.b.a$
- Longueur de l'appui : a = min (a, 0.9 d)
- Influence sur les armatures longitudinales : On doit avoir

$$As \geq \frac{H_U + T_U}{\sigma_S}$$

T_u : effort tranchant.

H_u : force horizontale transmise par l'appui.

Pour un appui intermédiaire : On doit avoir : $T_U \leq 0.4 \frac{fc_{28}}{\gamma_b}.b.a$

En autre, la contrainte moyenne de compression du béton sur l'aire d'appui calculé sous la réaction d'appui ultime.

$$\sigma_{bc} \leq 1.3 \frac{fc_{28}}{\gamma_b} \qquad \text{(BAEL 91/ art A.5.1.322)}$$

- Influence sur les armatures transversales : On doit avoir :

$$As \geq \frac{\gamma_S}{e}\left(T_U + \frac{M_U}{0.9d}\right)$$

M_u : moment ultime agissant au droit de l'appui considéré.

- **<u>Vérification de l'encrage des barres</u> :** *(*BAEL 91/ art A.6.1.23)

Calcul de la longueur de scellement droit des barres verticales :

$$L_S = \frac{\varphi.fe}{4.\bar{\sigma}_S} \text{ ; Avec : } \tau_{se} = 0.6\psi_S^2.f_{t28}$$

➢ **Vérification à l'ELS :**

- **<u>Etat limite de compression du béton</u>** :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_S}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6fc_{28} = 0.6 \times 25 = 15MPa$

Avec : $\sigma_S = \frac{M_S}{K_1.\beta_1.d.A_S}$; $\rho_1 = \frac{100.A_S}{b.d}$

σ_{bc} : contrainte maximale dans le béton comprimé.

$\bar{\sigma}_{bc}$: contrainte admissible dans le béton comprimé.

σ_s : contrainte maximale dans l'acier tendu.

K_l ; β_l : coefficients donnés par le tableau.

- **<u>Etat limite d'ouverture des fissures :</u>**

$$\sigma_S \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{fe}{\gamma_S}$$

Comme la fissuration dans les poutres est supposée peu nuisible, donc cette vérification n'est pas nécessaire.

- **<u>Etat limite de déformation :</u>**

D'après le BAEL 91, il indispensable de procéder à la vérification de la flèche si les trois conditions suivantes ne sont pas vérifiées :

- ✓ $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ ----------(1)
- ✓ $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$ ---------(2)
- ✓ $\frac{As}{b.d} \leq \frac{4.2}{fe}$ ----------(3)

Avec : $M_0 = \frac{q.L^2}{8} = \frac{37.44.(3.25)^2}{8} = 49.43$ KN.m

h : hauteur de la poutre.

L : portée de la poutre entre nus d'appuis.

b_0 : longueur de la nervure.

M_t : moment maximal en travée.

M_0 : moment isostatique max.

fe : limite d'élasticité de l'acier utilisé.

A_S : section des armatures tendues.

Les résultats du ferraillage des poutres principales sont récapitulés dans le tableau suivant

Sens x-x :

1) En travée :

Niveau	comb	M_{max} (KNm)	μ	obs	β	A_s (cm²)	A_{min} c.n.f (cm²)	Ferraillage Max(A_s,A_{min} c.n.f)	A_s adoptée
8eme 9eme	ELU	92.764	0.12	SSA	0.936	6.71	6.75	3HA14+3HA12	8.01
5eme 6eme 7eme	ELU	85.593	0.11	SSA	0.942	6.15	6.75	3HA14+3HA12	8.01
2eme 3eme 4eme	ELU	79.57	0.103	SSA	0.945	5.96	6.75	3HA14+3HA12	8.01
SS, RDC 1er	ELU	76.838	0.099	SSA	0.947	5.49	6.75	3HA14+3HA12	8.01

Tableau V.1.1 : Ferraillage des poutres principales à l'ELU(en travée)

2) aux appuis :

Niveau	comb	M_{max} (KNm)	μ	obs	β	A_s (cm^2)	A_{min} c.n.f (cm^2)	Ferraillage Max (A_s A_{min} c.n.f)	A_s adoptée
8eme 9eme	ELU	99.675	0.129	SSA	0.930	7.25	6.75	3HA14+3HA12	8.01
5eme 6eme 7eme	ELU	103.055	0.134	SSA	0.928	7.52	6.75	3HA14+3HA12	8.01
2eme 3eme 4eme	ELU	105.174	0.136	SSA	0.927	7.68	6.75	3HA14+3HA12	8.01
SS, RDC 1er	ELU	104.555	0.135	SSA	0.927	7.65	6.75	3HA14+3HA12	8.01

Tableau V.1.2 : Ferraillage des poutres principales à l'ELU (aux appuis)

Les résultats du ferraillage des poutres secondaires sont récapitulés dans le tableau suivant

Sens Y-Y :

1) En travée :

Niveau	comb	M_{max} (KNm)	μ	obs	β	A_s (cm^2)	A_{min} c.n.f (cm^2)	Ferraillage Max($A_s$$A_{min}$ c.n.f)	A_s adoptée
8eme 9eme	ELU	25.39	0.094	SSA	0.951	2.79	3.75	3HA14	4.62
5eme 6eme 7eme	ELU	20.051	0.074	SSA	0.962	2.18	3.75	3HA14	4.62
2eme 3eme 4eme	ELU	14.279	0.053	SSA	0.972	1.53	3.75	3HA14	4.62
SS, RDC 1er	ELU	9.584	0.035	SSA	0.982	1.02	3.75	3HA14	4.62

Tableau V.1.1 : Ferraillage des poutres secondaire à l'ELU(en travée)

2) aux appuis :

Niveau	comb	M_{max} (KNm)	μ	obs	β	A_s (cm^2)	A_{min} c.n.f (cm^2)	Ferraillage Max (A_s,A_{min} c.n.f)	A_s adoptée
8eme 9eme	ELU	30.608	0.114	SSA	0.939	3.41	3.75	3HA14	4.62
5eme 6eme 7eme	ELU	25.25	0.094	SSA	0.951	2.78	3.75	3HA14	4.62
2eme 3eme 4eme	ELU	24.352	0.09	SSA	0.953	2.67	3.75	3HA14	4.62
SS , RDC 1er	ELU	13.759	0.051	SSA	0.973	1.48	3.75	3HA14	4.62

Tableau V.1.2 : Ferraillage des poutres secondaire à l'ELU (aux appuis)

VII.1.2. Vérifications à L'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{min} = 0{,}23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Poutres principales de (30× 45) cm^2: $A_{min} = 0{,}23 \times 30 \times 42.5 \times \frac{2{,}1}{400} = 1{,}54 < 4.62\ cm^2$

⇒ condition vérifiée.

Poutres secondaires de (25×30) cm^2: $A_{min} = 0{,}23 \times 25 \times 27.5 \times \frac{2{,}1}{400} = 0.83 < 4.62\ cm^2$

⇒ condition vérifiée.

Armatures longitudinales *(Art 7.5.21)* :

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0,5% b h

-Poutre principales : Amin = 0,005 x30x45 = 6.75 cm^2< (8.01+8.01)=16.02 cm^2 C.V

-Poutre secondaire : Amin = 0,005 x25x40 =5 cm^2< (4.62+4.62)=9.24 cm^2 C.V

b) Justification de l'effort tranchant :

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd}$$

T_u^{max} : Effort tranchant max à l'ELU.

- Poutres principales $\tau_u = \frac{187.79 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.43}$ = 1.45 MPa.

- Poutres secondaires $\tau_u = \frac{78.77 \times 10^{-3}}{0,25 \times 0,28}$ = 1.12 MPa.

c) Vérification de la tangente du béton :(5 1 211 /BAEL91)

La fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,2\times 25/1,5 ; 5MPa) = 3,33MPa$$

- Poutres principales $\tau_u = 1.45\,MPa$ < 3 ,33MPa ……condition vérifiée.

- Poutres secondaires $\tau_u = 1.12\,MPa$ < 3,33MPa ……....condition vérifiée.

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

$$\sigma_{bc} = \frac{V_u \sqrt{2}}{b\frac{a}{\sqrt{2}}} = \frac{2V}{ba} \leq 0.8\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{3.75 \times V_u}{b f_{c28}} \prec a \leq 0.9d$$

<u>Sens xx :</u>

$V_u = 187.79 \leq 0.267 \times b \times a \times f_{c28} = 0.267 \times 300 \times 0.9 \times 430 \times 25 \times 10^{-3} = 774.97KN.$

<u>Sens YY :</u>

$V_u = 78.77 \leq 0.267 \times b \times a \times f_{c28} = 0.267 \times 250 \times 0.9 \times 280 \times 25 \times 10^{-3} = 415.8KN.$

c) Vérification de l'adhérence et de l'entrainement des barres (BAEL91 Art A.6.1.3) :

$\tau_{se} = \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15MPa$ $\psi = 1.5$ Pour les HA

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Périmètre minimal circonscrite à la section droite des barres.

Sens xx :

3HA14+3HA12 $\longrightarrow \sum U_i$ =244.92 mm.

$$\tau_{se} = \frac{187.79 \times 10^3}{0.9 \times 430 \times 301} = 1.98 \text{MPa} \prec \bar{\tau}_{se}$$

Sens YY :

3HA14 $\longrightarrow \sum U_i$ =131.88 mm.

$$\tau_{se} = \frac{78.77 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 131.88} = 2.37 \text{MPa} \prec \bar{\tau}_{se}$$

d) Calcul de la longueur d'encrage (B.A.E.L Art : A.6.1, 221)

Pour les HA14 : $L_s = \frac{\varphi f_e}{4 \times 0.6 \psi_{.t28}^{2}} = \frac{1.4 \times 400}{4[0.6(1.5)^2 \times 2.1]} = 49.38 \text{cm}.$

Pour les HA12 : $L_s = \frac{\varphi f_e}{4 \times 0.6 \psi_{.t28}^{2}} = \frac{1.2 \times 400}{4[0.6(1.5)^2 \times 2.1]} = 42.32 \text{cm}.$

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 HA14 : $L_s = 0.4 \times 49.38 = 19.75 cm.$

Pour les HA12 : $L_s = 0.4 \times 42.32 = 16.92 cm.$

Selon le RPA la longueur minimale de recouvrement est de (40ϕ en Zone II a)

Pour les HA14 : $L_s = 40 \times 1.4 = 56 cm$

Pour les HA12 : L_s =40x1.2=48 cm

VII.1.3. Vérification à l'ELS :

Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

Etat limite de compression du béton :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa}$

Avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 dA}$ (A : armatures adoptées à l'ELU)

On calcul : $\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0 d}$.

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

❖ **En travée:**

Niveau	M_s (KNm)	A_s adoptée	ρ_1	β_1	K_1	K	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
8eme 9eme	18.509	4.62	0.672	0.880	26.67	0.037	165.54	6.12	15	vérifiée
5eme 6eme 7eme	14.637	4.62	0.672	0.880	26.67	0.037	130.91	4.84	15	vérifiée
2eme 3eme 4eme	10.422	4.62	0.672	0.880	26.67	0.037	93.22	3.45	15	vérifiée
SS, RDC 1er	6.972	4.62	0.672	0.880	26.67	0.037	62.36	2.31	15	vérifiée

Tableau V.1.6 : Vérification du ferraillage des poutres secondaires en travée à l'ELS

❖ **Aux appuis :**

Niveau	M_s (KNm)	A_s adoptée	ρ_1	β_1	K_1	K	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
8eme 9eme	22.395	4.62	0.672	0.880	26.67	0.037	200.30	7.41	15	vérifiée
5eme 6eme 7eme	18.476	4.62	0.672	0.880	26.67	0.037	165.25	6.11	15	vérifiée
2eme 3eme 4eme	17.555	4.62	0.672	0.880	26.67	0.037	157.02	5.81	15	vérifiée
SS RDC 1er	10.055	4.62	0.672	0.880	26.67	0.037	69.93	3.33	15	vérifiée

Tableau V.1.7 :Vérification du ferraillage des poutres secondaires aux appuis l'ELU

❖ **En travée:**

Niveau	M_s (KNm)	A_s adoptée	ρ_1	β_1	K_1	K	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
8^{eme} 9^{eme}	67.803	8.01	0.628	0.883	27.73	0.036	225.56	8.12	15	vérifiée
5^{eme} 6^{eme} 7^{eme}	62.559	8.01	0.628	0.883	27.73	0.036	208.11	7.49	15	vérifiée
2^{eme} 3^{eme} 4^{eme}	58.155	8.01	0.628	0.883	27.73	0.036	193.47	6.96	15	vérifiée
SS RDC 1^{er}	56.157	8.01	0.628	0.883	27.73	0.036	186.82	6.72	15	vérifiée

Tableau V.1.6 : Vérification du ferraillage des poutres principale en travée à l'ELS

❖ **Aux appuis :**

Niveau	M_s (KNm)	A_s adoptée	ρ_1	β_1	K_1	K	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
8^{eme} 9^{eme}	72.837	8.01	0.628	0.883	27.73	0.036	242.30	8.72	15	vérifiée
5^{eme} 6^{eme} 7^{eme}	75.31	8.01	0.628	0.883	27.73	0.036	250.53	9.01	15	vérifiée
2^{eme} 3^{eme} 4^{eme}	77.095	8.01	0.628	0.883	27.73	0.036	256.47	9.23	15	vérifiée
SS RDC 1^{er}	76.411	8.01	0.628	0.883	27.73	0.036	254.2	9.15	15	vérifiée

Tableau V.1.7 : Vérification du ferraillage des poutres principale aux appuis à l'ELS

Etat limite de déformation

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

- **<u>Calcul de la flèche</u> :**

On faite le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens.

Sens X-X, la flèche admissible : $\bar{f}$ =L/500=5000/500=10 mm

Sens Y-Y, la flèche admissible : $\bar{f}$ =L/500=40000/500=8 mm

La valeur de la flèche est : $f = \frac{M_s \times L^2}{10.E_v.I_{fv}}$

Avec : $E_v = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 3700\times\sqrt[3]{25} = 10818.87MPa$

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour des charges de longue durée : $I_{fv} = \frac{1.1\times I_0}{1+(\lambda\times u)}$

I_0 : Moment d'inertie total de la section homogénéisée (n=15) par rapport au CDG de la section.

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15\left[A_s\left(\frac{h}{2}-c'\right)^2 + A_s'\left(\frac{h}{2}-c\right)^2\right] = \frac{bh^3}{12} + 15\left[A_s\left(\frac{h}{2}-c'\right)^2\right]$$

ρ : Rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures). $\rho = \frac{A}{b_0.d}$

La contrainte dans les aciers tondus : σ_s est calculée précédemment.

Calcul des coefficients :

$$\lambda_v = \frac{0.02\times f_{t28}}{5\times\rho} = \frac{0.0084}{\rho} \quad ; \quad \mu = \max\left\{1 - \frac{1.75\times f_{t28}}{4\times\rho\times\sigma_s + f_{t28}}; 0\right\}$$

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivants :

Niveaux	Ms (KN,m)	L (mm)	Ev (Mpa)	h (cm)	A_s (cm^2)	ρ	λ_v	σ_s(Mpa)	μ	Io (cm4)	I_{fv} (cm4)	f(mm)	$\bar{f}$(mm)
8eme 9eme	67.803	5000	10818.87	45	8.01	0.006	1.4	225.56	0.51	275872.5	177047.69	8.85	10
5me 6eme 7eme	62.559	5000	10818.87	45	8.01	0.006	1.4	208.11	0.48	275872.5	181495.06	7.96	10
2me 3eme 4eme	58.155	5000	10818.87	45	8.01	0.006	1.4	193.47	0.45	275872.5	186171.62	7.22	10
SS RDC 1er	56.157	5000	10818.87	45	8.01	0.006	1.4	186.82	0.44	275872.5	187784.49	6.91	10

Tableau V.1.9: Vérification de la flèche dans les poutres principales sens x-x

Niveaux	Ms (KN,m)	L (mm)	Ev (Mpa)	h (cm)	A_s (cm^2)	ρ	λ_v	σ_s(Mpa)	μ	Io (cm4)	I_{fv} (cm4)	f(mm)	$\bar{f}$(mm)
8eme 9eme	18.509	4000	10818.87	30	4.62	0.007	1.2	165.54	0.45	67078.125	47912.95	3.79	8.0
5me 6eme 7eme	14.637	4000	10818.87	30	4.62	0.007	1.2	130.91	0.36	67078.125	51526.5	4.85	8.0
2me 3eme 4eme	10.422	4000	10818.87	30	4.62	0.007	1.2	93.22	0.22	67078.125	58374.95	3.05	8.0
SS RDC 1er	6.972	4000	10818.87	30	4.62	0.007	1.2	62.36	0.04	67078.125	704067.29	0.17	8.0

Tableau V.1.10: Vérification de la flèche dans les poutres secondaires sens y-y

Conclusion : la flèche est vérifiée

VII.1.4. Calcul de l'armature transversale :

Le rôle des armatures transversales est de reprendre la sollicitation due à l'effort tranchant ; la détermination du diamètre dépend des dimensions de la section et de section des armatures longitudinales. On utilise le plus souvent les aciers de nuance feE235 et on considère la section la plus sollicitée pas l'effort tranchant

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{b_0}{10};\varphi_l;\frac{h}{35}\right)$$

Avec :

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales

$b_0 = 30cm$: largeur de la section du béton

$h : 45cm$: hauteur de la section du béton

ϕ_l : $14mm$: le plus grand diamètre des armatures longitudinales

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{30}{10};1.4;\frac{45}{35}\right)\text{cm}$$

Soit : $\varphi_t = 8mm$

La section totale des aciers transversaux est la suivante :

$$A_t = 4\left(\frac{\pi \times \varphi_t^2}{4}\right) = 2.01cm^2$$

On choisira 1 cadre + 1 étrier en ϕ = 8 soit $A_t = 4HA8 = 2.01cm^2$

a. Calcul des espacements :

L'espacement entre les cadres est comme suite : **Selon le B.A.E.L 91 Art (A.5.2 ,22)**

$$S_t \le \min(0.9d;40cm) \iff S_t \le \min(38.7;40cm)$$

$$S_t \le \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0\left(\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28}\right)} = \frac{0.8 \times 2.01 \times 235}{30(0.95 - 0.3 \times 1 \times 2.1)} = 39.36cm$$

Selon le RPA :

Zone nodal (appuis) : $S_t \le \min\left(\frac{h}{4};12\varphi_L\right)$

- Poutre principale de $(30 \times 45) : S_t = 10cm$
- Poutre secondaire de $(25 \times 30) : S_t = 8cm$

Zone courante (travée) : $S_t \le \frac{h}{2}$

- Poutre principale de $(30 \times 45) : S_t = 20cm$
- Poutre secondaire de $(25 \times 30) : S_t = 20cm$

b. Détermination de la zone nodale :

L'= 2h et H'= $\max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm\right\}$

h : Hauteur de la poutre.

$b_{1\ et}$ h_1 : Dimensions du poteau.

h_e : Hauteur entre nus des poteaux.

On aura :

H' = max {62.33 ; 50 ; 50 ; 60cm} = 62.33cm

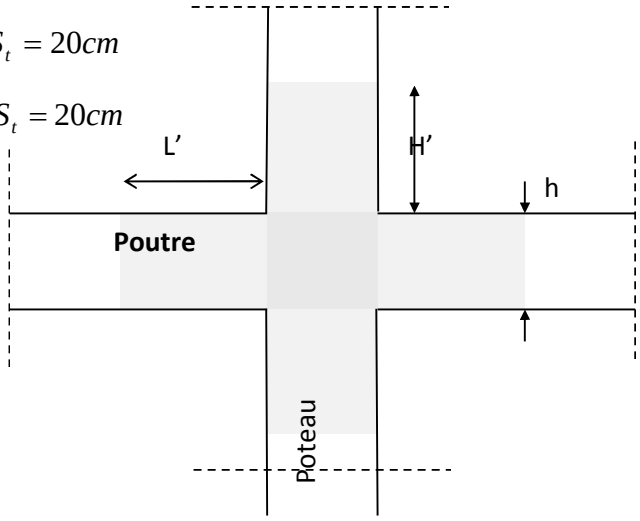


Fig.VII.1 : délimitation de la zone nodale

L’ = 2×45 = 90 cm : poutre principales.

L’ = 2×30 = 60 cm : poutre secondaires.

NB : Le cadre d’armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d’appui.

c. Armatures transversales :

La quantité d’armatures minimales est :

$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8 cm^2$

$A_t = 2.01 cm^2 > A_t^{min} = 1.80 cm^2 \Longrightarrow$ Condition vérifiée.

d. Disposition des armatures :

Lors de la détermination de la longueur des chapeaux, il y’a lieu d’observer les recommandations qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des nus d’appuis doit être au moins égale à :

$\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l’appui considéré s’il s’agit d’un appui n’appartenant pas à une travée de rive.

$\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l’appui considéré s’il s’agit d’un appui intermédiaire voisin d’un appui de rive.

La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu’ aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

Chapitre VII : Ferraillage des voiles

VII) Ferraillage des voiles

Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales. C'est pour cela que le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitations (Q), ainsi 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.

Nous allons ferrailler nos voiles par zone, car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferraillage pour un certain nombre de niveau. Ceci, dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs.

- Zone I : S-Sol1 et le RDC et 1ère étage.
- Zone II : 2ème et 3ème et 4ème étage.
- Zone III: 5ème ,6ème RT 7ème étage.
- Zone IV : 8ème et9ème étage.

Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

- **BAEL .91/modif 99 :**

ELU : 1.35G + 1.5Q

ELS : G + Q

- **RPA version 2003 :**

G+Q+E

0,8G+Q

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

VII.1) Exposé de la méthode des bandes :

La méthode des tronçons consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisant la traction avec les formules suivantes :

$$\sigma^{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma^{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V}{I}$$

Avec :

B : section du béton.

I : inertie du voile.

V : bras de levier ($V = \frac{L_{voile}}{2}$).

Le calcul se fera pour des bandes verticales de longueur d donnée par :

- $d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3}\right)$ ……. (Art -7-7-4. RPA 99)
- $L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{min} + \sigma_{max}} \times L$
- $L_t = L - L_c$

Avec :

Lc : longueur de la zone comprimée

he : hauteur d'étage.

Lt : longueur de la zone tendue.

Remarque :

Il est nécessaire d'adopter un ferraillage symétrique afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues.

1) détermination des armatures :

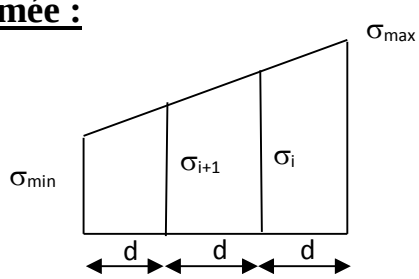
- ✓ Selon les contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :
- ✓ Section entièrement comprimée(SEC).
- ✓ Section partiellement comprimée(SPC).
- ✓ Section entièrement tendue(SET).

a)Armatures verticales :

- ➢ **<u>1ér cas : Section entièrement comprimée :</u>**

$$N_i = \frac{(\sigma_{max} + \sigma_1)}{2}\ d\ e$$

$$N_{i+1} = \frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2}\ d\ e$$



e : épaisseur du voile.

La section d'armature est calculée comme suit :

- <u>Armatures verticales :</u>

$$A_{vi} = \frac{Ni - Bxf_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec :

B : section du voile.

σ_s : Contrainte dans les aciers

σ_s = 400 MPa

f_{bc} =14,2MPa

- <u>Armatures minimales : (BAEL 91) :</u>

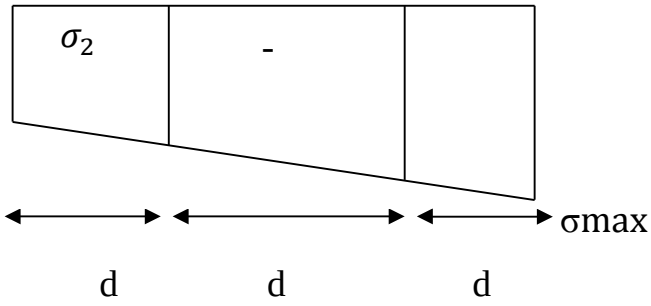
$A_{min} \geq 4cm$ /ml……..(Art A.8.21BAEL91modifiée99)

$0,2\% \leq \frac{Amin}{B} \leq 0,5\%$..... (Art A.8.21 BAEL91modifiée99

➢ **2ér cas : Section entièrement tendue(SET) :**

Armatures verticales :

σmin



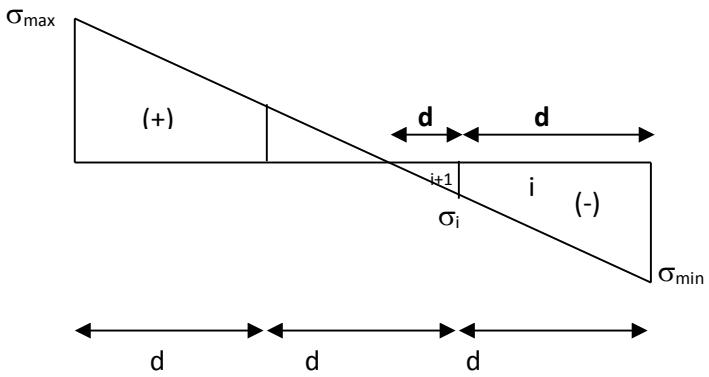
- $A_{vi} = \frac{Ni}{\sigma_s}$
- $A_{vi} = \frac{Ni}{\sigma_s}$

Armatures minimales : (BAEL 91) :

- $A_{min} \geq \max\left(\frac{B\ f_{t28}}{f_e} ; 0{,}002\, B \right)$

➢ **3ème cas : Section partiellement comprimée (SPC) :**

$$\begin{cases} N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2}\ d\ e \\ N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2}\ d\ e \end{cases}$$



La section d'armateur est calculée comme suit :

Armatures verticales :

- $A_{vi} = \frac{Ni}{\sigma_s}$

Armatures minimales :

- $A_{min} \geq \max\left(\frac{B\ f_{t28}}{f_e} ; 0{,}002\, B \right)$

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu.

❖ Exigences de RPA 2003 (article 7.7.4.3/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 zone courante 0,10 %

b) Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

La section de ces armatures est :

D'après le RPA 99 :

- $A_H \geq 0{,}15\ \%\ B$ Globalement dans la section du voile.
- $A_H \geq 0{,}10\ \%\ B$ En zone courante.

D'après le BAEL

- $A_H = \frac{A_V}{4}$

Avec :

A_v : section d'armatures verticales.

B : section du béton.

c) Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1{,}1 \frac{\overline{T}}{fe} \qquad \text{avec} \quad : \overline{T} = 1{,}4 \cdot Vu \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(Art-7-7-4-2 RPA99)}$$

T_u: effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

d) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des voiles.
Elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré de surface.

e) Les potelets :

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet.

La section totale d'armatures verticales de la zone tendue doit être au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent à au moins 4 HA10 (RPA 99).

Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.

Dans ce cas, à chaque extrémité d'un voile, on a des poteaux donc les armatures des poteaux représentent les potelets.

f) **Dispositions constructives :**

- **Espacement constructive : (art-7-7-4-3, RPA 99) :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$S_t \leq \min(1{,}5 \times e; 30cm)$ ……(Art7.7.4.3RPA99/2003)

Avec :

e : épaisseur du voile.

A chaque extrémité du voile ; l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur L/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15cm.

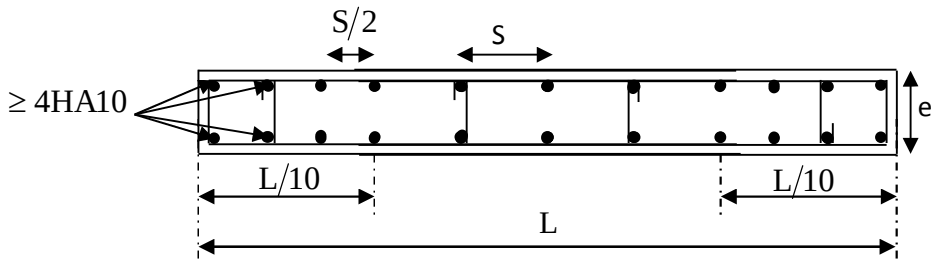


Figure VII.1 : Disposition des armatures

- **Longueur de recouvrement : (art-7-7-4-3, RPA 99) :**

La longueur de recouvrement doit être égale à :

- ✓ 40Φ pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts est possible ;

- ✓ 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Diamètre maximal : (art-7-7-4-3, RPA 99) :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10de l'épaisseur du voile.

$$\Phi_{max} = \frac{e}{10} = \frac{250}{10} = 25mm$$

2- Vérifications :

a) Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15\,A} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6\,.\,f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

Avec :

$N_s = G + Q$

B : section du béton.

A : section d'armatures adoptées.

b) Vérification de la contrainte au cisaillement **:**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée :

Selon le RPA 99 (art : 7-7-2, RPA 99) :

$$\tau_b = \frac{1{,}4 \times Vu}{e \times d} \leq \overline{\tau}_b = 0{,}2\ f_{c28} = 5\ Mpa$$

Avec :

e : épaisseur du voile.

d = 0,9 h : hauteur utile.

h : hauteur totale de la section brute.

Selon le BAEL 91

$$\tau_u = \frac{T}{e \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}2 \ f_{c28}}{\gamma_b} \ ; \ 5 \ Mpa\right) = 3{,}33 \ Mpa$$

VII.2) Exemple de calcul de voile (VT1 de la zone I) :

a) caractéristiques géométriques :

L=2,80m, I=0,36m^4 0.20m

B=0,56m²

2,80m

σ_{max}=844,11 KN/m^2

σ_{min}=-5225,46 KN /m^2

⇨ La section est partiellement comprimée **(SPC)**.

b) largeur de la zone comprimée et tendue :

- $\mathbf{L_c} = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max}+\sigma_{min}} L$ =0,39 m
- L_t = 2,80-0,39 = 2,41 m

Le découpage de diagramme est en bandes de longueur (d)

- $d \leq \min(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c)$=0,26m

c) Calcul de la contrainte :

- $\sigma_1 = \frac{L_t - d}{L_t} x \sigma_{min} = 4662{,}72 KN/m^2$

d) Détermination des efforts normaux :

- $N_1 = \frac{\sigma_{min}+\sigma_1}{2} \times d \times e = 256{,}70$ KN
- $N_2 = \frac{\sigma_1+\sigma_2}{2} = 121{,}05$KN

e) Calcul des armatures :

- Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{St}} = 6{,}42\text{cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{St}} = 3{,}03\ \text{cm}^2$$

- Armatures minimales (**BAEL9)**

$$\mathbf{A_{min}} \geq \max\left(\frac{B \times f_{t28}}{f_e}\ ; 0.002B\right) = 2{,}73\text{cm}^2.$$

- Armature de coutures

$$A_{vj} = 1{,}1\frac{T}{fe} = 37{,}65\text{cm}^2$$

- Sections d'armatures totales

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 15{,}83\text{cm}^2$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 12{,}03\text{cm}^2$$

Le ferraillage à adopter pour la 1ere bande : **2*6HA14 soit Av=18,46 cm2** avec un espacement de **ep =15cm.**

Le ferraillage à adopter pour la 2eme bande : **2*4 HA14 soit Av=12,3cm2** avec un espacement de **ep =20cm**

- Armatures horizontales

$A_H \geq max\left(\frac{A_V}{4}.0.15\%B_1\right) = \{7,69\ ;0,78\}$

A_H=7,69cm²/nappe →12HA10=9,42cm² Avec S_t= 20 cm

- Armature transversal (art7-7-4-3, RPA99)

Les deux nappes d'armatures doivent être reliée avec aux moins quatre (4) épingles par mètre carré.

On adopte : 4 épingle de HA8 par/m²

❖ Vérifications :

✓ Vérification à L'ELS

$\sigma_{bc}=\frac{N_S}{15A_v+B} = 4,19MPA$

σ_{bc}=4,19MPA≤ $\bar{\sigma}_b$=15MPA => Condition vérifiée

✓ Vérification de la contrainte au cisaillement

- **Selon le RPA99 (art : 7-7-2,RPA99)**

$\boldsymbol{\tau_b = \frac{1.4T}{ed}} = 2,72\ MPA \leq \tau_b=0.2f_{c28}=5\ MPA$ => condition vérifiée

- **Selon le BAEL91 :**

$\boldsymbol{\tau_u = \frac{T}{ed}} = 1.94\ MPA \leq \tau_u = 3,33MPa$ => condition vérifiée

Les résultats de calcul se résument dans les tableaux suivants :

❖ Ferraillage des voiles transversaux:

caractéristiques géométriques	VT1		zone I	Zone 2	Zone 3	Zone 4
	L (m)		2,8	2,8	2,8	2,8
	he (m)		3,74	3,06	3,06	3,06
	ep (m)		0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m2)		0,56	0,56	0,56	0,56
	I (m4)		0,366	0,366	0,366	0,366
	V (m)		1,40	1,40	1,40	1,40
	ft28 (MPa)		2,10	2,10	2,10	2,10
Caractéristiques mécaniques des matériaux	fe (MPa)		400	400	400	400
	σst (MPa)		400,0	400,0	400,0	400,0
	σmax (KN/cm2)		844,11	931,23	921,24	1244,70
Calcul des sollicitations.	Lc (m)		0,39	0,45	0,55	0,69
	Lt (m)		2,41	2,35	2,25	2,11
	d (m)		0,26	0,30	0,37	0,46
	Lt-d (m)		2,15	2,06	1,89	1,66
	σ1 (KN/m2)		-4662,72	-4304,23	-3173,79	-3000,44
	Nu1 (KN)		256,70	273,95	254,22	312,73
	Nu2 (KN)		121,05	127,76	115,90	137,37
Calcul des armatures.	Amin (cm2)	Bt.ft28/fe [1]	2,73	3,12	3,83	4,81
		0,002.Bt [2]	1,04	1,19	1,46	1,83
		0.23*B*ft28/fe [3]	0,63	0,72	0,88	1,11
		max ([1] ; [2] ; [3]) [4]	2,73	3,12	3,83	4,81
	Av1 (cm2)	Nu1/σst [5]	6,42	6,85	6,36	7,82
		max ([4] ; [5])	6,42	6,85	6,36	7,82
	Av2 (cm2)	Nu2/σst [6]	3,03	3,19	2,90	3,43
		max ([4] ; [6])	3,03	3,19	3,83	4,81
	Avj (cm2)		37,65	29,08	19,68	8,92
	Bande1	A1 (cm2)	15,83	14,12	11,28	10,05
		Choix des barres/nappe	2x6HA14	2x6HA14	2x6HA12	2x6HA12
		sections adoptées/nappe (cm2)	18,46	18,46	13,56	13,56
	Bande2	A2 (cm2)	12,03	10,46	7,82	5,66
		Choix des barres/nappe	2x4HA14	2x4HA14	2x4HA12	2x4HA12
		sections adoptées/nappe (cm2)	12 ,30	12,30	9,04	9,04
	St	Bande 1	10	10	10	10
		Bande 2	15	15	15	15
	armatures horizontales (cm2)	RPA99	0,78	0,78	0,78	0,78
		BAEL91	7,69	7,69	5,65	5,65
		choix/nappe/ml	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10
	armatures transversales/m2		4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
Vérification des contraintes	Cisaillement	RPA99: τ b(max) = 5 PMa	2,72	2,10	1,42	0,64
		BAEL91: τ (max) = 3.26 MPa	1,94	1,50	1,01	0,46
	ELS	σbc(max) = 15 MPa	4,19	3,77	2,54	1,09

Tableau VII.1.Ferraillage du voile transversal 1

	VT2		zone I	Zone 2	Zone 3	Zone 4
caractéristiques géométriques	L(m)		4,50	4,50	4,50	4,50
	ep (m)		0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m2)		0,90	0,90	0,90	0,90
	I (m4)		1,519	1,519	1,519	1,519
	V (m)		2,25	2,25	2,25	2,25
Caractéristiques mécaniques des matériaux	ft28 (MPa)		2,10	2,10	2,10	2,10
	fe (MPa)		400	400	400	400
	σst (MPa)		400,0	400,0	400,0	400,0
Calcul des sollicitations.	σmax (KN/cm2)		2201,66	1465,98	1847,99	5222,73
	σmin (KN/cm2)		-6739,16	-5705,11	-5160,34	-6361,54
	T (KN)		1263,11	878,53	522,06	116,90
	Nser (KN)		2163,54	4330,47	1666,59	1070,67
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)		1,11	0,92	1,19	2,03
	Lt (m)		3,39	3,58	3,31	2,47
	d (m)		0,74	0,61	0,79	1,35
	Lt-d (m)		2,65	2,97	2,52	1,12
	σ1 (KN/m2)		-5271,39	-4727,79	-3928,35	-2879,72
	Nu1 (KN)		887,27	639,84	718,96	1249,92
	Nu2 (KN)		389,42	289,95	310,75	389,49
Calcul des armatures.	Amin (cm2)	Bt.ft28/fe [1]	7,76	6,44	8,31	14,20
		0,002.Bt [2]	2,95	2,45	3,16	5,41
		0.23*B*ft28/fe [3]	1,78	1,48	1,91	3,27
		max ([1] ; [2] ; [3]) [4]	7,76	6,44	8,31	5,45
		Nu1/σst [5]	12,18	12,00	10,97	9,25
		max ([4] ; [5])	12,18	12,00	10,97	10,25
		Nu2/σst [6]	8,74	7,25	7,05	6 ,85
		max ([4] ; [6])	8,74	7,25	8,31	6,85
	Avj (cm2)		38,63	33,82	20,10	19,45
	Bande1	A1 (cm2)	21,84	20,45	15,10	14,11
		Choix des barres/nappe	2x6HA16	2x6HA16	2X6HA14	2X6HA14
		sections adoptées/nappe (cm2)	24,12	24,12	18,46	18,46
		A2 (cm2)	18,39	15,70	13,34	11,72
		Choix des barres/nappe	2x6HA14	2x6HA14	2x6HA12	2x6HA12
		sections adoptées/nappe (cm2)	18,46	18,46	13,56	13,56
	St	Bande 1	15	15	15	15
		Bande 2	15	15	15	15
	armatures horizontales (cm2)	RPA99	2,22	2 ,22	2 ,22	2 ,22
		BAEL91	9,05	9,05	8,01	8,01
		choix/nappe/ml	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10
	armatures transversales/m2		4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
Vérification des contraintes	Cisaillement	RPA99: τ b(max) = 5 PMa	2,18	1,52	0,90	0,20
		BAEL91: τ (max) = 3.26 MPa	1,56	1,08	0,64	0,14
	ELS	σbc(max) = 15 MPa	2,27	4,61	1,73	1,11

Tableau VII.2.Ferraillage du voile transversal 2

❖ Ferraillage des voiles longitudinaux:

	VL1		zone I	Zone 2	Zone 3	Zone 4
caractéristiques géométriques	L (m)		1,7	1,7	1,7	1,7
	he (m)		3,74	3,06	3,06	3,06
	ep (m)		0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m2)		0,34	0,34	0,34	0,34
	I (m4)		0,082	0,082	0,082	0,082
	V (m)		0,85	0,85	0,85	0,85
Caractéristiques mécaniques des matériaux	ft28 (MPa)		2,10	2,10	2,10	2,10
	fe (MPa)		400	400	400	400
	σst (MPa)		400,0	400,0	400,0	400,0
Calcul des sollicitations.	σmax (KN/cm2)		391,53	606,95	514,56	455,73
	σmin (KN/cm2)		-5827,75	-4520,58	-3353,06	-2753,32
	T (KN)		1145,86	823,69	495,75	456,30
	Nser (KN)		1880,52	1619,38	1037,06	647,47
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)		0,11	0,20	0,23	0,24
	Lt (m)		1,59	1,50	1,47	1,46
	d (m)		0,07	0,13	0,15	0,16
	Lt-d (m)		1,52	1,36	1,32	1,30
	σ1 (KN/m2)		-5566,73	-4115,95	-3010,02	-2449,50
	Nu1 (KN)		81,30	115,86	95,94	83,74
	Nu2 (KN)		39,72	55,22	45,39	39,42
Calcul des armatures.	Amin (cm2)	Bt.ft28/fe [1]	0,75	1,41	1,58	1,69
		0,002.Bt [2]	0,29	0,54	0,60	0,64
		0.23*B*ft28/fe [3]	0,17	0,32	0,36	0,39
		max ([1] ; [2] ; [3]) [4]	0,45	0,41	0,38	1,09
	Av1 (cm2)	Nu1/σst [5]	0,99	0,90	0,40	0,30
		max ([4] ; [5])	0,99	0,90	0,40	1,09
	Av2 (cm2)	Nu2/σst [6]	0,65	0,38	0,13	0,19
		max ([4] ; [6])	0,65	0,41	0,38	0,30
	Avj (cm2)		28,3	25,71	19,09	17,57
	Bande1	A1 (cm2)	8,02	7,32	5,48	5,18
		Choix des barres/nappe	2x3HA14	2x3HA14	2X3HA12	2X3HA12
		sections adoptées/nappe (cm2)	9,24	9,24	6,78	6 ,78
	Bande2	A2 (cm2)	7,78	6,84	5,15	4,69
		Choix des barres/nappe	2x3HA14	2x3HA14	2x3HA12	2x3HA12
		sections adoptées/nappe (cm2)	9,24	9,24	6,78	6,78
	St	Bande 1	10	10	10	10
		Bande 2	15	15	15	15
	armatures horizontales (cm2)	RPA99	0,21	0,21	0,21	0,21
		BAEL91	4,62	4,62	3,39	3,39
		choix/nappe/ml	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10
	armatures transversales/m2		4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
Vérification des contraintes	Cisaillement	RPA99: τ b(max) = 5 PMa	5,24	3,77	2,27	2,09
		BAEL91: τ (max) = 3.26 MPa	3,74	2,69	1,62	1,49
	ELS	σbc(max) = 15 MPa	4,81	4,26	2,59	1,61

Tableau VII.4.Ferraillage du voile longitudinal 1

	VL2		zone I	Zone 2	Zone 3	Zone 4
caractéristiques géométriques	L (m)		2,15	2,15	2,15	2,15
	he (m)		3,74	3,06	3,06	3,06
	ep (m)		0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m2)		0,43	0,43	0,43	0,43
	I (m4)		0,166	0,166	0,166	0,166
	V (m)		1,08	1,08	1,08	1,08
Caractéristiques mécaniques des matériaux	ft28 (MPa)		2,10	2,10	2,10	2,10
	fe (MPa)		400	400	400	400
	σst (MPa)		400,0	400,0	400,0	400,0
Calcul des sollicitations.	σmax (KN/cm2)		231,25	669,37	620,68	2045,47
	σmin (KN/cm2)		-6097,25	-5644,23	-4644,23	-2832,23
	T (KN)		1621,00	1323,43	888,97	391,39
	Nser (KN)		2232,05	6368,46	4268,83	825,32
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)		0,08	0,23	0,25	0,90
	Lt (m)		2,07	1,92	1,90	1,25
	d (m)		0,05	0,15	0,17	0,60
	Lt-d (m)		2,02	1,77	1,73	0,65
	σ1 (KN/m2)		-5943,08	-5197 ,98	-4230,44	-1468,58
	Nu1 (KN)		63,06	164,79	149,96	258,51
	Nu2 (KN)		31,13	78,99	71,48	88,27
Calcul des armatures.	Amin (cm2)	Bt.ft28/fe [1]	0,55	1,60	1,77	6,31
		0,002.Bt [2]	0,21	0,61	0,68	2,40
		0.23*B*ft28/fe [3]	0,13	0,37	0,41	1,45
		max ([1] ; [2] ; [3]) [4]	0,55	1,60	0,67	0,31
	Av1 (cm2)	Nu1/σst [5]	1,58	2,12	2,75	1,46
		max ([4] ; [5])	1,58	2,12	2,75	1,46
	Av2 (cm2)	Nu2/σst [6]	0,78	1,87	0,79	2,21
		max ([4] ; [6])	0,78	1,57	0,79	0,31
	Avj (cm2)		37,65	29,08	19,68	15,92
	Bande1	A1 (cm2)	10,99	9,39	7,67	5,36
		Choix des barres/nappe	2x4HA14	2X4HA14	2x4HA12	2x4HA12
		sections adoptées/nappe (cm2)	12,30	12,30	9,04	9,04
	Bande2	A2 (cm2)	8,94	8,84	5,71	4,29
		Choix des barres/nappe	2x3HA14	2X3HA14	2x3HA12	2x4HA12
		sections adoptées/nappe (cm2)	9,24	9,24	6,78	6,78
	St	Bande 1	10	10	10	10
		Bande 2	15	15	15	15
	armatures horizontales (cm2)	RPA99	0,15	0,15	0,15	0,15
		BAEL91	5,38	5,38	3,12	3,12
		choix/nappe/ml	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10
	armatures transversales/m2		4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
Vérification des contraintes	Cisaillement	RPA99: τ b(max) = 5 PMa	5,86	4,79	3,22	1,42
		BAEL91: τ (max) = 3.26 MPa	4,19	3,42	2,30	1,01
	ELS	σbc(max) = 15 MPa	4,77	13,23	9,24	1,81

Tableau VII.5.Ferraillage du voile longitudinal 2

❖ Ferraillage des VT3&VL3 :

	VT3 & VL3		zone I	Zone 2	Zone 3	Zone 4
caracteristiques géométriques	L (m)		1,00	1,00	1,00	1,00
	he (m)		3,74	3,06	3,06	3,06
	ep (m)		0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m2)		0,20	0,20	0,20	0,20
	I (m4)		0,017	0,017	0,017	0,017
	V (m)		0,50	0,50	0,50	0,50
Caracteriqtiques mécaniques des materiauex	ft28 (MPa)		2,10	2,10	2,10	2,10
	fe (MPa)		400	400	400	400
	σst (MPa)		400,0	400,0	400,0	400,0
Calcul des sollicitations.	σmax (KN/cm2)		469,54	376,87	735,36	1826,24
	σmin (KN/cm2)		-8079,90	-6641,53	-5582,66	-3114,01
	T (KN)		580,33	445,92	377,66	262,96
	Nser (KN)		2266,80	1777,95	1248,20	570,19
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)		0,05	0,05	0,12	0,37
	Lt (m)		0,95	0,95	0,88	0,63
	d (m)		0,04	0,04	0,08	0,25
	Lt-d (m)		0,91	0,91	0,81	0,38
	σ1 (KN/m2)		-7766,87	-6390,28	-5092,42	-1896,52
	Nu1 (KN)		58,02	46,65	82,83	123,48
	Nu2 (KN)		28,44	22,88	39,51	46,74
Calcul des armatures.	Amin (cm2)	Bt.ft28/fe [1]	0,38	0,38	0,81	2,59
		0,002.Bt [2]	0,15	0,14	0,31	0,99
		0.23*B*ft28/fe [3]	0,09	0,09	0,19	0,60
		max ([1] ; [2] ; [3]) [4]	0,38	0,38	0,81	2,59
	Av1 (cm2)	Nu1/σst [5]	1,45	1,17	2,07	3,09
		max ([4] ; [5])	1,45	1,17	2,07	3,09
	Av2 (cm2)	Nu2/σst [6]	0,50	0,57	0,99	1,17
		max ([4] ; [6])	0,50	0,57	0,99	2,59
	Avj (cm2)		22,34	17,17	14,54	10,12
		A1 (cm2)	7,04	5,46	5,71	5,62
		Choix des barres/nappe	2x3HA14	2x3HA14	2x3HA12	2x3HA12
		sections adoptées/nappe (cm2)	9,23	9,23	6,78	6,78
	Bande2	A2 (cm2)	6,09	4,86	4,51	3,70
		Choix des barres/nappe	2x2HA14	2x2HA14	2x2HA12	2x2HA12
		sections adoptées/nappe (cm2)	6,15	6,15	4,52	4,52
	St	Bande 1	10	10	10	10
		Bande 2	10	10	10	10
	armatures horizontales (cm2)	RPA99	3,00	3,00	3,00	3,00
		BAEL91	3,85	3,85	2,83	2,83
		choix/nappe/ml	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10
	armatures transversales/m2		4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
Verification des contraintes	Cisaillement	RPA99: τ b(max) = 5 PMa	4,51	3,47	2,94	2,05
		BAEL91: τ (max) = 3.26 MPa	3,22	2,48	2,10	1,46
	ELS	σbc(max) = 15 MPa	10,16	7,97	5,75	2,63

Tableau VII.6.Ferraillage du VT3&VL3

Chapitre VIII : Voile périphérique

VIII) Etude du voile périphérique :

Introduction :

Le voile périphérique assure un chainage de la structure et forme un caisson rigide et indéformable, il permet de remplir les fonctions suivantes :

- Limité les déplacements horizontaux relatifs aux fondations
- Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts importés par la superstructure

VIII.1) pré-dimensionnement du voile périphérique :

D'après le RPA99/version 2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

- Epaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical)

On opte pour épaisseur de 20 cm qui est déjà pré-dimensionné en chapitre II.

Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

BAEL .91/modif 99 :

ELU : 1.35G + 1.5Q

ELS : G + Q

RPA version 2003 :

G+Q+E

0,8G+Q

VIII.2) Exposé de la méthode :

La méthode des tronçons consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisant la traction avec les formules suivantes :

$$\sigma^{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma^{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V}{I}$$

Avec :

B : section du béton.

I : inertie du voile.

V : bras de levier ($V = \frac{L_{voile}}{2}$).

Le calcul se fera pour des bandes verticales de longueur d donnée par :

- $d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3}\right)$ ……. (Art -7-7-4. RPA 99)
- $L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{min} + \sigma_{max}} \times L$
- $L_t = L - L_c$

Avec :

Lc : longueur de la zone comprimée

he : hauteur d'étage.

Lt : longueur de la zone tendue.

Remarque :

Il est nécessaire d'adopter un ferraillage symétrique afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues.

1) détermination des armatures :

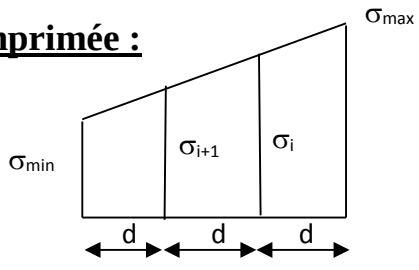
- ✓ Selon les contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :
- ✓ Section entièrement comprimée(SEC).
- ✓ Section partiellement comprimée(SPC).
- ✓ Section entièrement tendue(SET).

a)Armatures verticales :

➢ **<u>1ér cas : Section entièrement comprimée :</u>**

$$N_i = \frac{(\sigma_{max} + \sigma_1)}{2} d\, e$$

$$N_{i+1} = \frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2} d\, e$$



e : épaisseur du voile.

La section d'armature est calculée comme suit :

- Armatures verticales :

$$A_{vi} = \frac{Ni - Bxf_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec :

B : section du voile.

σ_s : Contrainte dans les aciers

σ_s = 400 MPa

f_{bc} =14,2MPa

- Armatures minimales : (BAEL 91) :

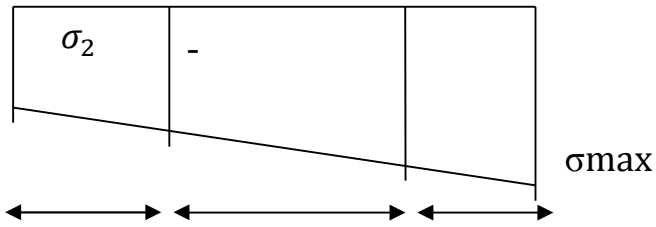
$A_{min} \geq 4cm$ /ml……..(Art A.8.21BAEL91modifiée99)

$0,2\% \leq \frac{Amin}{B} \leq 0,5\%$..... (Art A.8.21 BAEL91modifiée99

➢ **2ér cas : Section entièrement tendue(SET) :**

Armatures verticales :

- $A_{vi} = \frac{Ni}{\sigma_s}$
- $A_{vi} = \frac{Ni}{\sigma_s}$

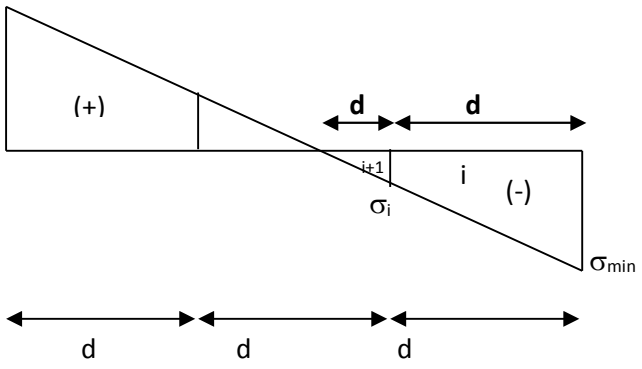


Armatures minimales : (BAEL 91) :

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{B\ f_{t28}}{f_e} ;\ 0{,}002\ B \right)$$

➢ **3ème cas : Section partiellement comprimée (SPC) :**

$$\begin{cases} N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2}\ d\ e \\ N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2}\ d\ e \end{cases}$$



La section d'armateur est calculée comme suit :

- Armatures verticales :
  - $A_{vi} = \frac{Ni}{\sigma_s}$
- Armatures minimales :
  - $A_{min} \geq \max\left(\frac{B\ f_{t28}}{f_e} ; 0{,}002\ B \right)$

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu.

❖ Exigences de RPA 2003 (article 7.7.4.3/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 zone courante 0,10 %

b) Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

La section de ces armatures est :

- **D'après le RPA 99 :**
  - $A_H \geq 0{,}15\ \%\ B$ Globalement dans la section du voile.
  - $A_H \geq 0{,}10\ \%\ B$ En zone courante.
- **D'après le BAEL**
  - $A_H = \frac{A_V}{4}$

Avec :

A_v : section d'armatures verticales.
B : section du béton.

c) Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$A_{vj} = 1,1 \dfrac{\overline{T}}{fe}$ avec : $\overline{T} = 1,4 \cdot Vu$ ..... (Art-7-7-4-2 RPA99)

T_u: effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

d) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des voiles. Elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré de surface.

e) Les potelets :

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet.

La section totale d'armatures verticales de la zone tendue doit être au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent à au moins 4 HA10 (RPA 99).

Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.

Dans ce cas, à chaque extrémité d'un voile, on a des poteaux donc les armatures des poteaux représentent les potelés.

f) **Dispositions constructives :**

- **<u>Espacement constructive : (art-7-7-4-3, RPA 99) :</u>**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$S_t \leq \min(1,5 \times e; 30cm)$ .....(Art7.7.4.3RPA99/2003)

Avec :

e : épaisseur du voile.

A chaque extrémité du voile ; l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur L/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15cm.

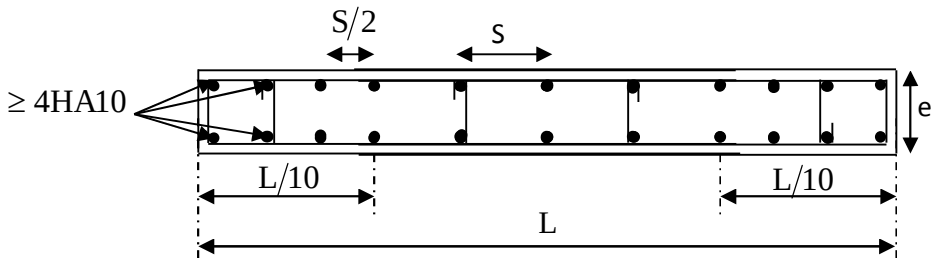


Figure VIII.1 : Disposition des armatures

- **<u>Longueur de recouvrement : (art-7-7-4-3, RPA 99) :</u>**

La longueur de recouvrement doit être égale à :

- ✓ 40Φ pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts est possible ;
- ✓ 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **<u>Diamètre maximal : (art-7-7-4-3, RPA 99) :</u>**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10de l'épaisseur du voile.

$$\Phi_{max} = \frac{e}{10} = \frac{250}{10} = 25mm$$

2- Vérifications :

a) <u>Vérification à l'ELS :</u>

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15\,A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0{,}6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

Avec :

$N_s = G + Q$

B : section du béton.

A : section d'armatures adoptées.

b) Vérification de la contrainte au cisaillement **:**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée :

- **Selon le RPA 99 (art : 7-7-2, RPA 99) :**

$$\tau_b = \frac{1{,}4 \times Vu}{e \times d} \leq \bar{\tau}_b = 0{,}2\ f_{c28} = 5\ Mpa$$

Avec :

e : épaisseur du voile.

d = 0,9 h : hauteur utile.

h : hauteur totale de la section brute.

- **Selon le BAEL 91**

$$\tau_u = \frac{T}{e \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}2\ f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 5\ Mpa\right) = 3{,}33\ Mpa$$

VIII.3) Ferraillage du voile périphérique :

On va opter à calculer et ferraillé le voile qui nous donnera le cas le plus défavorable et puis adopté la même conception pour les autres voiles.

a) caractéristiques géométriques :

L=4,6m, I=1,62m^4 0.20m

B=0,92m² 4,6m

$\begin{cases} \sigma_{max}=1412{,}17 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{min}= 149{,}28\text{KN /m}^2 \end{cases} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée **(SEC)**.

b) largeur de la zone comprimée et tendue :

- $L_t = 0m$
- $L_c=4,6$
- $d= 1,53m$

c) Détermination des efforts normaux :

- $N_1= \frac{\sigma_{max}+\sigma_1}{2} \times d \times e$ =507,81KN
- $N_2= \frac{\sigma_1+\sigma_2}{2} xdxe = 276,75$KN

d) Calcul des armatures :

- Armatures verticales :

$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{St}} = 12,69cm^2$

$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{St}} = 6,92\ cm^2$

- Armatures minimales (**BAEL9)**

$\mathbf{A_{min}} \geq \max\left(\frac{B \times f_{t28}}{f_e}\ ;\ 0.002B\right) = 6,12cm^2.$

- Armature de coutures

$A_{vj} = 1,1\frac{555,24}{fe} = 19,43cm^2$

- Sections d'armatures totales

$A_1= A_{v1}+\frac{A_{vj}}{4} = 17,64cm^2$

$A_2= A_{v2}+\frac{A_{vj}}{4} = 11,78cm^2$

Le ferraillage à adopter pour la 1ere bande : **2*6HA16 soit Av=24,12 cm2** avec un espacement de **ep =15cm.**

Le ferraillage à adopter pour la 2eme bande : **2*6HA14 soit Av=18,46cm2** avec un espacement de **ep =15cm**

- Armatures horizontales

$A_H \geq max\left(\frac{A_V}{4}.0.15\%B_1\right) = \{5{,}04; 2{,}22\}$

A_H=12,53cm²/nappe →16HA10 Avec S_t= 20 cm

- Armature transversal (art7-7-4-3, RPA99)

Les deux nappes d'armatures doivent être reliée avec aux moins quatre (4) épingles par mètre carré.

On adopte : 4 épingle de HA8 par/m²

❖ Vérifications :

✓ **Vérification à L'ELS**

$\sigma_{bc}=\frac{N_S}{15A_V+B} = 1{,}85MPA$

σ_{bc}=1,85MPA≤ $\bar{\sigma}_b$=15MPA => Condition vérifiée

✓ **Vérification de la contrainte au cisaillement**

- **Selon le RPA99 (art : 7-7-2,RPA99)**

$\boldsymbol{\tau_b = \frac{1.4T}{ed}} = 0{,}77$ MPA ≤ τ_b=0.2f_{c28}=5 MPA => condition vérifiée

- **Selon le BAEL91 :**

$\boldsymbol{\tau_u = \frac{T}{ed}} = 0{,}55$ MPA ≤ $\tau_u = 3{,}33$MPa => condition vérifiée

Chapitre IX :
Etude de l'infrastructure

X.1.Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).
Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaitre les valeurs extrêmes
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction
- Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

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

- **Fondations superficielles :**

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.
Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur
- Les semelles continues sous poteaux
- Les semelles isolées
- Les radiers

- **Fondations profondes :**

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

- Les pieux
- Les puits

X.2. Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est σ_{sol} = 2 bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

X.3.Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la supère structure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologique du terrain.
Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage
- La facilité de l'exécution
- L'économie
- La capacité portante du sol
- L'importance de la supère structure
- Le tassement du sol

Dimensionnement :

a) <u>Semelles isolées :</u>

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous sol.

$$\mathbf{A \times b \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

$$\mathbf{\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \text{ (poteau carré)}}$$

D'où $\mathbf{B \geq \sqrt{\frac{N_S}{\bar{\sigma}_{sol}}}}$

Exemple de calcul :

N_{Ser} = 2554.34KN

$\sigma_{sol} = 0.2$ Mpa

$B \geq \sqrt{\frac{2554.34}{200}} = 3.57$ MPa

$\Rightarrow \mathbf{A = B = 4m}$

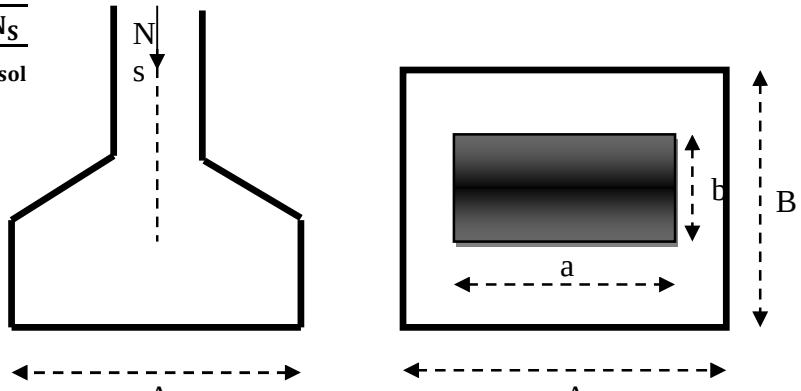


Figure X.1 : dimensionnement d'une fondation

Remarque :
L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

b) <u>semelles filantes :</u>

1) Semelles filantes sous voiles :

Elles sont dimensionnées à **l'ELS** sous l'effort normal **N**, données par la condition la plus défavorable.

Avec : $N_s = G+Q$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_S}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B\,L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{B\,\bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle

L : Longueur de la semelle sous voile

G : Charge permanent a la base du voile considéré

Q : Surcharge d'exploitation a la base du voile considéré

$\bar{\sigma}_{sol}$**:** Contrainte admissible du sol.

Sens longitudinal :

Voile	Ns(KN)	L(m)	B(m)	S=BxL (m^2)
VL1	1525.48	1.20	6.35	7.62
VL2	1594.71	1.65	4.83	7.97
VL3	1140.34	2.40	2.37	5.69
				∑=21.28

Tableau X.1 : Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal).

Voile	Ns(KN)	L(m)	B(m)	S=BxL (m^2)
VT1	2639.94	2.30	5.74	13.20
VT2	4306.91	4.00	5.38	21.52
VT3	2042.55	2.20	4.64	10.20
				∑=44.92

Tableau X.2 : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal).

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_V = \sum S_i = 21.28 + 44.92 = 66.2\ m^2$$

2) Semelles filantes sous poteaux :

On fera le calcul sur le portique longitudinal (fil de poteaux le plus sollicité).
Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	N_S (KN)	Minf (KN.m)	ei (m)	N x ei
C21	860.45	-3.14	-4.15	-3570.86
C18	1508.52	-2.87	0	0
C19	1507.93	-2.59	4.85	7313.46
C20	858.46	-2.41	9.00	-2068.88
	∑=4735.36	∑= -31.084		∑= 1673.72

Tableau X.3 : Surface des semelles filantes sous poteaux.

- **Détermination de la coordonnée de la résultante des forces :**

$$\mathbf{e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{1673.72 + (-31.084)}{4735.36} = 0.34m}$$

- **Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle**

On a : e = 0.34m < $\frac{L}{6} = \frac{13.15}{6}$ = 2.19 m => Répartition trapézoïdale

$$q_{min} = \frac{R}{L}\left(1 - \frac{6\,e}{L}\right) = \frac{4735.363}{13.15}\,x\left(1 - \frac{6\,x(-0.34)}{13.15}\right) = 417.35KN/ml$$

$$q_{max} = \frac{R}{L}\left(1 + \frac{6\,e}{L}\right) = \frac{4735.363}{13.15}\,x\left(1 + \frac{6\,x(-0.34)}{13.15}\right) = 304.28KN/ml$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L}\left(1 + \frac{6\,e}{L}\right) = \frac{4735.363}{13.15}\,x\left(1 + \frac{3\,x\,(-0.34)}{13.15}\right) = 332.37\ KN/ml$$

- **Détermination de la largeur de la semelle**

$$B \geq \frac{q\ (L/4)}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{332.37}{200} = 1.66\ m$$

Donc on opte pour **B = 2 m.**

On aura : $\mathbf{S_p = 2 \times 13.15 = 26.3\ m^2}$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $\mathbf{Sp = S\ x\ n}$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

La surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_t = nxS_p + S_v = 5 \times 26.3 + 66.2 = 197.7\ m^2$$

La surface totale de la structure : $S_{bat} = 219.04 m^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{197.7}{219.04} \times 100 = 90.25\%$$

Donc : $S_t > 50\% S_{bat}$

Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50%** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

X.4. Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

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

X.4. 1.Pré dimensionnement du radier :

a) Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4\,EI}{K\,b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad \Rightarrow \quad \text{Ce qui conduit a} \quad h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{max}\right)^4 \frac{3K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface K= 40 MPa pour un sol moyen

I : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m)

E : Module de déformation longitudinale déférée

$$\mathbf{E = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865\ MPa}$$

L_{max} : Distance maximale entre nus des nervures.

D'où

$$\mathbf{h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi}\ x\ 5.30\right)^4 \frac{3\ x\ 40}{10818.865}} = 1.13m}$$

Condition forfaitaire :

$$\frac{\mathbf{L_{max}}}{\mathbf{8}} \leq \mathbf{h} \leq \frac{\mathbf{L_{max}}}{\mathbf{5}}$$

$$\frac{530}{8} \leq h \leq \frac{530}{5} \Rightarrow 66.25 \leq h \leq 100\ cm$$

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de **h_n = 100cm**

- **Dalle**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$\mathbf{h_d \geq \frac{L_{max}}{20}}$, avec un minimum de 25cm

$h_d \geq \frac{530}{20} = 26.5\ cm$ **Soit : h_d = 35 cm.**

- **Nervure (poutre)**

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{530}{10} = 53\ cm$$

Soit **h_n= 100 cm** et **$0.4\ h_n \leq b_n \leq 0.7\ h_n$**

$0.4 \times 100 = 40 \leq b_n \leq 0.7 \times 100 = 70$ cm soit : $b_n = 55$ cm

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant

h_n = 100cm (hauteur de la nervure)

h_d =35 cm (hauteur de la dalle)

b_n = 55 cm (largeur de la nervure)

X.4.2.Calcul de la surface nécessaire au radier :

Charge permanente de la structure : **G = 35645.54KN**

Charge d'exploitation de la structure : **Q = 5894.29KN**

a) Combinaison d'actions :

A l'ELU :

$$N_U = 1.35G + 1.5Q = 1.35x\ 35645.54 + 1.5\ x5894.29 = 56962.914KN$$

A l'ELS:

$$N_S = G + Q = 35645.54 + 5894.29 = 41539.83KN$$

b) Détermination de la surface du radier :

A l'ELU :

$$\sigma_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1.33\ \sigma_{sol}} = \frac{56962.91}{1.33\ x\ 200} = 214.15\ m^2$$

A l'ELS:

$$\sigma_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{41539.83}{200} = 207.69\ m^2$$

D'où :

$$\mathbf{S_{rad} = max\ (s_{nec}^{ELU}\ , s_{nec}^{ELU}) = 214.15\ cm^2}$$

$$S_{bat} = 219.04\ m^2 > S_{rad} = 214.15\ cm^2$$

Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}\ ; 30cm\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30cm\right) = 50cm$$

Soit un débord de : **$L_{déb}$= 50 cm**

$$S_{déb} = P.L_{déb} = 57.9x\,0.50 = 28.95m^2$$

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 219.04+28.95 = 248\ m^2$

X.4. 3.Calcul des sollicitations à la base du radier :

a) Charges permanentes :

Poids du bâtiment : **G = 35645.54 KN**

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 :

$P_{dalle} = S_{radier}\ h_d\ \rho_b$

$P_{dalle} = 248 \times 0.35 \times 25 = 2170$ KN

Poids des nervures :

$P_{nerv} = b_n\ (h_n - h_d)\ \rho_b \sum(Lx.n+Ly \times m)$

$P_{nerv} = 0.55x(1- 0.35) \times 3330 = 1190.47$KN

Poids de TVO :

$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner})\ .(h_n - h_d).\rho_{TVO}$

$S_{ner} = b_n \sum(Lx.n+Ly \times m) = 0.55 \times 73.26 = 40.29\ m^2$

$P_{TVO} = (248 - 40.29) \times 0.65x17 = 2295.19$ KN

Poids de la dalle flottante :

$P_{dalle\ flottante} = S_{rad}\ .e_{pdalle\ flottante}.\rho_b$

$P_{dalle\ flottante} = 248 \times 0,1 \times 25 = 620$ KN

$G_{rad} = 2170+1190.47+2295.19+620 = 6275.66$KN

b) Surcharges d'exploitations :

Surcharge de bâtiment **: Q = 5894.29 KN**

Surcharge du radier : **Q =3.5 X 248 =868 KN**

c) Poids total de la structure :

$G_T = G_{bat} + G_{rad}$ =35645.54 +6275.66 = 41921.2KN

$Q_T = Q_{bat} + Q_{rad}$ =5894.29+ (248x3.5) = 6762.29KN

d) Combinaison d'actions :

A l'ELU :

$N_U = 1.35\ G + 1.5\ Q = 1.35\ x41921.2 + 1.5x\ 6762.29 = 66737.055\ KN$

A l'ELS :

$N_S = G + Q = 41921.2 + 6762.29 = 48683.49KN$

D'où: N_u = 66737.055 KN

N_s = 48683.49 KN

X.4.4. Vérifications:

a) Vérification à la contrainte de cisaillement :

Nous devons vérifier que : $\boldsymbol{\tau_u \leq \bar{\tau}_u}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} \leq \bar{\tau} = \min\left\{0.15\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 4\ MPa\right\} = 2.5\ MPa$$

Avec : b=100 cm ; d= $0.9h_d$ = 0.9 x 35 =31.5 cm

$$T_U^{max} = \frac{q_u\ L_{max}}{2} = \frac{N_u\ b}{S_{rad}} . \frac{L_{max}}{2} = \frac{66737.055x1}{248}\ x\ \frac{5.30}{2} = 713.12KN$$

$$\tau_u = \frac{713.12\ x\ 10^3}{1000\ x315} = 2.3\ MPa$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée

b) Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$\boldsymbol{M = M_0 + T_0 . h}$$

Avec :

$\boldsymbol{M_{j(K=0)}}$: Moment sismique à la base de la structure ;

$\boldsymbol{T_{j(K=0)}}$: Effort tranchant à la base de la structure ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\boldsymbol{\sigma_m = \frac{3.\sigma_1 + \sigma_2}{4}}$$

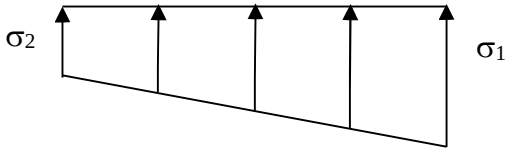


Figure X.2 : Diagramme des contraintes

On doit vérifier que :

L'ELU :

$$\sigma_m = \frac{3.\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33\ \sigma_{sol}$$

L'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3.\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Avec : $\boldsymbol{\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I}.V}$

$\boldsymbol{\sigma_{sol} = 200\ KN/m^2}$

Calcul du centre de gravite du radier :

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$X_G = Y_G = \frac{longeur}{2}$

$X_G = Y_G = \frac{15.80}{2} = 7.9$ m

Moment d'inertie du radier :

$I_{XX} = I_{YY} = 5193.34 m^4$.

- **Sens longitudinal :**

$M_X = 33899.83 + 1396.61 \times 1 = 35296.44$ KN.m

A l'ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}}.V = \frac{56962.91}{248} + \frac{35296.44}{5193.34} \text{ x } 7.9 = 283.38 KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} . V = \frac{56962.91}{248} - \frac{35296.44}{5193.34} \text{ x } 7.9 = 175.99 KN/m^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \text{ x } 283.38 + 175.99}{4} = 256.225 KN/m^2$$

$\sigma_m = 256.225/m^2 < 1.33\sigma_{sol} = 266 \text{ KN} / m^2$ Condition vérifiée**.**

A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} . V = \frac{41539.83}{248} + \frac{35296.44}{5193.34} \text{ x } 7.9 = 221.19 KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} . V = \frac{41539.83}{248} - \frac{35296.44}{5193.34} \text{ x } 7.9 = 113.80 KN/m^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \text{ x } 221.19 + 113.80}{4} = 194.34 \text{ KN}/m^2$$

$\sigma_m = 194.34 \text{ KN}/m^2 < \sigma_{sol} = 200 KN / m^2$ Condition vérifiée.

- **Sens transversal :**

$M_Y = 29817.37+1588.7\times1= 31406.07$ KN.m

A l'ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} . V = \frac{56962.91}{248} + \frac{31406.07}{5193.34} \text{ x}7.9 = 277.46 \text{ KN}/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} . V = \frac{56962.91}{248} - \frac{31406.07}{5193.34} \text{ x}7.9 = 181.91 KN/m^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3\text{x } 277.46 + 181.91}{4} = 253.57 \text{ KN}/m^2$$

$\sigma_m = 253.57 KN/m^2 < 1.33\sigma_{sol} = 266 \text{ KN} / m^2$ Condition vérifiée.

A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} . V = \frac{41539.83}{248} + \frac{31406.07}{5193.34} \text{ x } 7.9 = 215.27 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} . V = \frac{41539.83}{248} - \frac{31406.07}{5193.34} \text{ x} 7.9 = 119.72 \text{KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \text{ x } 215.27 + 119.72}{4} = 191.38 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m = 191.38 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{KN / m}^2$ Condition vérifiée.

X.4.4. Ferraillage du radier :

1) Ferraillage du radier :

Pour le ferraillage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié 99) ; on considère le radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément repartie.
Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastré sur 04 appuis

Identification du panneau le plus sollicité :

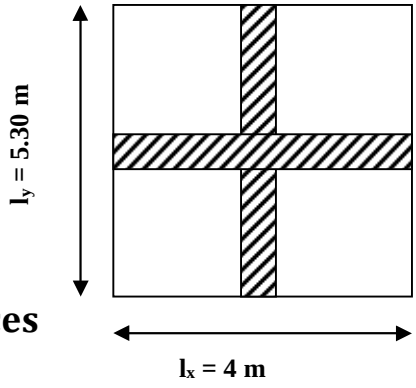
Remarque :
Les panneaux étant soumis à des chargements voisins et afin d'homogénéiser le ferraillage et de faciliter la mise en pratique, on considérera pour les calculs le panneau le plus sollicité, ensuite on adoptera le même ferraillage pour tout le radier.

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes :

l_x =4m et l_y=5.30m

$$\boldsymbol{\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4}{5.30} = 0.75}$$

$0.4 \leq \rho = 0.75 \leq 1$; la dalle travaille dans les deux sences



Pour le calcul du ferraillage, on soustrait de la contrainte maximale $\boldsymbol{\sigma_m^{max}}$, la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

Avec :

A l'ELU :

$$\sigma_m^{max} = \max(\sigma_u^1 ; \sigma_u^2) = \max(256.225; 253.57) = 256.225 KN/m^2$$

A l'ELS :

$$\sigma_m^{max} = \max(\sigma_s^1 ; \sigma_s^2) = \max(194.34 ; 191.38) = 194.34 KN/m^2$$

D'où :

E.L.U :

$$q_u = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(256.225 - \frac{6275.66}{248}\right) x1m = 230.91 \text{ KN/ml}$$

E.L.S :

$$q_s = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(230.91 - \frac{6275.66}{248}\right) x1m = 205.60 KN/ml$$

<u>Calcul a L'ELU</u> :

Calcul des sollicitations:

On a : $\rho = 0.75$ et $\nu = 0$

A l'ELU : $\begin{cases} \mu_x = 0.0622 \\ \mu_y = 0.509 \end{cases}$

Moments fléchissant :

<u>Suivant (x-x) :</u>

$$M_{0x} = \mu_x \, q_u \, l_x^2 = 0.0622 \text{ x } 230.91 \text{ x} 4^2 = 229.80 \text{ KN.m}$$

<u>Suivant (y-y) :</u>

$$M_{0y} = \mu_y \, M_x = 0.509 \text{ x } 229.80 = 116.96 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :

- Moment en travée **: 0,75Mox ou 0,75Moy**
- Moment sur appuis **: 0,5Mox ou 0,5Moy**

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement Partiel alors :

- Moment en travée : **0,85Mox ou 0,85Moy**
- Moment sur appui de rive : **0,3Mox ou 0,3Moy**
- Moment sur appui intermédiaire : **0,5Mox ou 0,5Moy**

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments seront minorisés en leurs affectant un coefficient de **(-0,5)** aux appuis et **(0,75)** en travée.

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.75\, M_{0x} = 0.75 \text{ x } 229.80 = 172.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75\, M_{0y} = 0.75 \text{ x } 116.96 = 87.72 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis :

$$M_{ax} = 0.5\, M_{0x} = 0.5 \text{ x } 229.80 = 114.9 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5\, M_{0y} = 0.5 \text{ x } 116.96 = 58.48 \text{ KN.m}$$

Ferraillage :

Le ferraillage se fera en flexion simple pour une bande de 1 *ml*

Avec : **b = 100 cm ; h = 35 cm**

Sens	zone	M_u (KN.m)	μ_u	β	Section	A (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	st (cm)
xx	**Appuis**	114.9	0.074	0.962	**SSA**	10.40	8HA14 = 12.31	**12**
	Travée	172.35	0.111	0.940	**SSA**	15.96	9HA16 = 18.10	**12**
yy	**Appuis**	58.48	0.037	0.981	**SSA**	5.19	8HA12 = 9.05	**12**
	travée	87.72	0.056	0.971	**SSA**	7.86	7HA14 = 10.77	**14**

Tableau X.4 : Ferraillage du radier.

X.4.5.Vérification à L'ELU :

a) condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL.91/ modifié 99) :

$$\omega_x = \frac{A^x_{min}}{b\ h} \geq \omega_0 \frac{3-\frac{L_x}{L_y}}{2} \qquad \Rightarrow \qquad A^x_{min} \geq \omega_0 \frac{3-\rho}{2}\, bh$$

Avec : $\omega_0 = 0.0008$ pour fe 400

$$A^x_{min} \geq 0.0008 \frac{3-0.75}{2} \text{ x } 100 \text{ x } 35 = 3.15 \text{ cm}^2$$

Sens	zone	A(cm^2)	A_{min}(cm^2)	Observation
xx	Appuis	12.31	3.15	Condition vérifiée
	Travée	18.10		Condition vérifiée
yy	Appuis	9.05		Condition vérifiée
	travée	10.77		Condition vérifiée

Tableau X.5 : Vérification de la condition de non fragilité.

b) Vérification des espacements (Art A8.2, 42 BAEL91/modifié 99) :

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.

Dans le sens xx :

$S_t \leq \min \{3h; 33cm\} = \min \{3\times35; 33cm\} = 33cm$

$S_t = 12\ cm < 33cm$ Condition vérifiée.

Dans le sens yy :

$S_t \leq \min \{4h; 45cm\} = \min \{4\times35; 45cm\} = 45cm$

$S_t = 12cm < 45cm$ Condition vérifiée.

C) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b\ d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$p = q_{um}\ l_x\ l_y = 230.91 \text{ x } 4 \text{ x} 5.30 = 4895.29 KN/m^2$$

Sens x-x :

$$V_u = \frac{P}{3\ l_y} = \frac{4895.29}{3 \text{ x} 5.30} = 307.87\ KN$$

Sens y-y :

$$V_u = \frac{P}{2\,l_y + l_x} = \frac{4895.29}{2\,x5.30 + 4} = 335.29\ KN$$

$$\tau_u = \frac{335.29\ x\ 10^{-3}}{1\ x\ 0.33} = 1.01\ MPa$$

$$\bar{\tau} = \min\left\{0.2\,\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ;5\ MPa\right\} = 3.33\ MPa$$

$\tau_u = 1.01MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.33\ MPa$ Condition vérifiée.

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **Calcul et vérification à l'E.L.S :**

On a : $\rho = 0.75$ et $v = 0.2$

A l'ELS:

$$\begin{cases} \boldsymbol{\mu_x = 0.0685} \\ \boldsymbol{\mu_y = 0.644} \end{cases}$$

Moments fléchissant :

Suivant (x-x) :

$$M_{0x} = \mu_x\ q_s\ l_x^2 = 0.0685\ x\ 205.60x\ 4^2 = 225.33\ KN.m$$

Suivant (y-y) :

$$M_{0y} = \mu_y\ M_x = 0.644\ x\ 225.33\ = 145.11\ KN.m$$

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.75\ M_{0x} = 0.75\ x\ 225.33 = 169\ KN.m$$

$$M_{ty} = 0.75\ M_{0y} = 0.75\ x\ 145.11 = 108.83\ KN.m$$

Moments aux appuis :

$$M_{ax} = 0.5\ M_{0x} = 0.5\ x\ 225.33 = 112.66\ KN.m$$

$$M_{ay} = 0.5\ M_{0y} = 0.5\ x\ 145.11 = 72.55\ KN.m$$

Vérification des contraintes :

Dans le béton :

On doit vérifier que :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6\ f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\ MPa$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 . d . A_{st}} \qquad \rho_1 = \frac{100 . A_s}{b . d} \qquad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	zone	As (cm^2)	Ms	ρ_1	β	K_1	σ_{st}	$\overline{\sigma}_{st}$	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	Obs
X_x	**Appuis**	12.31	112.66	0.373	0.905	37.63	306.44	**348**	8.20	**15**	**Cv**
	Travée	18.10	169	0.487	0.894	32.17	316.48	**348**	9.83	**15**	**Cv**
Y_y	**Appuis**	9.05	72.55	0.274	0.917	45.24	246.91	**348**	5.46	**15**	**Cv**
	travée	10.77	108.83	0.243	0.921	48.29	332.47	**348**	6.88	**15**	**Cv**

Tableau X.6 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Remarque :
Pour faciliter les travaux de ferraillage, et pour des raisons économiques, il faut adopter un même ferraillage pour tous les panneaux.

X.5.Ferraillage du débord:

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.

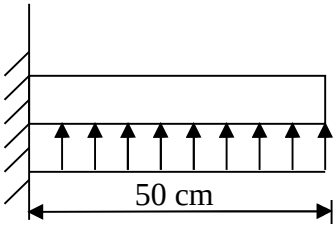


Figure X.3: Schéma statique du débord.

Sollicitation de calcul :

A l'ELU :

$$P_u = q_u = 230.91\ KN/ml$$

$$M_u = \frac{-P_u l^2}{2} = \frac{-230.91 \times 0.50^2}{2} = -28.86\ KN.m$$

A l'ELS :

$$P_s = q_s = 205.60\ KN/ml$$

$$M_s = \frac{-P_s l^2}{2} = \frac{-205.60 \times 0.50^2}{2} = -25.7\ KN.m$$

Calcul des armatures : b = 1 m; d = 33 cm

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{28.86 \times 10^2}{100 \times 33^2 \times 14.2} = 0.018 < 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$\mu = 0.018 \quad \rightarrow \quad \beta = 0.991$

$A_s = \frac{M_u}{\beta . d . \sigma_{st}} = \frac{28.86\ 10^2}{0.991 \text{ x } 33 \text{ x } 34.8} = 2.53 cm^2/ml$

Soit : $A_a = 4HA12 = 4.52\ cm^2$ avec : $S_t = 25$ cm

Vérification à l'ELU :

$A_{min} = \frac{0.23 . b . d . f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \text{ x } 100 \text{ x } 33 \text{ x } 2.1}{400} = 3.98 cm^2$

$A_a = 4.52 cm^2 > A_{min} = 3.98\ cm^2$ Condition vérifiée.

- Armatures de répartition :

$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13\ cm^2$

Soit : $A_r = 2HA12 = 2.26\ cm^2$ avec : St = 20 cm

Vérification à l'ELS :

$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \text{ x } f_{c28} = 25$ MPa

$\rho_1 = \frac{100 . A_s}{b . d} = \frac{100 \text{ x } 4.52}{100 \text{ x } 33} = 0.136$

$\rho_1 = 0.136 \rightarrow \beta_1 = 0.939 \rightarrow \alpha_1 = 0.183$

$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.183}{15(1-0.183)} = 0.015 MPa$

$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 . d . A_{st}} = \frac{25.7\ x\ 10^{-3}}{0.939 \text{ x } 0.33 \text{ x } 4.52x\ 10^{-4}} = 183.49$ MPa

$\sigma_{bc} = K \text{ x } \sigma_{st} = 0.015 \text{ x} 183.49 = 2.75$ MPa $< 15MPa$ Condition vérifiée.

- **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

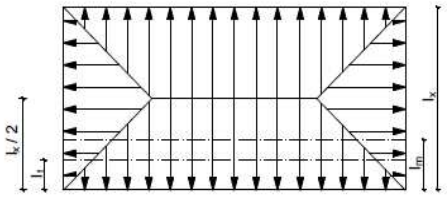
$\sigma_{st} = 183.49$ MPa $\leq \overline{\sigma}_{st} = 348$ MPa Condition vérifiée.

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; Afin d'homogénéiser le ferraillage, les armatures de la dalle seront prolonger et constituerons ainsi le ferraillage du débord.

X.6.Ferraillage de la nervure :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.
Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.
Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.
Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.
Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur Lm), et le même effort tranchant (largeur Lt) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.



Cas de chargement trapézoïdal :

Moment fléchissant : $\mathbf{l_m = l_x \left(0.5 - \frac{\rho x^2}{6}\right)}$

Effort tranchant : $\mathbf{l_t = l_x \left(0.5 - \frac{\rho x}{4}\right)}$

Figure X.4: Répartition trapézoïdale.

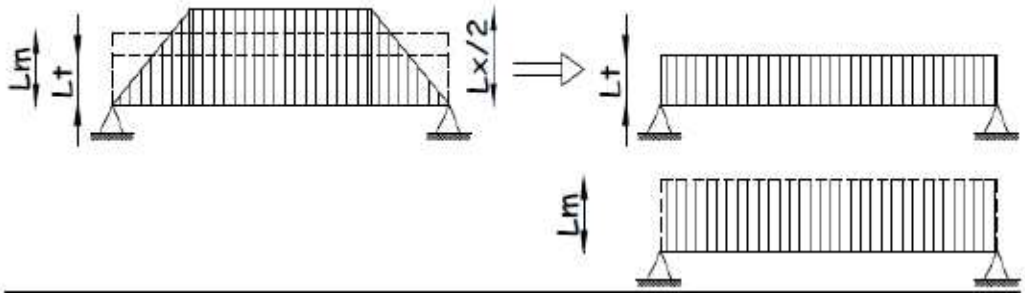
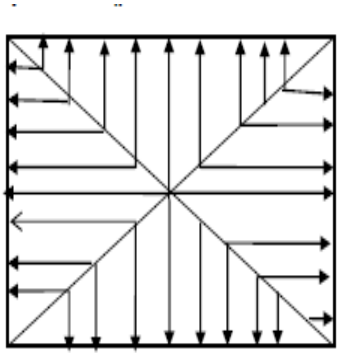


Figure X.4: Présentation des chargements simplifiés.



Cas de chargement triangulaire :

Moment fléchissant : $\mathbf{l_m = 0.333x\, l_x}$
Effort tranchant : $\mathbf{l_t = 0.25x\, l_x}$

Figures X. 5 : Répartition triangulaire

Nous avons :

- Sens longitudinal :

qu = 230.91 kN/m² qs = 205.60 kN/m²

- Sens transversal:

qu = 230.91 kN/m² qs = 205.60 kN/m²

Pour le calcul des efforts nous utiliserons le logiciel ETABS.
Les résultats des moments et efforts relevés de l'ETABS sous forme de schémas sont résumés dans le tableau suivant :

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{amax} (KN.m)	476.46	442.94	309.40	292.93
M_{tmax} (KN.m)	293.67	273.01	176.12	166.74
T_{max} (KN)	586.07	544.84	459.92	435.43

Tableau X.7 : Résultats des moments et efforts relevés d'ETABS.

a- Diagrammes des efforts internes :

❖ Sens longitudinal :

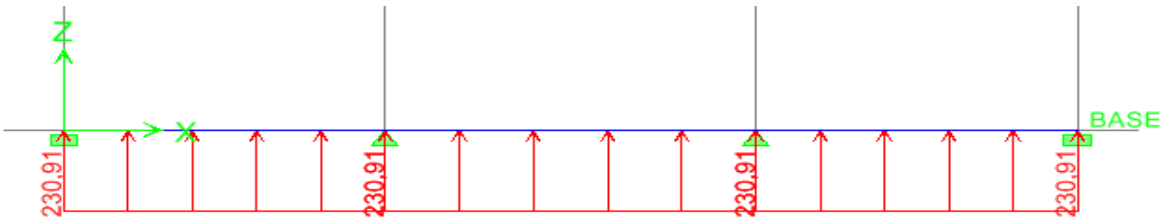


Figure X.6 : Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).

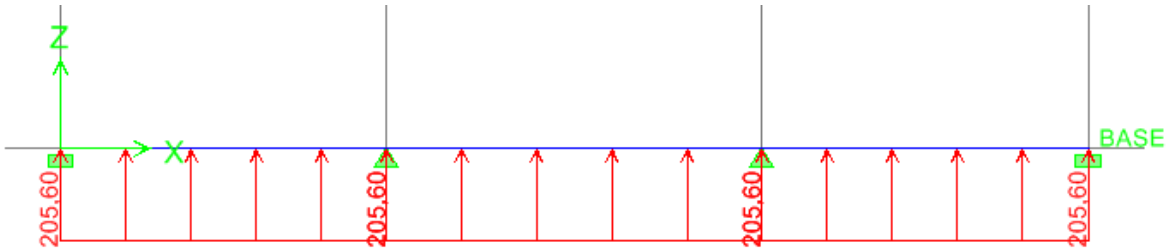


Figure X.7 : Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).

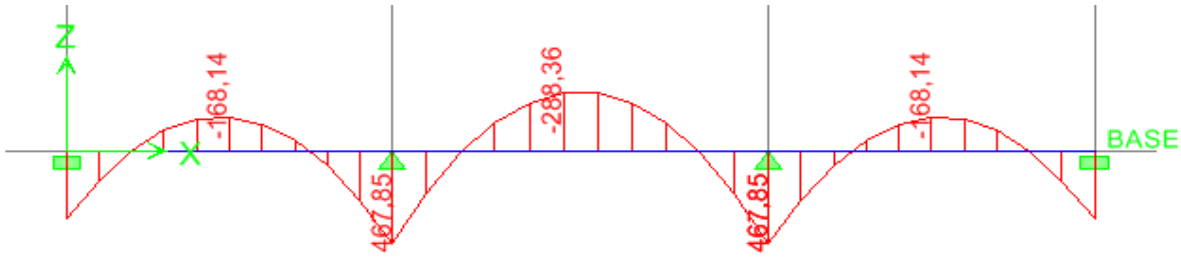


Figure X.8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

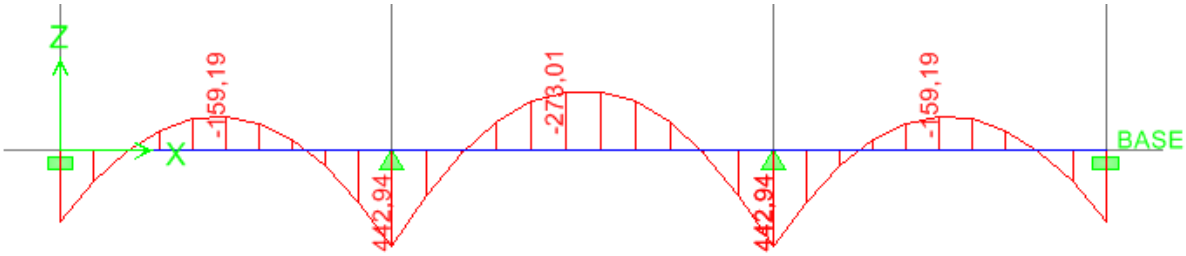


Figure X.9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

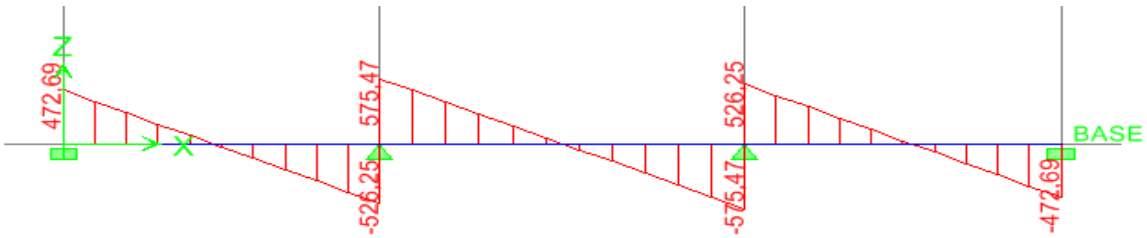


Figure X.10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

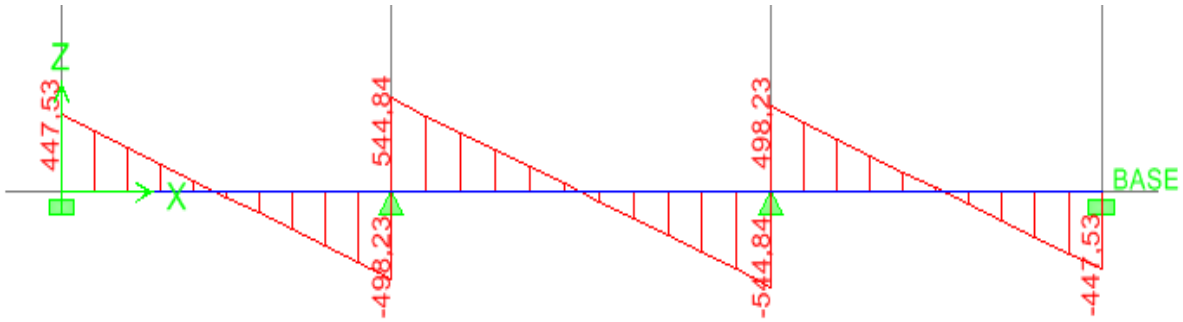


Figure X.11 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

Sens transversal :

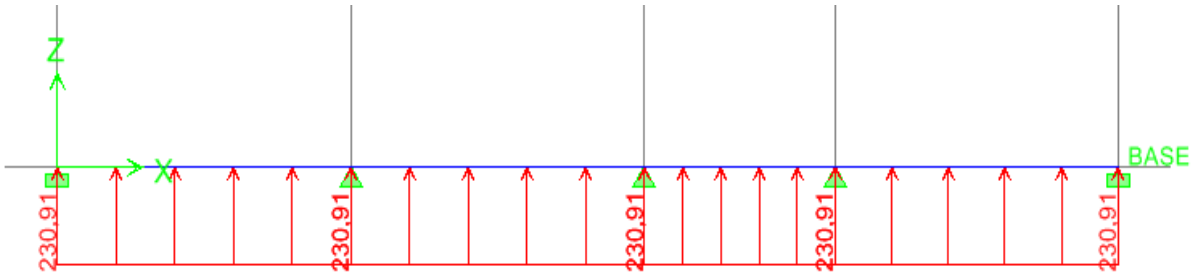


Figure X.12 : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).

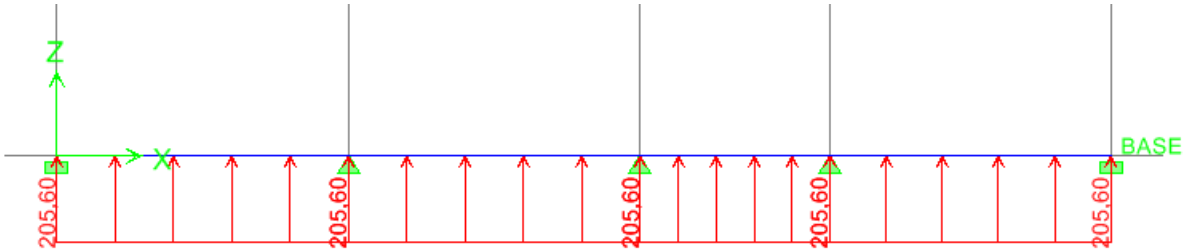


Figure X.13 : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).

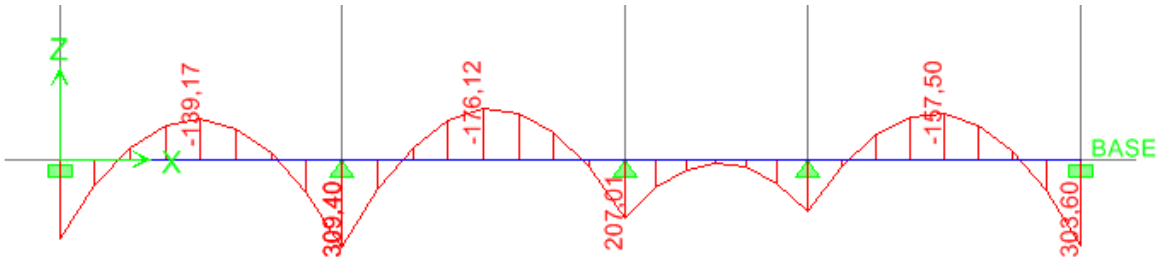


Figure X.14 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

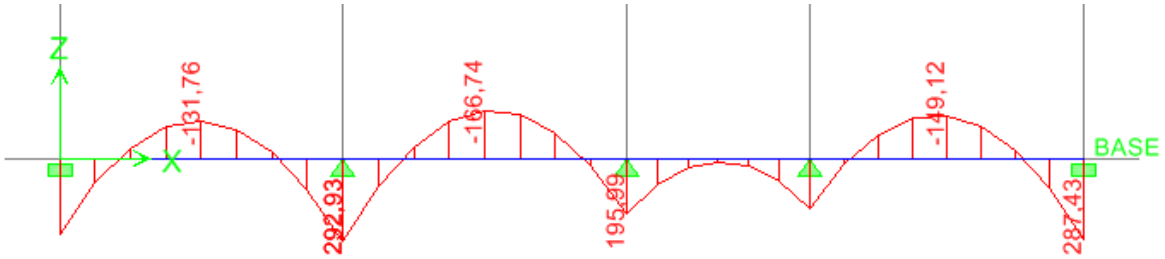


Figure X.15 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

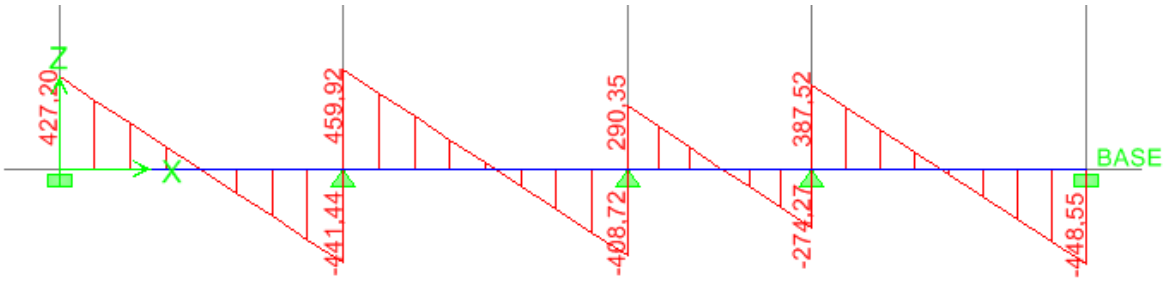


Figure X.16 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

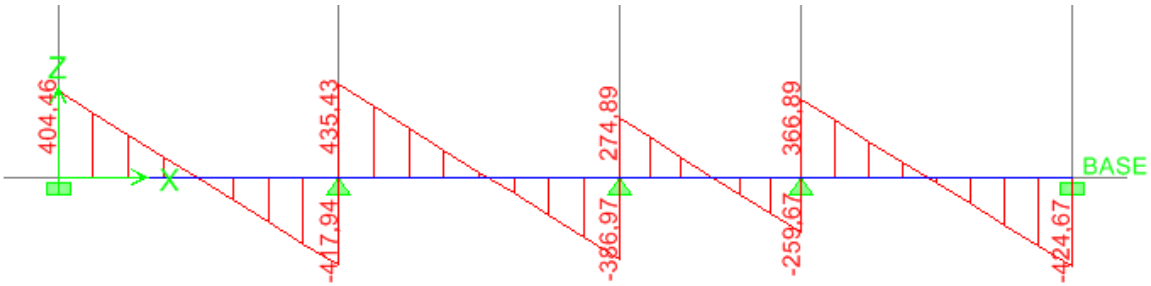


Figure X.17 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

b- Calcul des armatures :

b = 55 cm; h = 100cm; d = 95 cm, f_{bc} = 14,2 MPa, σst = 348 MPa

Armatures longitudinales : b=55 cm d= 95 cm

Le ferraillage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Sens	zone	M_u (KN.m)	μ_u	β	Section	A (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
xx	Appuis	476.46	0.067	0.965	SSA	14.93	5HA20 =15.71
	Travée	293.67	0.041	0.979	SSA	9.07	5HA16=10.05
yy	Appuis	309.40	0.043	0.978	SSA	9.56	5HA16 =10.05
	travée	176.12	0.024	0.988	SSA	5.39	5HA16 =10.05

Tableau X.8 : Le ferraillage adopté pour la nervure.

- **Vérification à l'ELU :**

$A_{min} = \frac{0.23xbxdxf_{t28}}{f_e}$ = 6.30cm^2 ⟹ Condition vérifiée.

✓ **Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :**

Diamètre des armatures transversales :

$$\boldsymbol{\phi_t} \geq \frac{\boldsymbol{\phi_{l\,max}}}{\boldsymbol{3}} = \frac{\boldsymbol{16}}{\boldsymbol{3}} = 5.33 \text{ mm} \quad \text{Soit :} \quad \boldsymbol{\phi = 8\ mm}$$

Espacement des armatures :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_{l\,max}\right\} = \min\left\{\frac{100}{4}; 19.2\right\} = \min\{25; 19.2\} = 12 \text{ cm}$$

En zone courante :

$$\boldsymbol{S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50cm} \qquad \text{Soit :} \qquad \boldsymbol{S_t = 20\ cm}$$

Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

$$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 55 = 3.3 cm^2$$

Soit : **A_t=6HA10=4.71cm² (deux cadre et un étrier)**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 55 \times 95 \times \frac{2.1}{400} = 6.3 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement : (Effort tranchant)**

$$\tau_u = \frac{T_u{}^{max}}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = \min\left\{0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4Mpa\right\} = 2.5 \text{ Mpa}$$

Sens longitudinale : $T_u{}^{max} = 586.07KN$

$$\tau_u = \frac{586.07x10^3}{550x950} = 1.12 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ Mpa}$$ Condition vérifiée

Sens transversal: $T_u{}^{max} = 1067.90KN$

$$\tau_u = \frac{459.92x10^3}{550 \times 950} = 0.80 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ Mpa}$$ Condition vérifiée

✓ **Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 99) :**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins (3cm²/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3\ cm^2/ml \times 1 = 3\ cm^2$$

On opte pour : **2HA14 = 3.08 cm²**

Vérification à l'ELS :

- **Vérification des contraintes (dans le béton et l'acier):**

$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6\ f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15$ MPa

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 . d . A_{st}} \qquad \rho_1 = \frac{100 . A_s}{b . d} \qquad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	zone	Ms	As (cm^2)	ρ_1	β	K_1	σ_{st}	$\overline{\sigma}_{st}$	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	Obs
xx	Appuis	442.94	15.71	0.353	0.907	38.76	327.42	348	8.44	15	Cv
	Travée	273.01	10.05	0.235	0.922	49.10	310.14	348	6.31	15	Cv
yy	Appuis	292.93	10.05	0.235	0.922	49.10	332.76	348	6.77	15	Cv
	travée	166.74	10.05	0.153	0.935	61.92	186.78	348	3.01	15	Cv

Tableau X.9 : Vérification des contraintes à l'ELS

conclusion

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduits à nous documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en la matière.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple, nous citerons ETABS 9.6.0 que nous avons appris à utiliser durant la réalisation de ce projet.

Nous espérons, par ce modeste travail, servir et contribuer aux travaux et projets des promotions à venir.

Bibliografie

Dans le cadre de l'élaboration de notre projet de fin d'étude, les documents suivants nous ont été d'une aide précieuse à fin de résoudre les anomalies que nous avons rencontrées au cours de notre projet.

Règlements :

- RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes.
- BAEL99 : Béton armé aux états limites.
- DTR B.C. 2.2 : Charge permanentes et charge d'exploitation.

Cours :

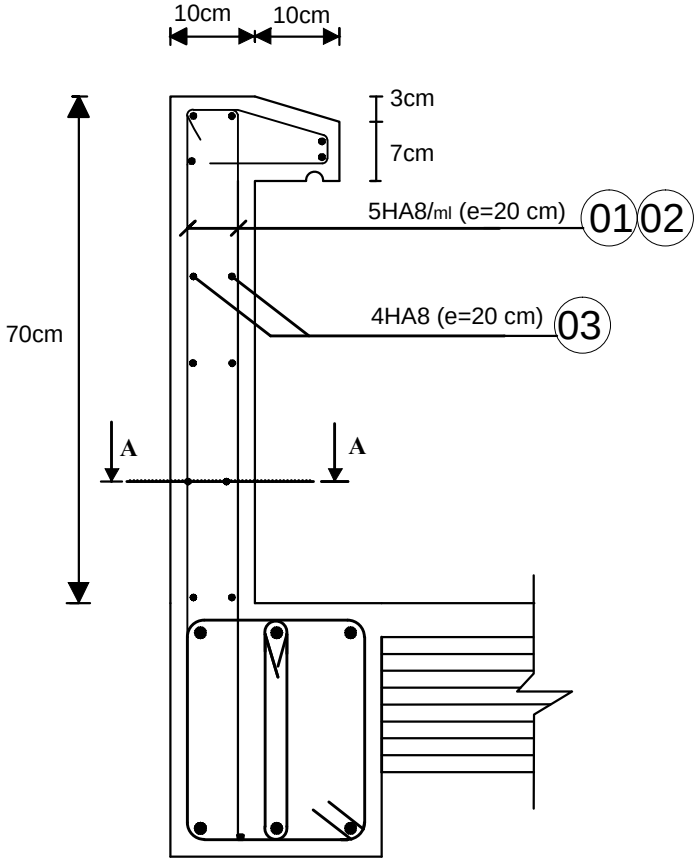
- Résistance des matériaux.
- Béton armé.
- Dynamique des structures.
- Cours de bâtiment.
- Les abaques de **PIGEAUD**

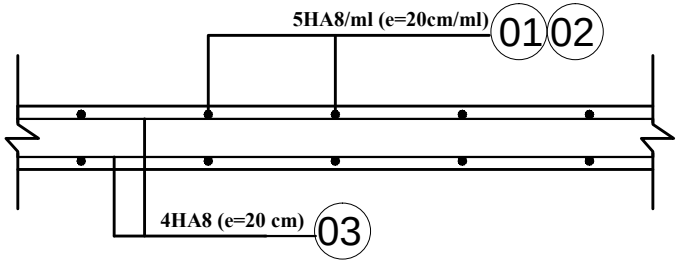
Thèses :

- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.

Logiciels et programmes :

- AUTOCAD 2011 (Dessin)
- ETABS V9.6.0 (Analyse des structures)
- Office 2007 (Traitement de texte, calcul…etc.).
- Logiciel de ferraillage SOCOTEC.





Coupe A-A

NOMENCLATURE DES ACIERS			
REF.	DIAM	FACONNAGE	LONG
01	T8	20 85 16 19	1.40
02	T8	8 85 7	1.00
03	T8	12	12

REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

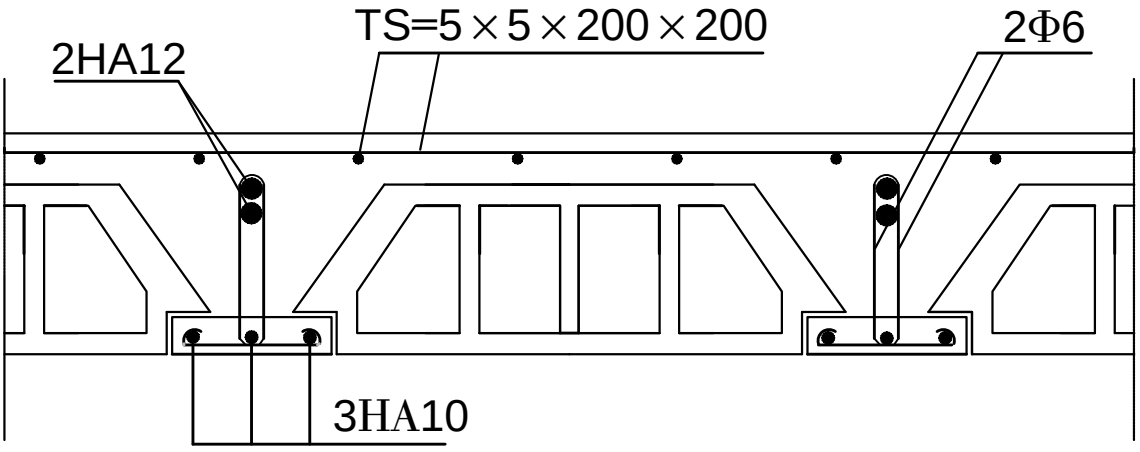
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

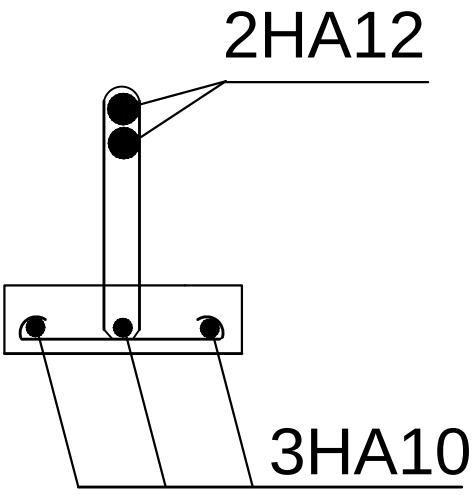
ETUDIER PAR:
Melle Sadi ouada kahina
Melle Sadi oufella Hayet

FERRAILLAGE
DE L'ACROTERE

Echelle:1/100

Promotion: 2016-2017





REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

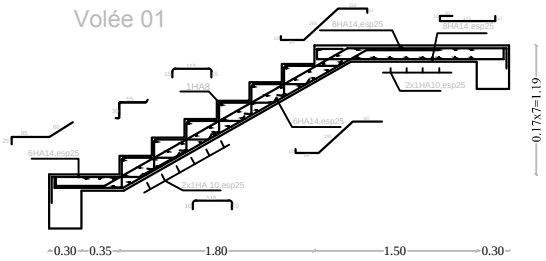
ETUDIER PAR:
Melle Sadi ouada kahina
Melle Sadi oufella Hayet

FERRAILLAGE
DU PLANCHER CORPS CREUX

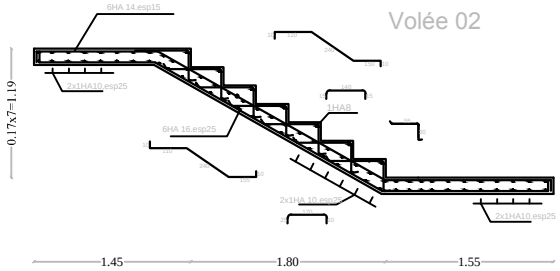
Echelle:1/100

Promotion: 2016-2017

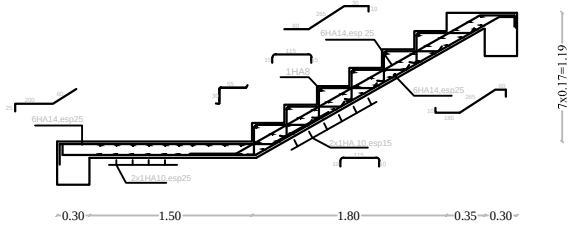
Volée 01



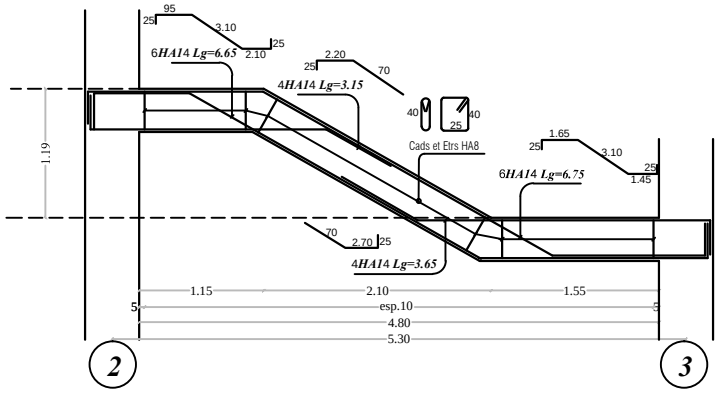
Volée 02



Volée 03



Poutres Palier (30x45) file A



REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

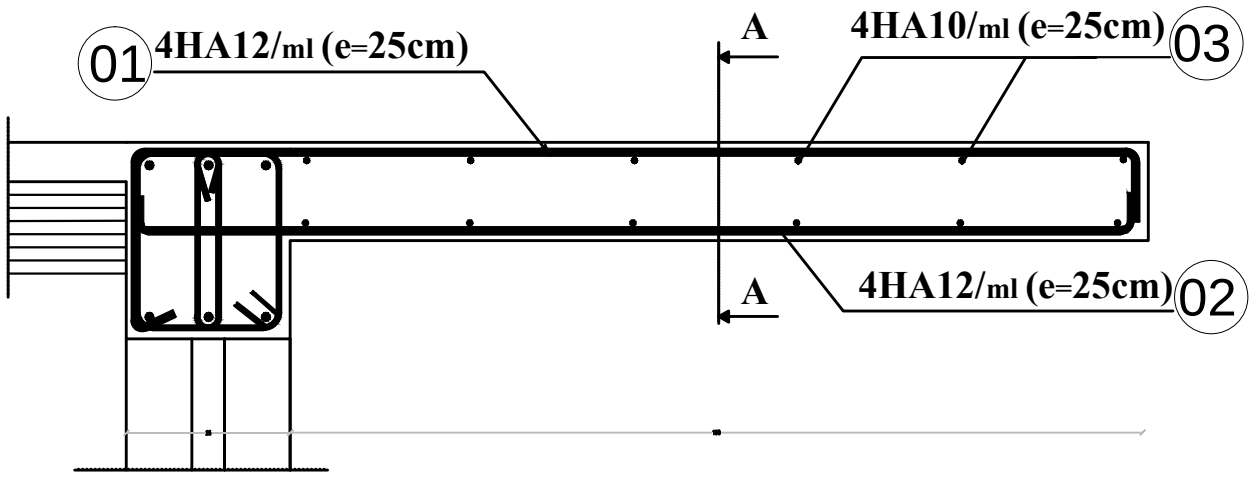
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

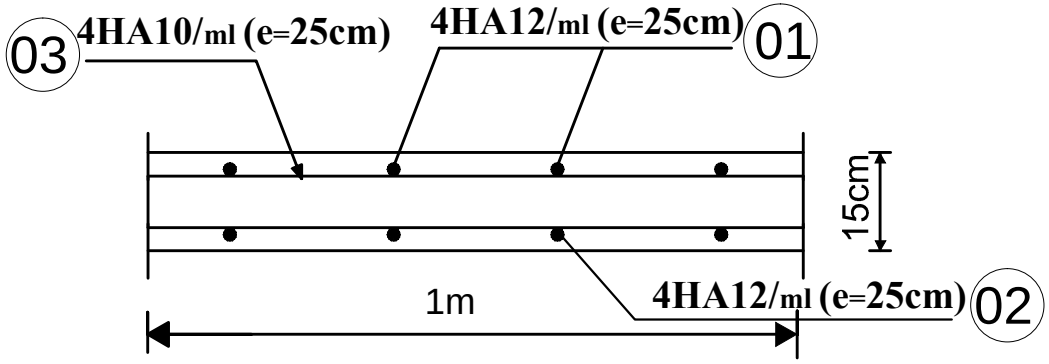
ETUDIER PAR:
Melle Sadi ouada Kahina
Melle Sadi oufella Hayet

COFFRAGE ET FERRAILLAGE
D'ESCALIER

Echelle:1/100

Promotion: 2016-2017





Coupe A-A

REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

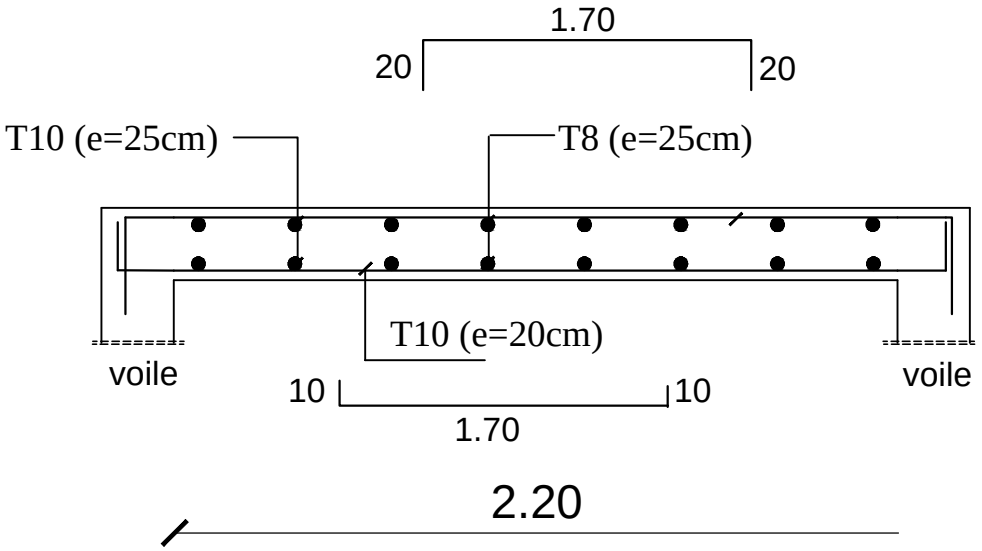
ETUDIER PAR:
Melle Sadi ouada kahina
Melle Sadi oufella Hayet

FERRAILLAGE DU PORTE à FAUX

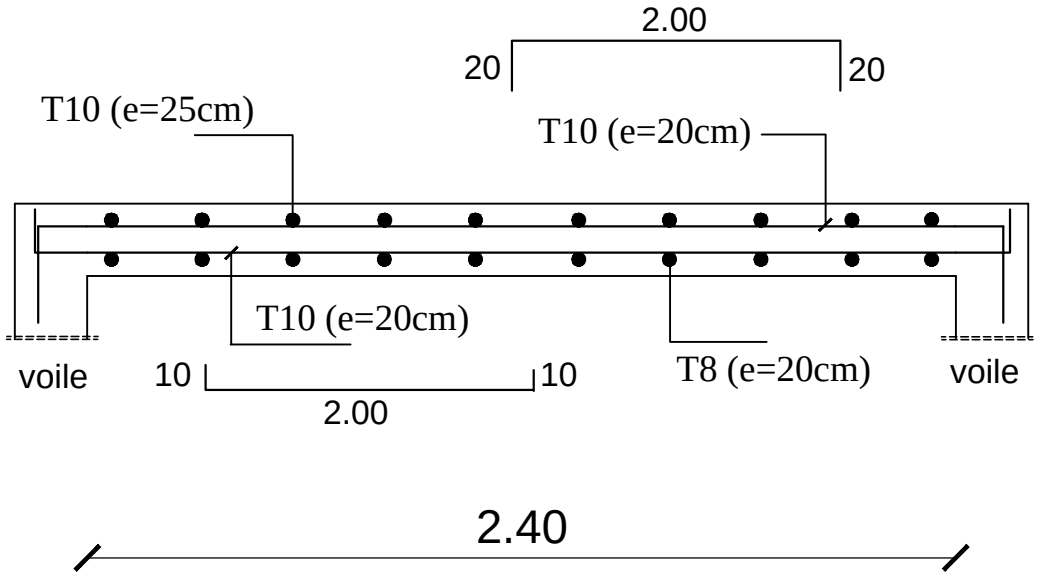
Echelle:1/100

Promotion: 2016-2017

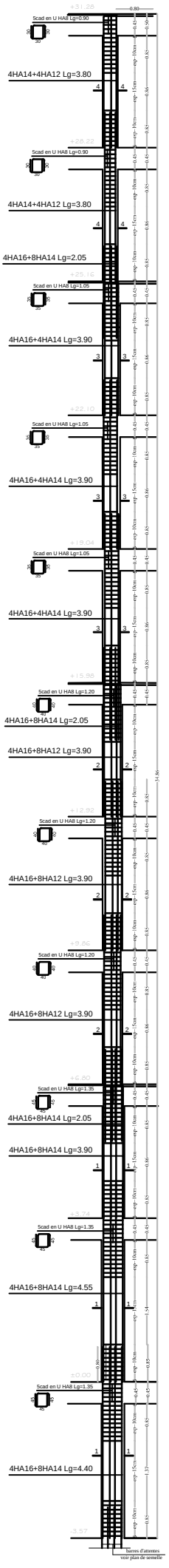
Sens xx

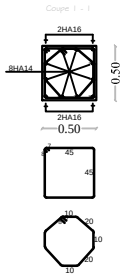


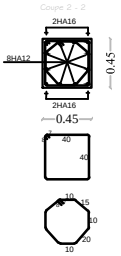
Sens yy

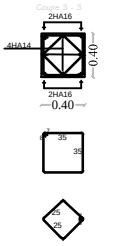


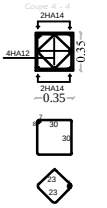
REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU	
ETUDIER PAR: Melle Sadi ouada kahina Melle Sadi oufella Hayet	FERRAILLAGE DALLE SALLE MACHINE
	Echelle:1/100
Promotion: 2016-2017	





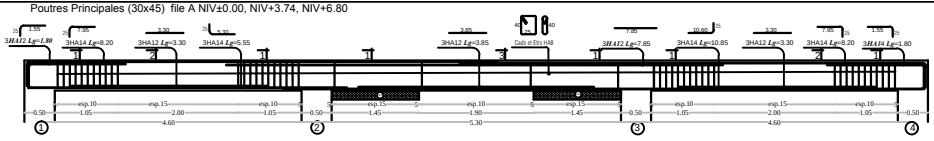




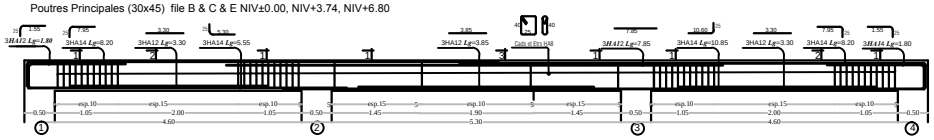


REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE **FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION** **DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL**	
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU	
ETUDIER PAR: **Melle Sadi ouada Kahina** **Melle Sadi oufella Hayet**	**FERRAILLAGE DES POTEAUX**
	Echelle:1/100
Promotion: 2016-2017	

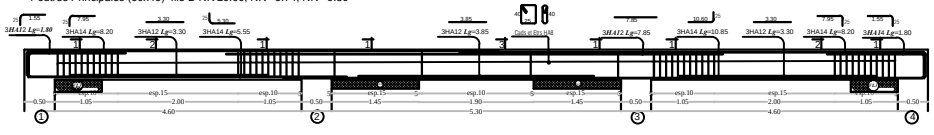
Poutres Principales (30x45) file A NIV±0.00, NIV+3.74, NIV+6.80



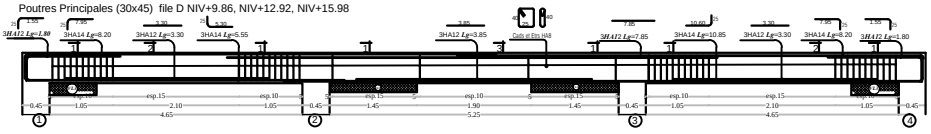
Poutres Principales (30x45) file B & C & E NIV±0.00, NIV+3.74, NIV+6.80



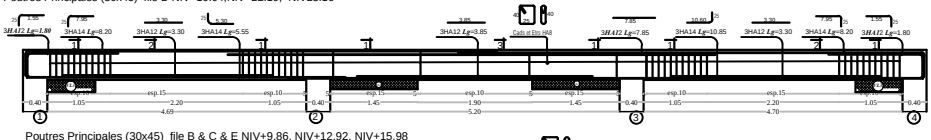
Poutres Principales (30x45) file D NIV±0.00, NIV+3.74, NIV+6.80



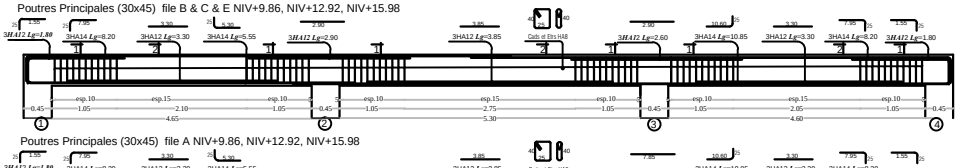
Poutres Principales (30x45) file D NIV+9.86, NIV+12.92, NIV+15.98



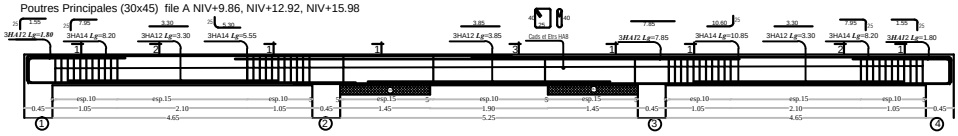
Poutres Principales (30x45) file D NIV+19.04,NIV+22.10,+NIV25.16



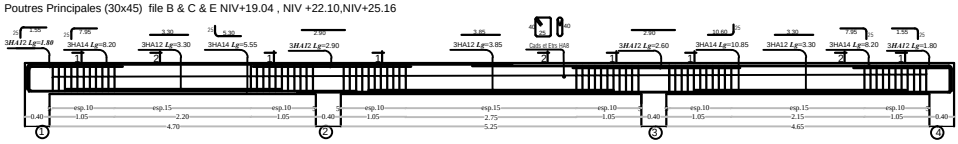
Poutres Principales (30x45) file B & C & E NIV+9.86, NIV+12.92, NIV+15.98



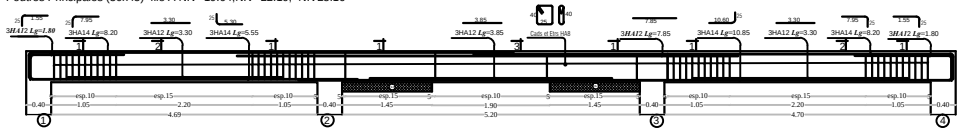
Poutres Principales (30x45) file A NIV+9.86, NIV+12.92, NIV+15.98



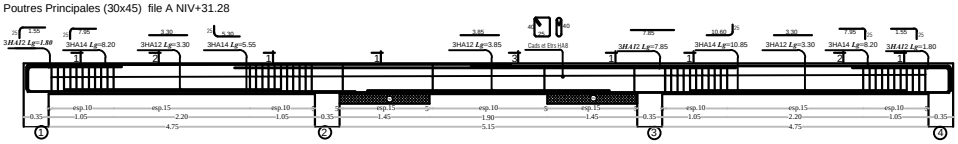
Poutres Principales (30x45) file B & C & E NIV+19.04 , NIV +22.10,NIV+25.16



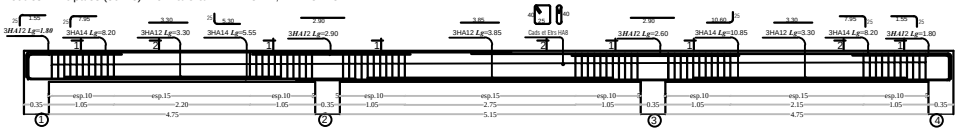
Poutres Principales (30x45) file A NIV+19.04,NIV+22.10,+NIV25.16



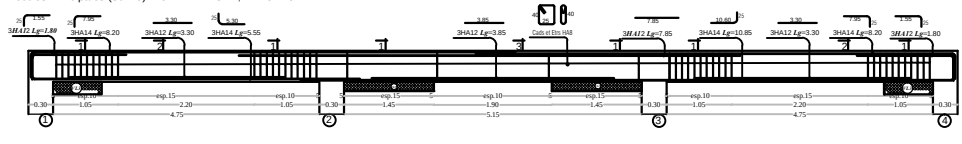
Poutres Principales (30x45) file A NIV+31.28



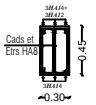
Poutres Principales (30x45) file B & C & E NIV+28.22 , NIV +31.28



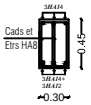
Poutres Principales (30x45) file D NIV+28.22,NIV+31.28



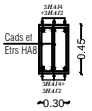
Coupe : 1 - 1



Coupe : 2 - 2



Coupe : 3 - 3



REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

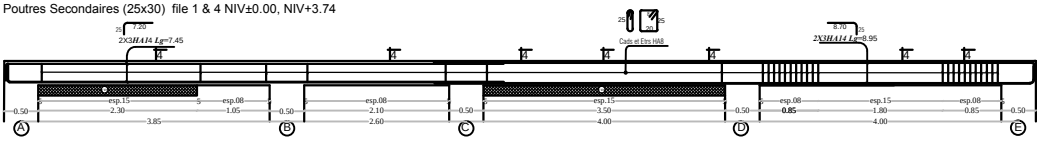
ETUDIER PAR:
Melle Sadi ouada Kahina
Melle Sadi oufella Hayet

FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES

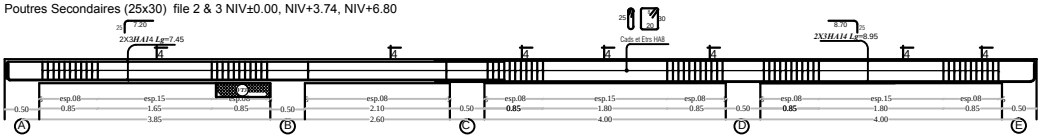
Echelle:1/100

Promotion: 2016-2017

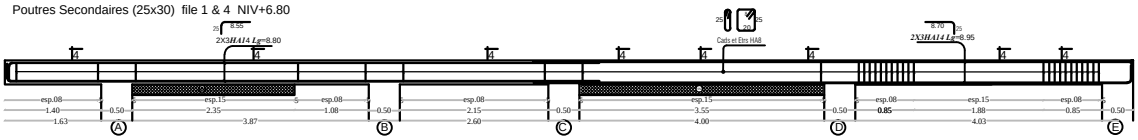
Poutres Secondaires (25x30) file 1 & 4 NIV±0.00, NIV+3.74



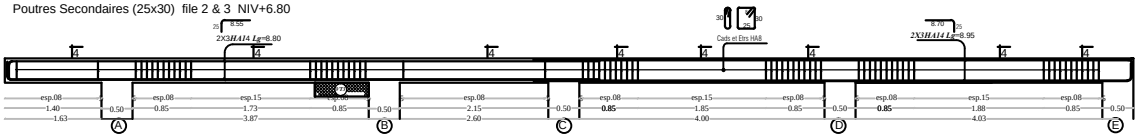
Poutres Secondaires (25x30) file 2 & 3 NIV±0.00, NIV+3.74, NIV+6.80



Poutres Secondaires (25x30) file 1 & 4 NIV+6.80

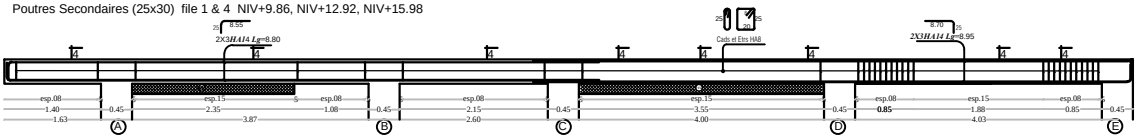


Poutres Secondaires (25x30) file 2 & 3 NIV+6.80

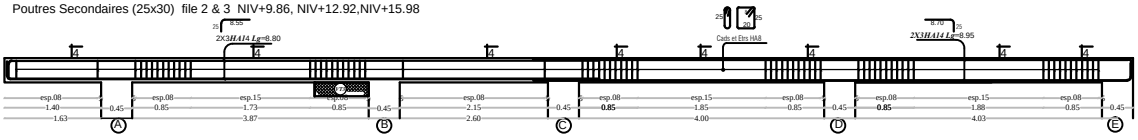


Coupe : 4 - 4

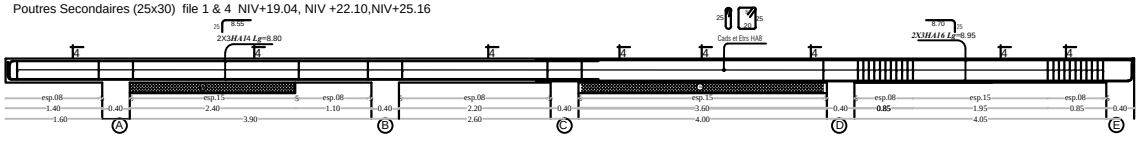
Poutres Secondaires (25x30) file 1 & 4 NIV+9.86, NIV+12.92, NIV+15.98



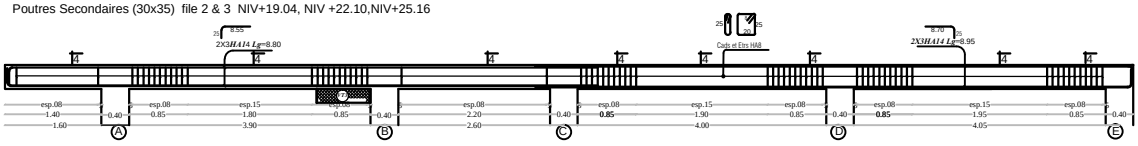
Poutres Secondaires (25x30) file 2 & 3 NIV+9.86, NIV+12.92,NIV+15.98



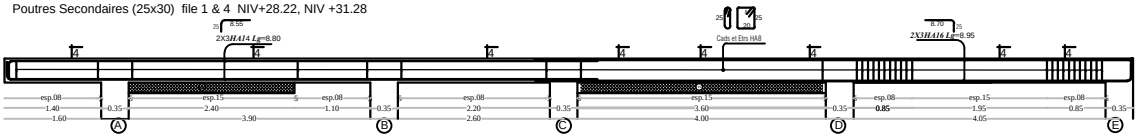
Poutres Secondaires (25x30) file 1 & 4 NIV+19.04, NIV +22.10,NIV+25.16



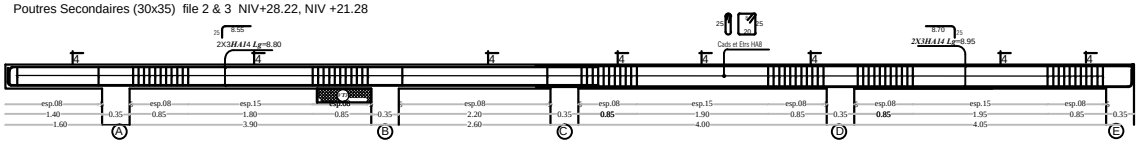
Poutres Secondaires (30x35) file 2 & 3 NIV+19.04, NIV +22.10,NIV+25.16



Poutres Secondaires (25x30) file 1 & 4 NIV+28.22, NIV +31.28



Poutres Secondaires (30x35) file 2 & 3 NIV+28.22, NIV +21.28



REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

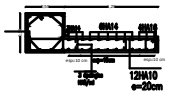
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

ETUDIER PAR:
Melle Sadi ouada Kahina
Melle Sadi oufella Hayet

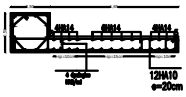
FERRAILLAGE
DES POUTRES SECONDAIRES

Echelle:1/100

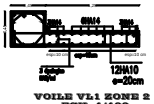
Promotion: 2016-2017



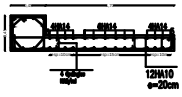
VOILE VL1 ZONE 1
ECH: 1/100



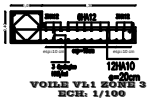
VOILE VL2 ZONE 1
ECH: 1/100



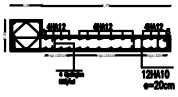
VOILE VL1 ZONE 2
ECH: 1/100



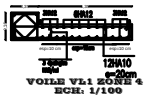
VOILE VL2 ZONE 2
ECH: 1/100



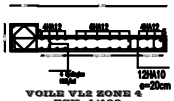
VOILE VL1 ZONE 3
ECH: 1/100



VOILE VL2 ZONE 3
ECH: 1/100

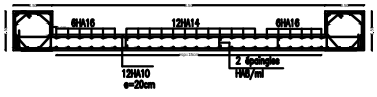


VOILE VL1 ZONE 4
ECH: 1/100

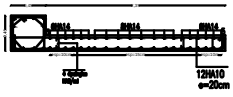


VOILE VL2 ZONE 4
ECH: 1/100

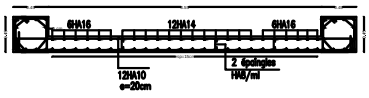
VOILE VT1 ZONE 1
ECH: 1/100



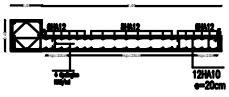
VOILE VT2 ZONE 1
ECH: 1/100



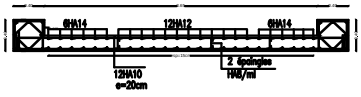
VOILE VT1 ZONE 2
ECH: 1/100



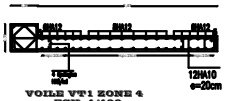
VOILE VT2 ZONE 2
ECH: 1/100



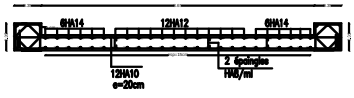
VOILE VT1 ZONE 3
ECH: 1/100



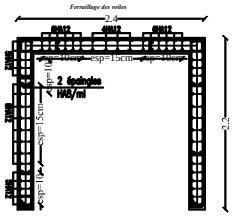
VOILE VT2 ZONE 3
ECH: 1/100



VOILE VT1 ZONE 4
ECH: 1/100



VOILE VT2 ZONE 4
ECH: 1/100



VOILE VL3 & VT3 ZONE 1
ECH: 1/100

VOILE VL3 & VT3 ZONE 2
ECH: 1/100

VOILE VL3 & VT3 ZONE 3
ECH: 1/100

VOILE VL3 & VT3 ZONE 4
ECH: 1/100

REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

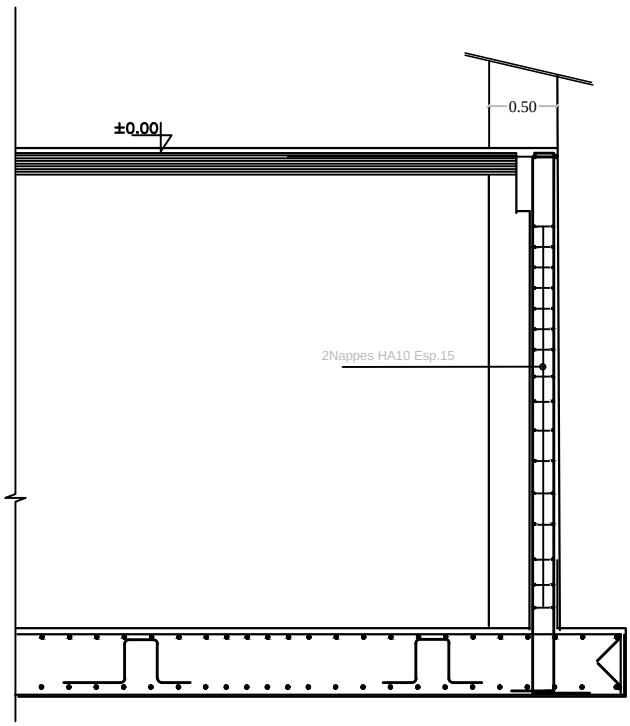
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

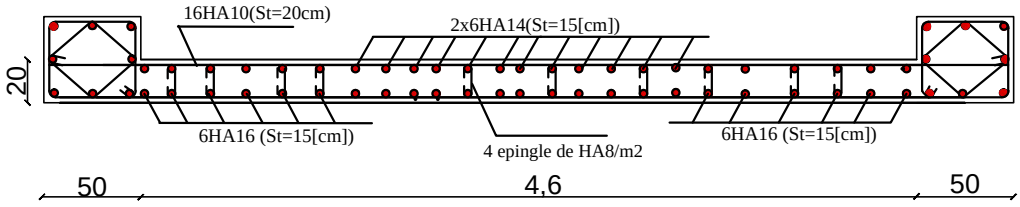
ETUDIER PAR:
Melle Sadi ouada Kahina
Melle Sadi oufella Hayet

FERRAILLAGE DES VOILES

Echelle:1/100

Promotion: 2016-2017





REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

ETUDIER PAR:
Mr Sadi ouada kahina
Mr Sadi oufella Hayet

FERRAILLAGE
Du Voile Périphérique

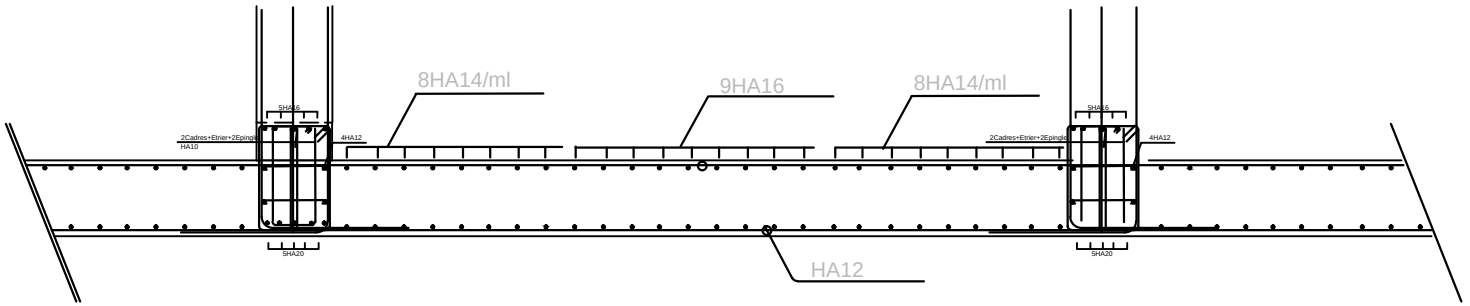
Echelle:1/100

Promotion: 2016-2017

Plan de Ferraillage du Radier

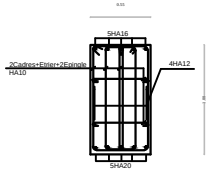
Sens longétudinal

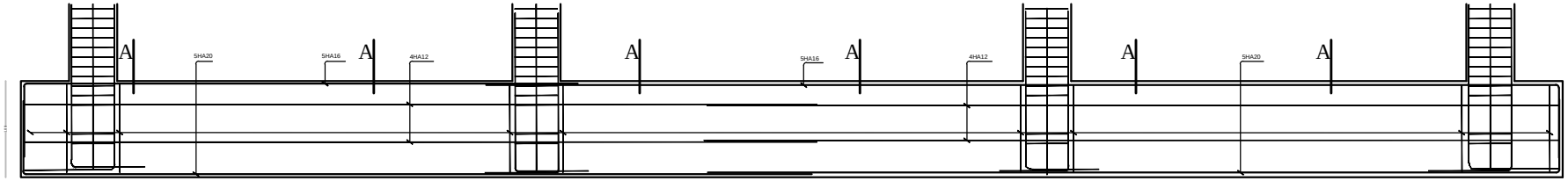
Radier



Nervure

Coupe A-A

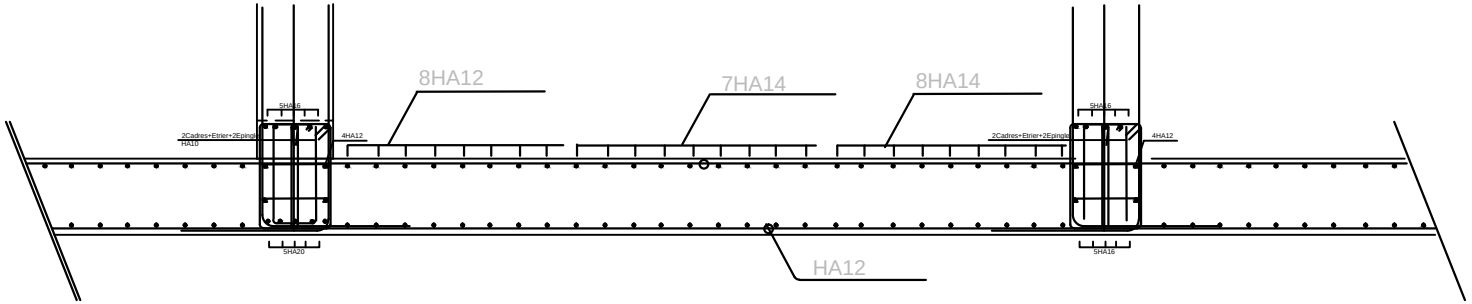




REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU	
ETUDIER PAR: Mr Sadi ouada kahina Mr Sadi oufella Hayet	FERRAILLAGE Du RADIER
	Echelle:1/100
Promotion: 2016-2017	

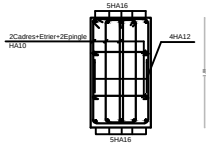
Sens transversal

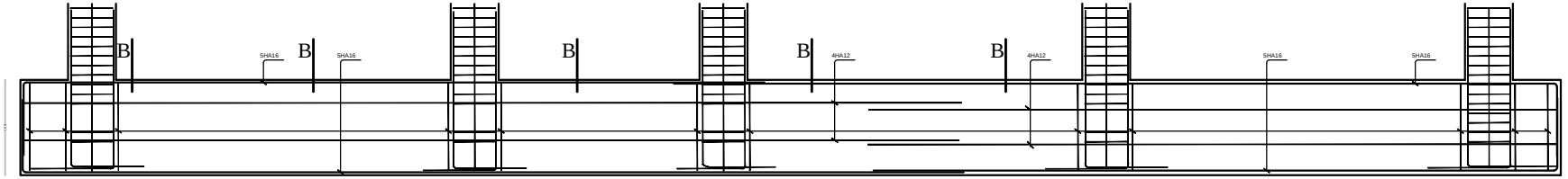
Radier



Nervure

Coupe B-B





REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

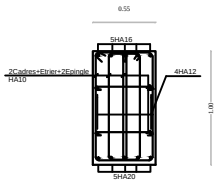
ETUDIER PAR:
Mr Sadi ouada kahina
Mr Sadi oufella Hayet

FERRAILLAGE
Du RADIER

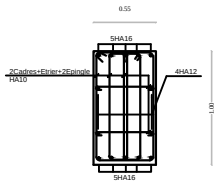
Echelle:1/100

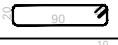
Promotion: 2016-2017

Coupe A-A

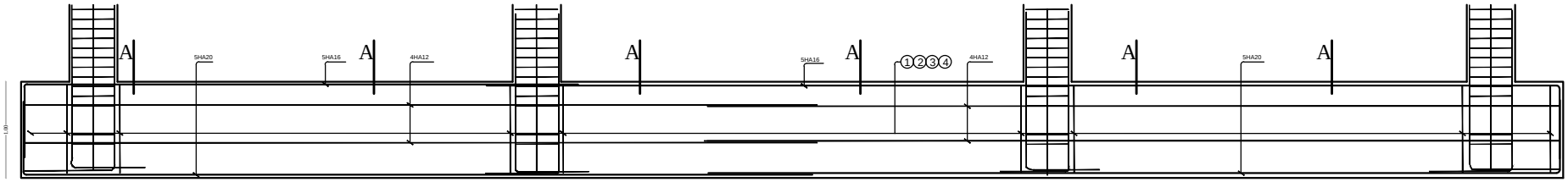


Coupe B-B

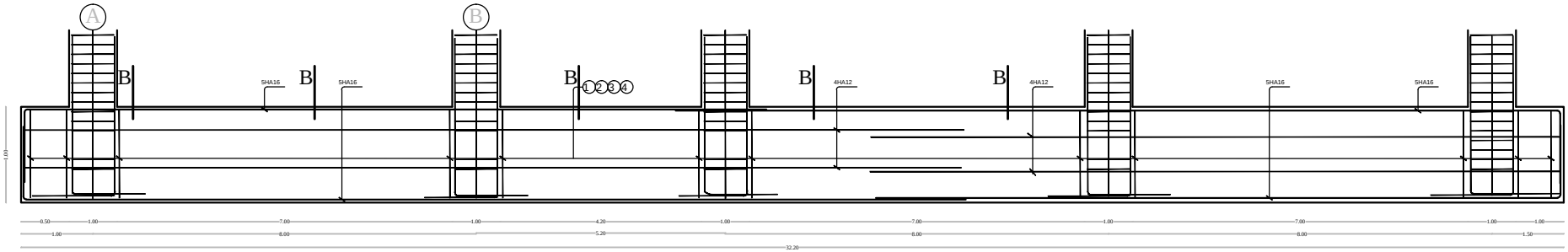


1	Cads HA10 Lg=2.80	Z.N 10	
2	Cads HA10 Lg=2.40	Z.N 10	
3	Cads HA10 Lg=2.00	Z.N 10	
4	Cads HA10 Lg=0.55	Z.N 10	

LIBAGE(50x100) AXES: A, B, C, D & E



LIBAGE(55x100) AXES: 1, 2, 3 & 4



REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

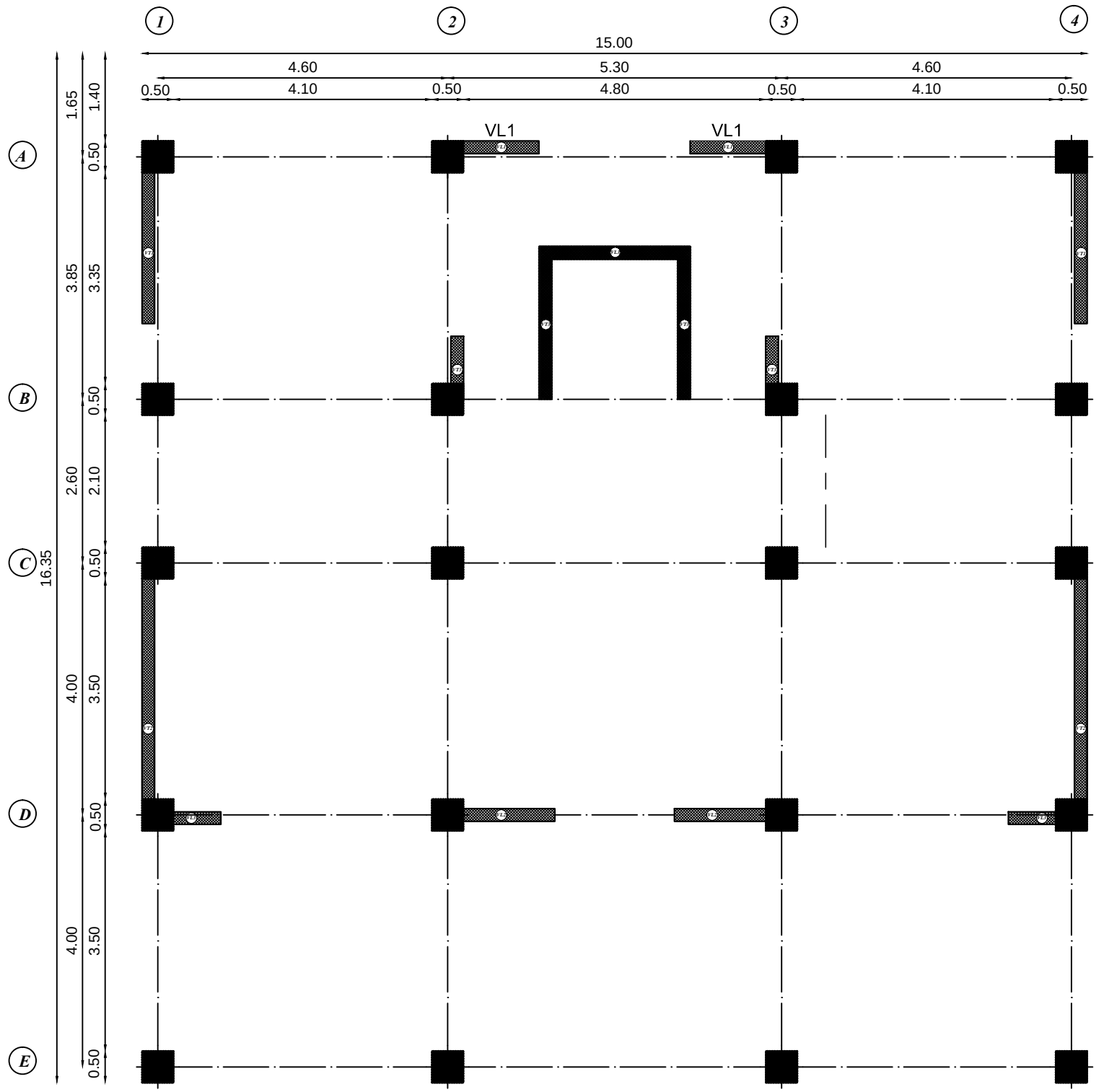
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

ETUDIER PAR:
Melle Sadi ouada Kahina
Melle Sadi oufella Hayet

FERRAILLAGE
DES Nervures

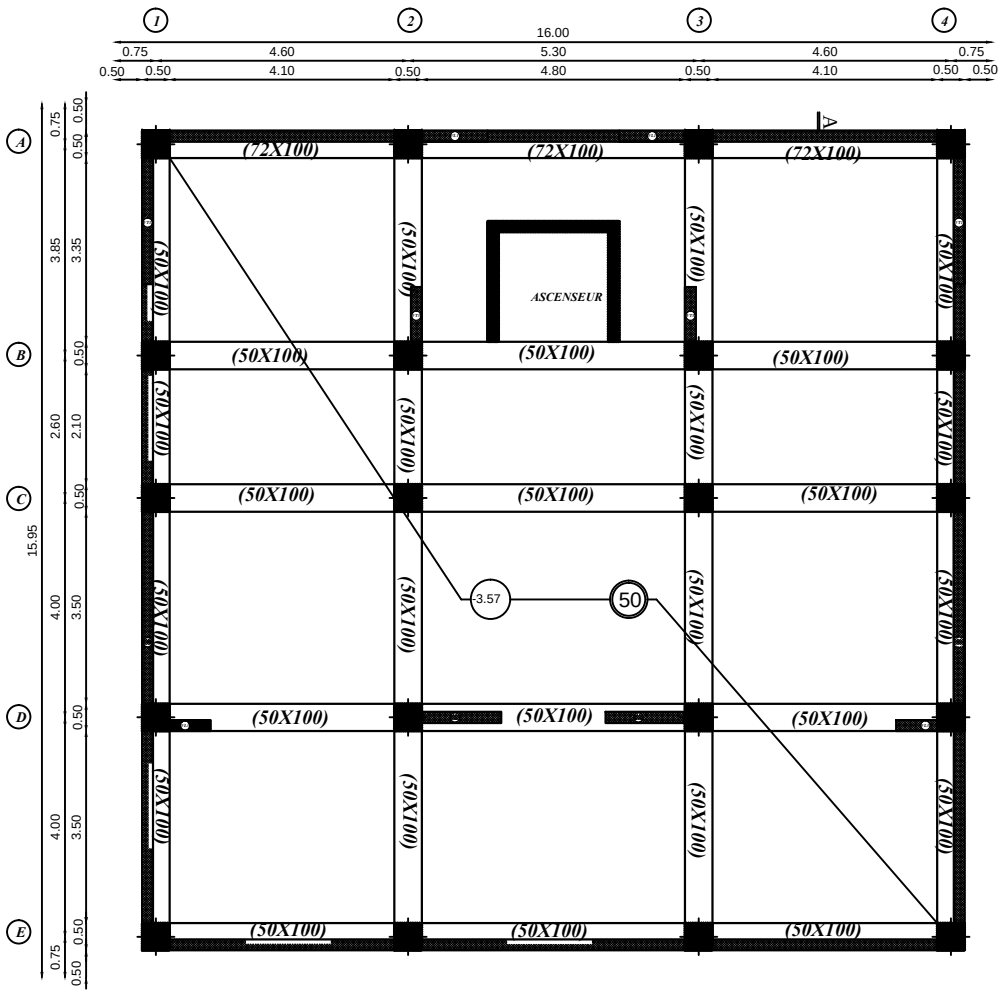
Echelle:1/100

Promotion: 2016-2017



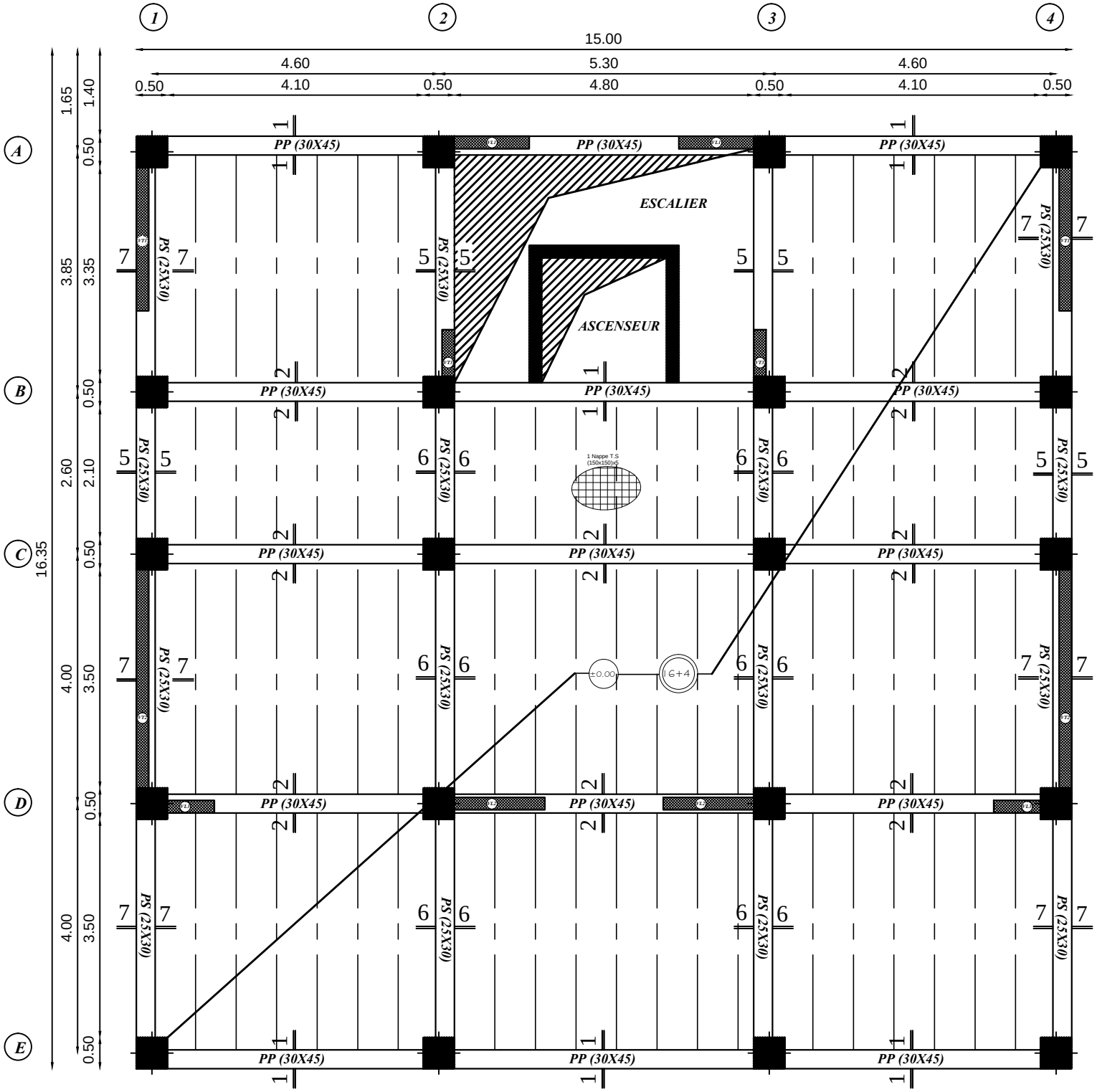
IDENTIFICATION DES VOILES

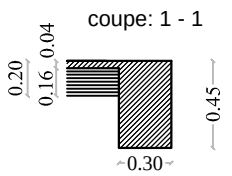
Ech 1/100

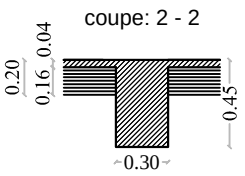


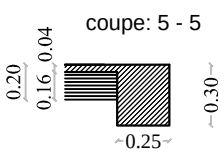
Plan de coffrage des plancher niveau (-3.57)

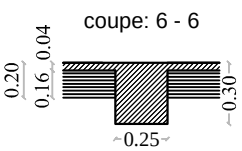
Ech 1/100

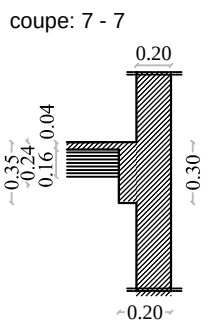






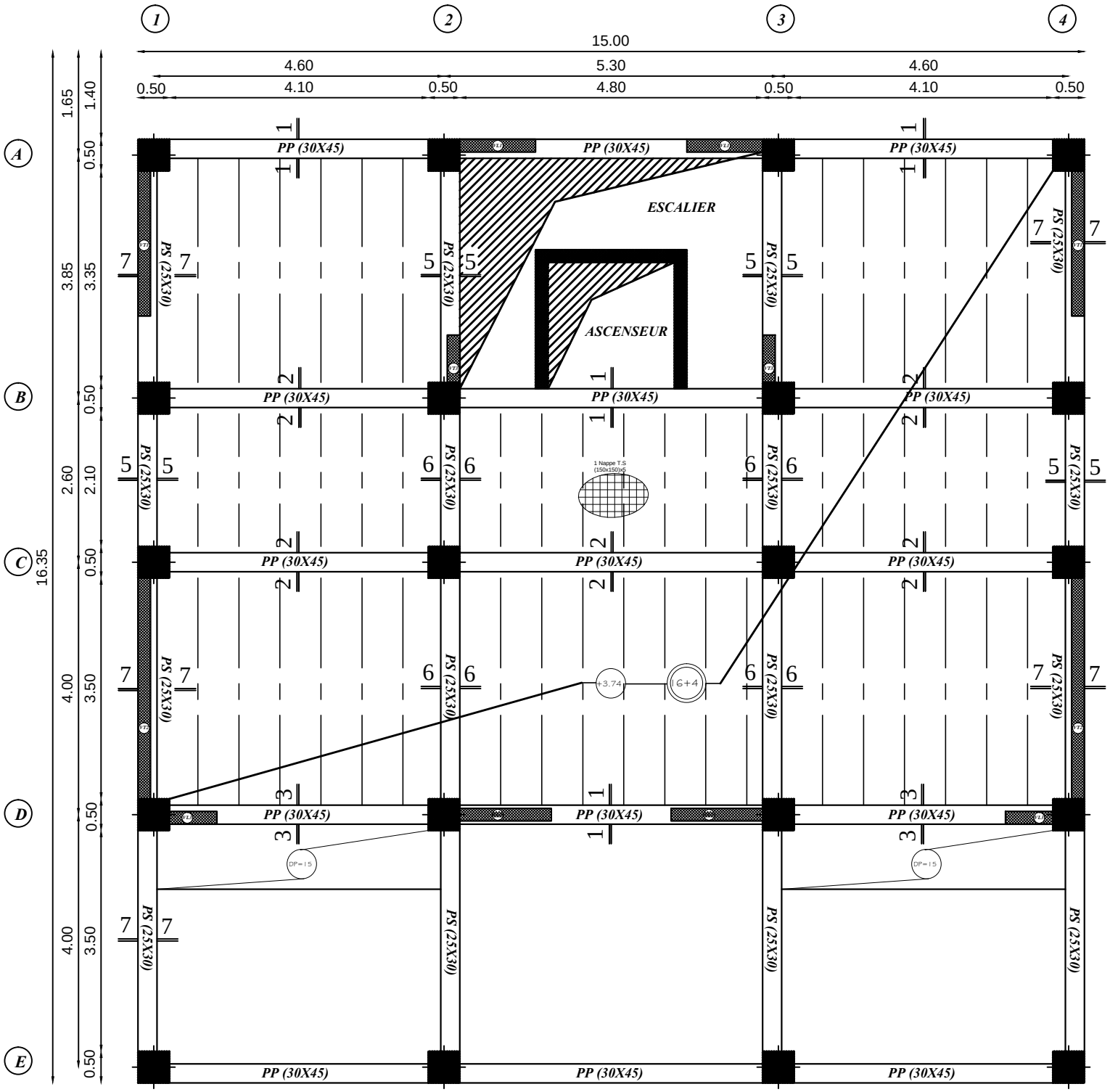


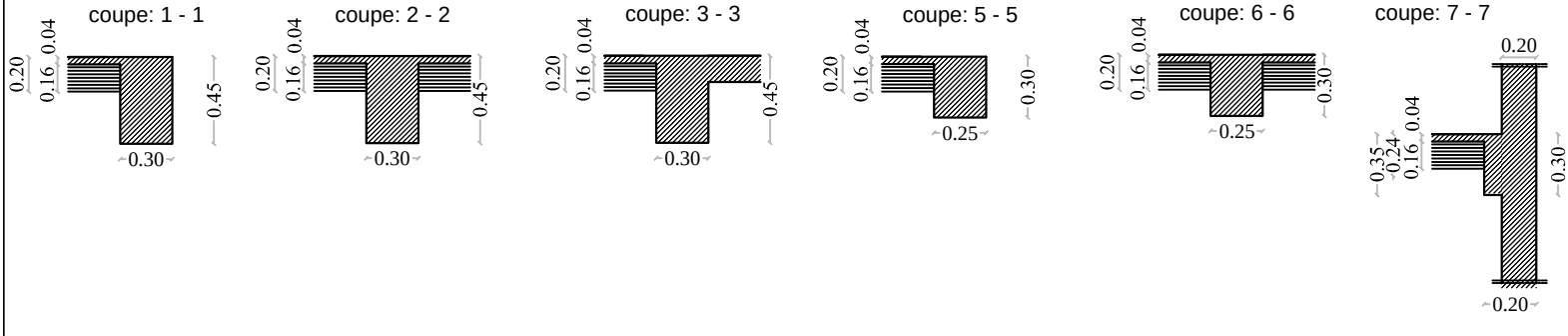




Plan de coffrage des plancher niveau (±0.00)

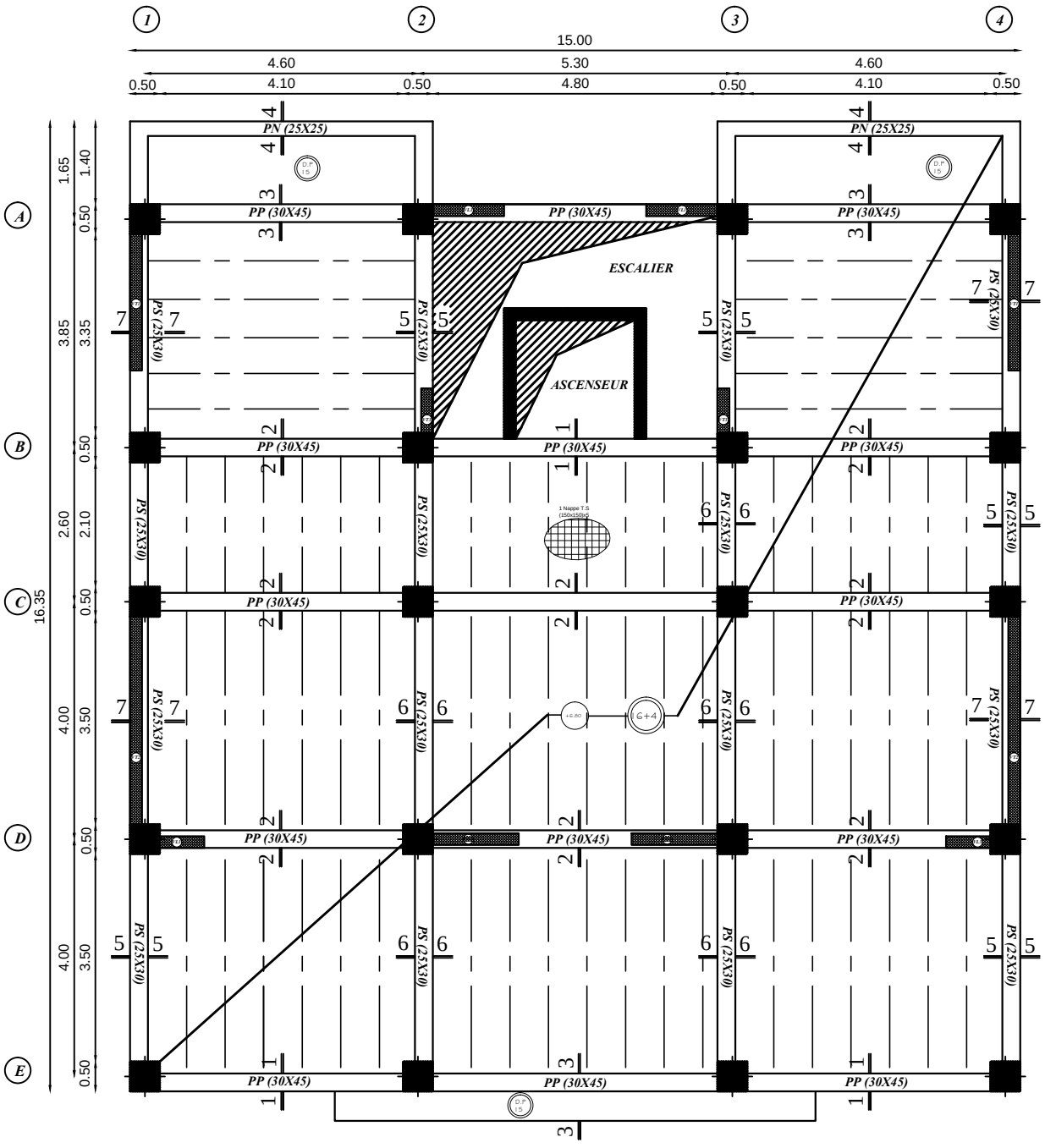
Ech 1/100

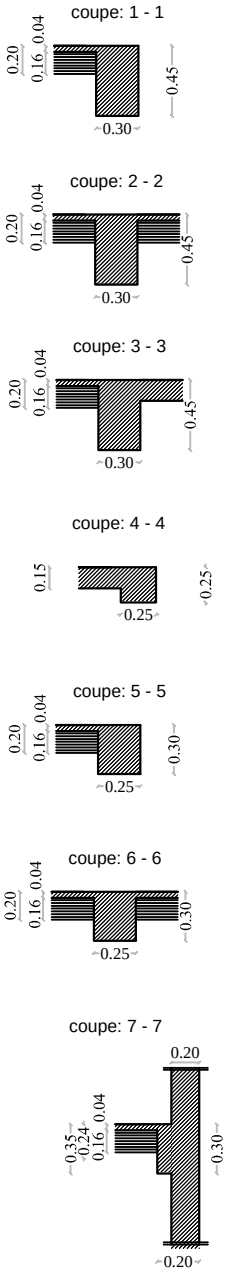




Plan de coffrage des plancher niveau (+3.74)

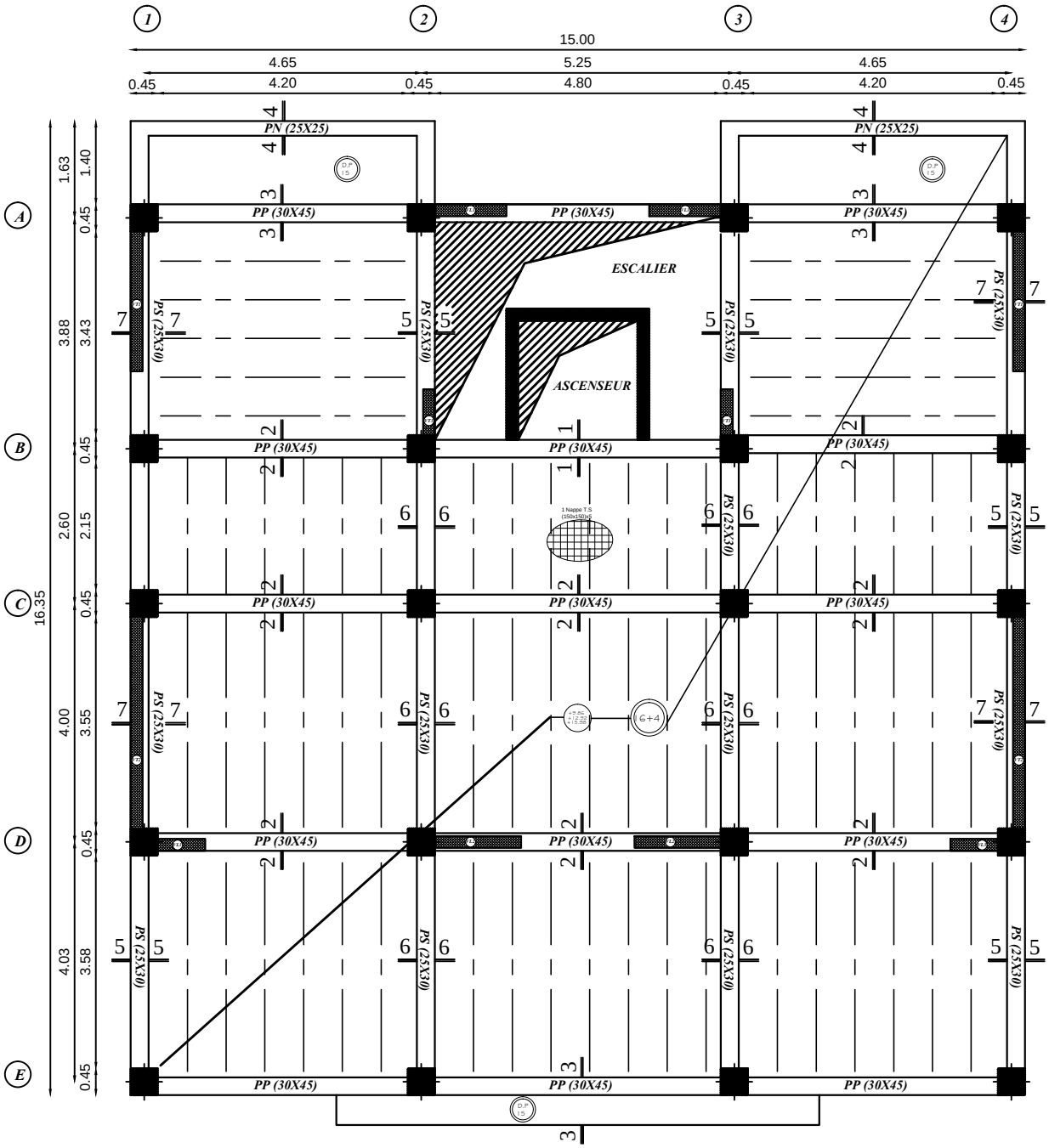
Ech 1/100

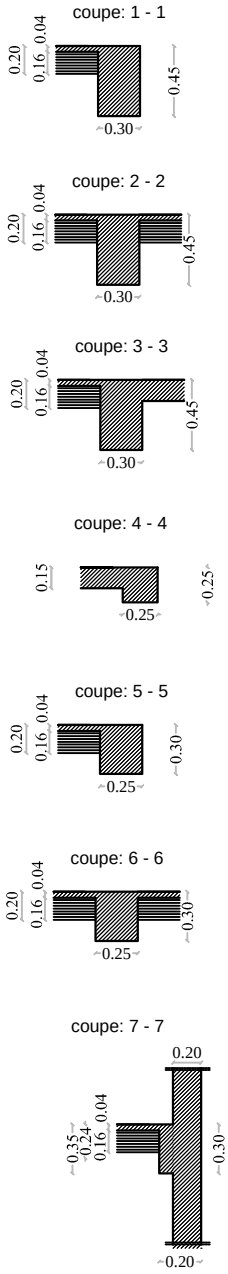




Plan de coffrage des plancher niveau (+6.80)

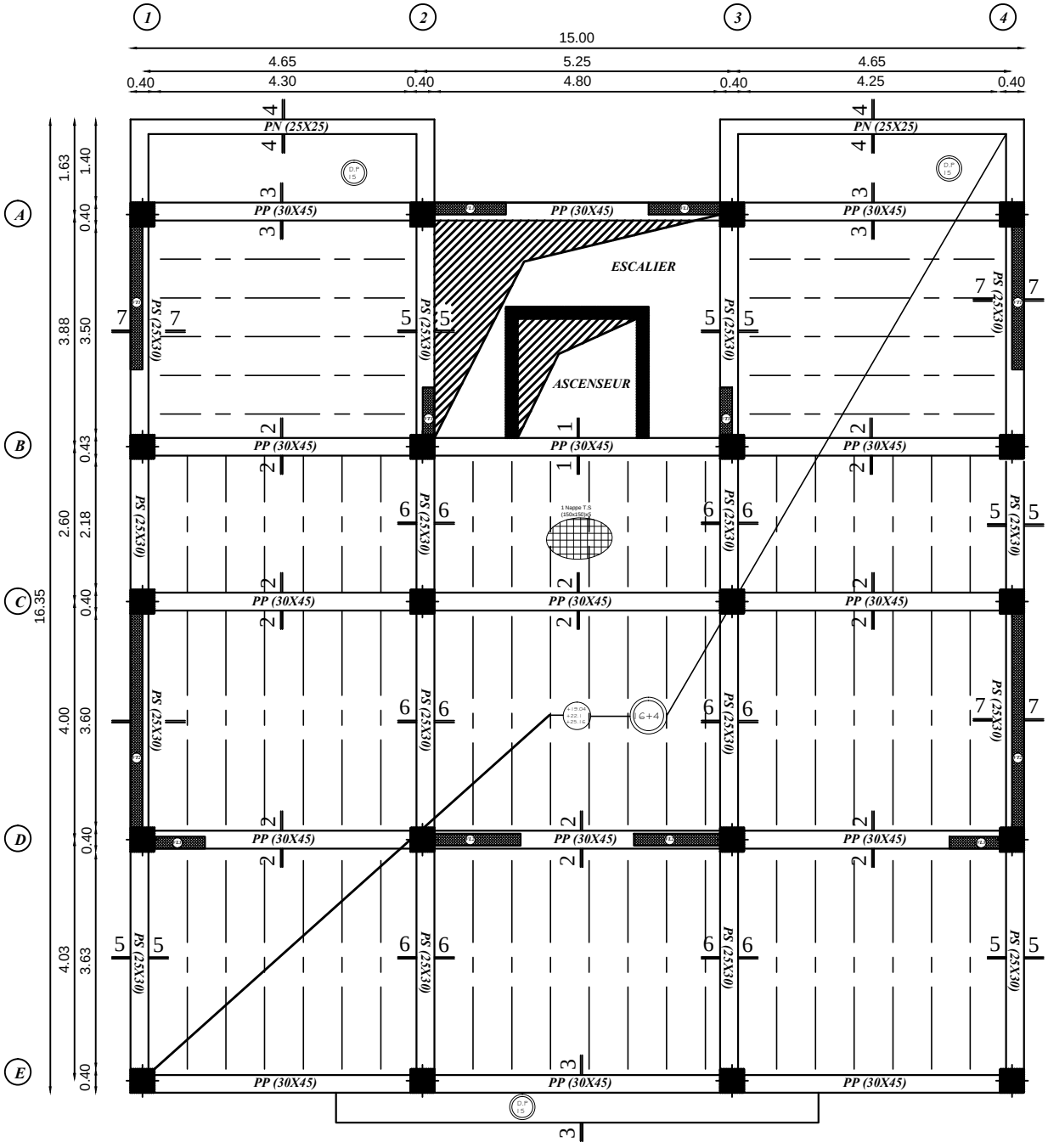
Ech 1/100

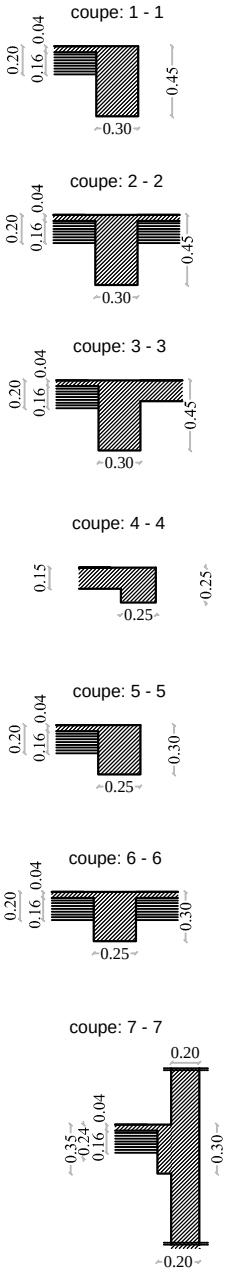




Plan de coffrage des plancher niveau (+6.86), (12.92), (15.98)

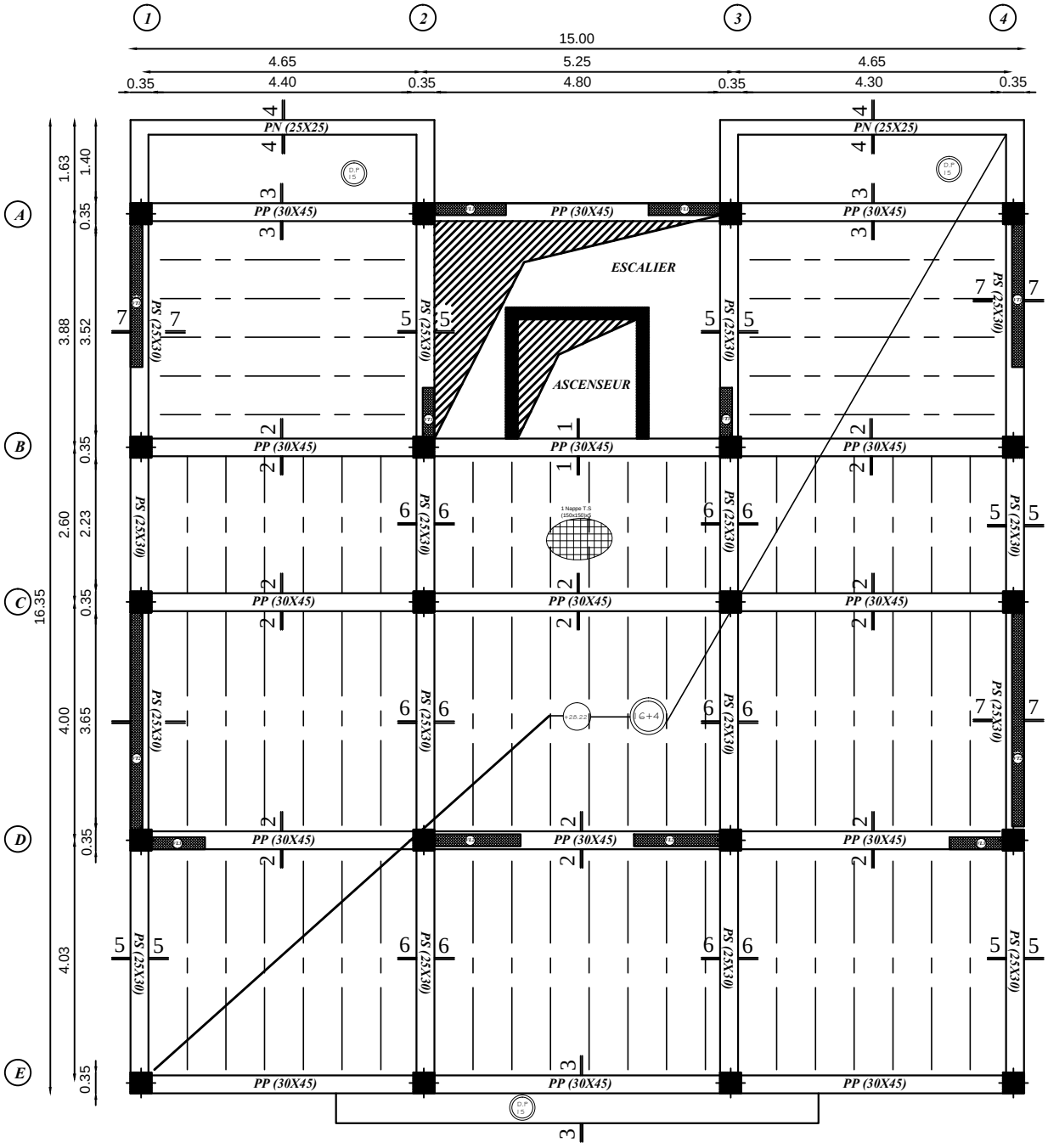
Ech 1/100

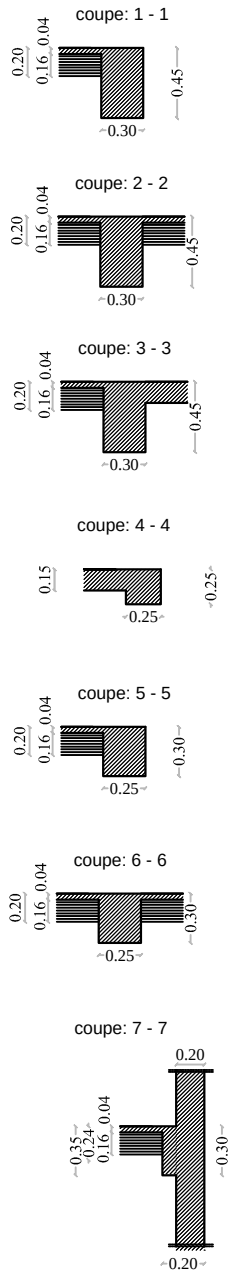




Plan de coffrage des plancher niveau (+19.04), (22.10), (25.16)

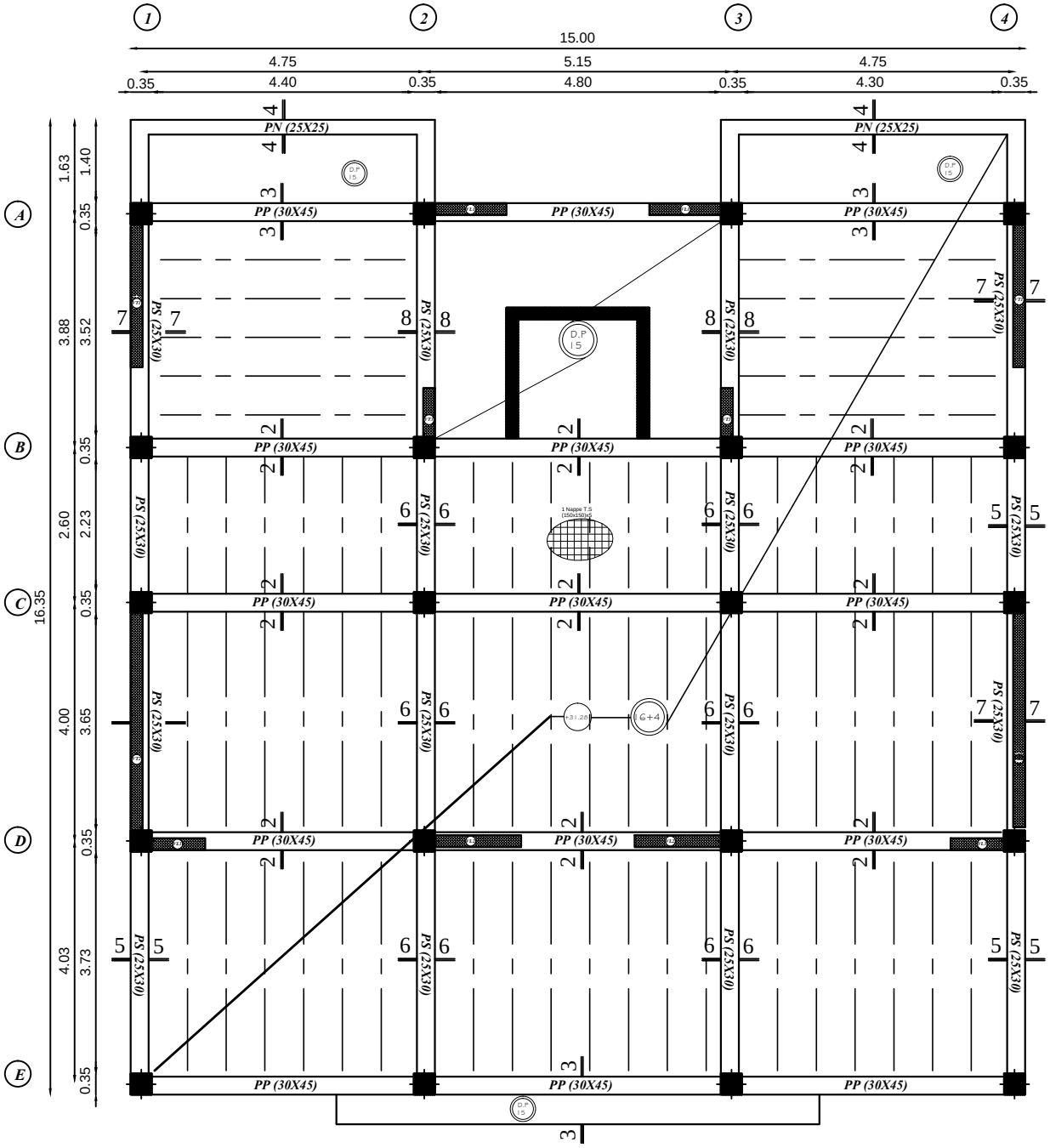
Ech 1/100

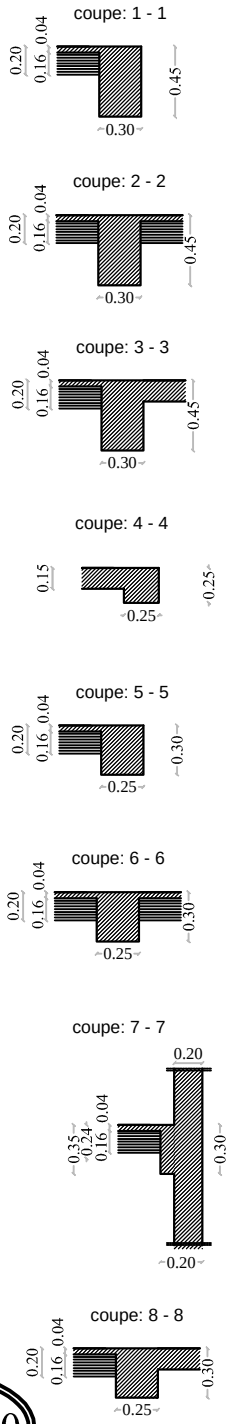




Plan de coffrage des plancher niveau (+28.22)

Ech 1/100





Plan de coffrage des plancher niveau (+31.28)

Ech 1/100