

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud MAMMARI de Tizi-Ouzou

Faculté du génie de la construction

Département Génie Civil

En vue de l'obtention du diplôme : De Master 2 en Génie civil
Option : construction civile et industrielle.

Mémoire de fin d'études



THEME



**Étude d'un bâtiment (R+12) a usage
d'habitation, bureaux et commercial
contreventé par voile avec l'application
ETABS**

**Rédigé par : M^{lle} HAMITOUCHE LYNDA
M^{lle} OUNNAR HAKIMA
M^{lle} SIAGHI OUAHIBA**

**Proposé et encadré par :
M^F : F.BENTAYEB**

Année 2014 / 2015

REMERCIEMENT

Tous d'abord nous remercions le bon dieu qui nous avoir éclairci les chemins du savoir pour atteindre notre objectif.

Nous tenons à remercier dignement, profondément notre encadreur

Mr F. BENTAYEB pour son aide, sa patience, sa compétence pendant toute la durée de la réalisation de ce travail

Nous tenons à remercier tous les enseignants de GENIE CIVIL qui ont contribué à notre formation.

Nous tenons à remercier aussi les personnels de la bibliothèque de Génie Civil pour leur disponibilité.

Nos remerciements à nos familles et tous les amis (es)

Nos remerciements à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.

Enfin, nous tenons à remercier également les membres de jury qui nous ferons l'honneur de juger notre travail.

Merci à tous

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mes chère parents, aux quels je dois tout.

A mes frères

A mes sœurs

A toute la famille

A tous mes amis

A tous mes camarades

Hakima

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mes chers parents, qui m'ont soutenu par tous les moyens afin que je réussisse dans mes études. Surtout, par leurs encouragements qui m'animent de volonté.

A mon frère

A mes sœurs

A toute ma famille et proches.

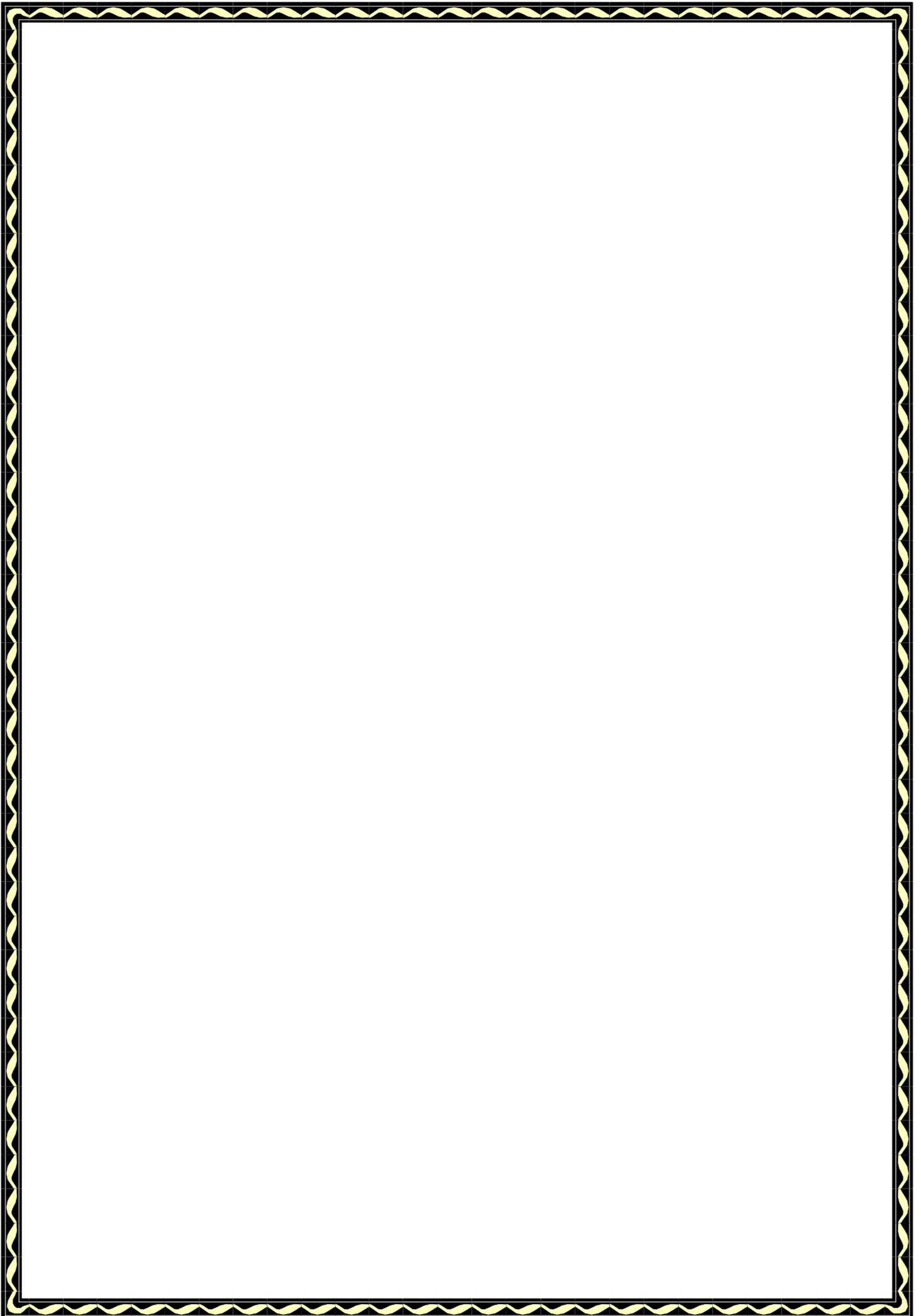
A tous mes ami(e)s

A tous mes camarades

A mon fiancé et sa famille

A tous ceux qui m'aiment

Lynda.



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mes chère parents, aux quels je dois tout.

A mes frères

A mes sœurs

A toute la famille

A tous mes amis

A tous mes camarades

Hakima

Sommaire

Introduction Générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

- Description de l'ouvrage
- Caractéristiques géométriques du bâtiment
- Eléments de l'ouvrage
- Caractéristiques des matériaux

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charge

- Introduction
- Pré dimensionnement des éléments
 - Pré dimensionnement des planchers
 - Pré dimensionnement des poutres
 - Pré dimensionnement des voiles
 - Pré dimensionnement des poteaux
- Détermination des charges et surcharges
- Descentes de charge
- Loi de dégression de charge

Chapitre III: Calcul des éléments

- Etude de l'acrotère
- Etude des balcons
- Etude de la salle machine
- Etude des planchers
- Etude de l'escalier.
- Poutre palier

Chapitre IV : Etude du contreventement

- Introduction
- Inertie des voiles
- Calcul des inerties des refends:
- Calcul des flèches des refends
- Calcul du déplacement des portiques
- Comparaison des inerties des voiles et des portiques
- Conclusion

Chapitre V: Présentation d'Etabs et introduction des données

- Présentation du logiciel Etabs
- Etapes de modélisation

Chapitre VI: vérification RPA

- Introduction
- Choix de la méthode de calcul
- vérification de l'effort tranchant à la base

Chapitre VII: Résultats d'étude aux chargements

- Introduction
- les efforts internes dans les éléments

Chapitre VIII: Ferrailage des poteaux et poutres

Ferrailage des poteaux

Introduction

- Recommandations du R.P.A. 2003
- Les armatures longitudinales
- Les armatures transversales
- Calcul du ferrailage
- Vérifications à l'ELS

Ferrailage des poutres

- Recommandations du RPA99
- Les armatures longitudinales
- Les armatures transversales
- Vérification à l'ELU
- Vérification à l'ELS
- Vérification de la flèche

Chapitre IX: Ferrailage des voiles

Introduction

- Combinaisons d'action
- Ferrailage des voiles
- Vérification à l'ELS

Chapitre X: Etude de l'infrastructure.

Introduction

- Choix du type de fondation
- Pré dimensionnement de radier
- Détermination de la surface du radier

Ferrailage du radier

- Vérification à l'ELU
- Vérification à l'ELS

Ferrailage des Débord

- Vérification à l'ELU
- Vérification à l'ELS

Ferrailage des nervures

- Vérification à l'ELS

Conclusion Générale



Introduction Générale

L'étude des ouvrages en Génie Civil nous incite à faire un calcul de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage étudié pendant et après la réalisation. En fonction de la nature et des caractéristiques des matériaux utilisés et du terrain d'implantation et d'autres facteurs, tout en minimisant le coût et cela est acquis seulement en respectant les règlements de construction qui sont en vigueur ; en Algérie, les expériences vécues, durant les derniers séismes, ont conduit les pouvoirs publics avec l'assistance des experts du domaine à revoir et à modifier le règlement parasismique Algérien en publiant le **RPA99version2003** dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiés. Ce règlement vise à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

L'ingénieur en génie civil est confronté aux exigences des maîtres d'œuvres. La complexité des structures dont la résolution n'est pas facile, voir même impossible avec les méthodes usuelles, l'ingénieur est alors amené à maîtriser ces outils numériques par l'évolution dans la conception bâtiments qui a été accompagnée par l'évolution générale de la technique de calcul. Marqué d'une manière spectaculaire par l'apparition des logiciels de calcul et de conception en génie civil, Parmi ces logiciels on peut citer : SAP2000, ROBOT, ETABSetc.

Dans ce modeste travail, notre étude a, pour but, d'appliquer le logiciel de calcul ETABS sur une structure contreventée par voile.

I-Présentation de l'ouvrage :

I-1Description

Le projet qui nous a été proposé par le bureau d'étude consiste à l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment(**R+12**) contreventé par voiles à usage multiple (commercial+ bureaux + habitation) Cette étude nous permet d'assurer la stabilité et la durabilité de l'ouvrage, ainsi que le confort pour les occupants.

- 1 RDC à usage commercial.
- 1étages à usages de bureaux.
- 10étages à usages d'habitations.
- 01 cage d'escalier.
- 01cage d'ascenseurs.

Le bâtiment sera réalisée à « TAMDA » willaya de TIZI-OUZOU, région classée selon RPA version 2003 comme zone de moyenne sismicité zone (IIa).

Notre ouvrage à une ossature contreventé par voile en béton armé.

I-2 caractéristique géométrique du bâtiment :

- Longueur totale25.2 m
- Largeur totale 11.6m
- Hauteur totale (y compris l'acrotère).....41.3m
- Hauteur de RDC 4,08m
- Hauteur d'étage courant.....3,06m
- Auteur de l'acrotère0,50m

I-3 les éléments de l'ouvrage :

I-3-1 l'ossature :

En se référant au règlement RPA version 2003, qui exige que pour toute structure dépassant une hauteur de 17m en zone IIa. Comme la hauteur de notre bâtiment dépasse17m, il y a lieu d'introduire des voiles de contreventements, l'ossature est composée de :

- ❖ **Contreventement par portique** : C'est une ossature constituée de poteaux et poutres capable de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales, et au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.
- ❖ **Contreventement par voile** : Composé par des éléments verticaux en béton armé, disposés dans les deux sens, assurant la stabilité sous l'action des charges horizontales et reprend une partie des charges verticales au plus (20%) et les transmettre aux fondations.

I-3-2planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages. 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, et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.
- ❖ **Fonction d'isolation**: Les planchers isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages. Dans notre cas, on a des planchers à corps creux avec une dalle de compression.

I-3-3 les voiles :

Sont des murs en béton armé, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage. Leur rôle est de reprendre les efforts horizontaux dus à l'action du séisme.

I-3-4 la maçonnerie :

- ❖ **Murs extérieurs:** Ils sont réalisés en double cloison de briques creuses d'épaisseur de 25cm (cloison extérieur de 10cm et intérieur de 10cm) avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur afin d'assurer l'isolation thermique et phonique.
- ❖ **Murs intérieurs:** Sont des murs de séparation réalisés en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

I-3-5 les revêtements :

- ❖ Carrelage pour les plancher et escalier.
- ❖ Céramique pour le mur de cuisine et salle de bain.
- ❖ Mortier de ciment pour les murs de façades.
- ❖ Enduit de plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

I-3-6 les escaliers :

Notre bâtiment est doté d'un seul type d'escaliers, permettant d'accéder aux différents étages. Ils sont identiques pour tous les

I-3-7 Cage d'ascenseur :

L'ouvrage comporte une cage d'ascenseur. Sera réalisée par des voiles

I-3-8 Système de coffrage :

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

I-3-9 Acrotère :

La terrasse sera entourée d'un acrotère en béton armé de 60cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur.

I-3-10 Les fondations :

Par leurs positions et leurs fonctions stabilisatrice dans la structure, elles constituent une partie importante de l'ouvrage. C'est une liaison directe entre la structure et le sol. Elles assurent aussi la transmission des charges et surcharges au sol. Leur choix dépend du type du sol d'implantation de l'ouvrage.

Remarque :

Les essais présentés dans le rapport du sol sont insuffisants pour pouvoir classer le sol dans la catégorie appropriée. Sur ce, conformément à l'article (3.3.3. du RPA99 version 2003), en absence d'essais ou d'étude de site appropriée, il est permis d'utiliser le spectre « S3 » sol meuble.

Recommandation :

- Le sol est sensible à l'eau. il est préconisé d'éviter une stagnation d'eau au niveau de l'assiette du bâtiment et Prévoir une évacuation des eaux de pluies vers la route.
- Ne pas entamer les travaux d'infrastructure lors de la saison pluviale.
- Procéder au coulage du béton de propreté juste après ouverture des fouilles.

I-4Caractéristiques des matériaux :

Les granulats utilisés dans les travaux de bâtiment et génie civil doivent répondre à des impératifs de qualité et à des caractéristiques propres à chaque usage. Les matériaux de structure jouent un rôle important dans la résistance des constructions aux séismes ; Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tels que; le coût, la disponibilité sur place et la facilité démise en œuvre du matériau prévalent généralement sur le critère de résistance mécanique. Ce dernier est en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

I-4-1 le béton :

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de : liant hydraulique (ciment), granulats (sable, gravier)et d'eau de gâchage ainsi que des adjuvants. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, la quantité d'eau de gâchage, et l'âge du béton. Sera conforme aux règles BAEL 91, et le RPA 99 modifié en 2003.

À titre indicatif le dosage courant par 1m^3 est comme suite :

- Granulat (sable $\Phi \leq 5\text{mm}$, gravier $5 \leq \Phi \leq 25\text{mm}$).
- Gravions : 800L
- Sable : 400L
- Ciment : 300à400Kg / 1m^3 de classe CPA 325.
- 150 à 200L d'eau

I-4-2 la mise en œuvre du béton :

La mise en œuvre du béton intervient de façon importante dans les qualités attendues du béton, telle la résistance mécanique, la compacité et la porosité.

Cette mise en place est favorisée par :

- Une bonne vibration.
- Une granulométrie continue.
- Des adjuvants appelés plastifiants.

Inversement la mise en œuvre est gênée par

- Une densité importante de ferrailage, surtout si la distance entre aciers est faible.
- Les faibles températures
- Les faibles épaisseurs de coulage.

Il est recommandé, lors du coulage du béton, de ne pas le laisser tomber d'une hauteur importante (plus d'un mètre) sans prendre des précautions spéciales, pour éviter la ségrégation ; c'est-à-dire l'accumulation des au fond du moule et la montée de l'eau en partie supérieur, ce qui nuirait à sa compacité et à sa résistance.

Remarque importante :

- l'eau entrant dans la composition du béton devra être pure, pour Assurer l'intégrité des mélanges.
- la quantité d'eau introduite dans la composition du béton influe d'une part sur la facilité de mise en œuvre et d'autre part sur la résistance de ce dernier.

I-4-3 Résistance caractéristique a la compression du béton :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à jour j est déterminée à partir des essais sur des éprouvettes 16x32
 Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera des valeurs à j jour définis à partir de f_{c28}

Pour $j \leq 28$ jours, la résistance caractéristique du béton est défini comme suit :

$$\left. \begin{aligned} f_{cj} &= \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28} \leq 40 \text{MPa} \\ f_{cj} &= \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28} \geq 40 \text{MPa} \end{aligned} \right\} \text{(BAEL91/Art201, 22)}$$

Pour notre projet on adopte un $f_{c28} = 25 \text{MPa}$

I-4-4 Résistance caractéristique a la traction du béton :

(ART A-2.12 BAEL 91)

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

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{avec : } f_{cj} \leq 60 \text{ MPA}$$

Dans la quelle f_{ij} et f_{cj} sont exprimées en MPA

A $t = 28$ jours on aura $f_{t28} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1 \text{ MPA}$

❖ **Module de déformation longitudinale :** il existe deux modules de déformation longitudinale :

- **Module de déformation instantanée :**

La durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24H à l'âge de j jours.

$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \text{ Mpa}$ pour : $f_{cj} = 25 \text{Mpa} \rightarrow E_{ij} = 32164.2 \text{ Mpa}$.

- **Module de déformation différée :**

Il permet de calculer la déformation finale du béton.

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton : (Art 2.1.22 BAEL 91)

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \quad \Rightarrow \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{MPa (Art -2.1, 2 BAEL 91) .}$$

$$E_{vj} = 4400 (f_{cj})^{1/3} \quad \Rightarrow \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{MPa, sans fumée de silice (Annexe F) .}$$

$$E_{vj} = 6100 f_{cj} \quad \Rightarrow \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{MPa, avec fumée de silice (Annexe F) .}$$

Pour notre cas :

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

$$E_{v28} = 3700 (25)^{1/3}$$

$$E_{v28} = 10818, 86563 = 10819 \text{ MPA.}$$

❖ **Module de déformation transversale :**

Il est donné par la formule suivante : $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

- E : module de Young
- ν : coefficient de poisson.

I-4-5 Coefficient de poisson (ν): (BAEL 91 modifié 99 / Art A.2.1, 3),

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

il est pris égal à : $\nu=0$ à l'ELU pour le calcul des sollicitations.
 $\nu=0.2$ à l'ELS, pour le calcul des déformations.

I-4-6 Contraintes limites :

Elles sont définies comme des états qui correspondent à diverse conditions (de sécurité et du bon comportement) pour lesquels la structure est calculée.

❖ À L'état Limite Ultime (E L U) :

Il s'agit de l'état pour lequel la valeur maximale de la capacité portante est atteinte, et son dépassement entraînerait la **ruine** de l'ouvrage.

Ils Correspondent à la limite :

- soit de la perte de stabilité de forme (flambement) :
- soit de la perte de résistance mécanique (rupture) qui conduit à la ruine de l'ouvrage.

La contrainte limite du béton en compression est donnée par la formule :

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{cj}}{\gamma_b} \text{ (BAEL 91 modifiée 99 / Art A.4.3, 41).}$$

f_{bc} : La contrainte limite à la compression

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \text{ lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée} \\ \text{est supérieure à 24 h} \\ \theta = 0.9 \text{ lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h} \\ \theta = 0.85 \text{ lorsqu'elle est inférieure à 1h} \end{array} \right.$$

γ_b : coefficient de sécurité:

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,15 \text{ en cas de combinaisons pour les situations accidentelles} \\ \gamma_b = 1,5 \text{ en cas de combinaisons pour les situations courantes} \end{array} \right.$$

- **cas courant (durable) :**

$$f_{bc} = 0.85 \cdot \frac{25}{1 \times 1.5} = 14.16 \approx 14.2 \text{ MPa.}$$

- **Cas accidentel**

$$f_{bc} = 0.85 \cdot \frac{25}{1 \times 1.15} = 18.48 \text{ MPa}$$

À l'état limite ultime, c'est un diagramme non linéaire dit « parabole –rectangle» (BAEL/A.4.3.4)

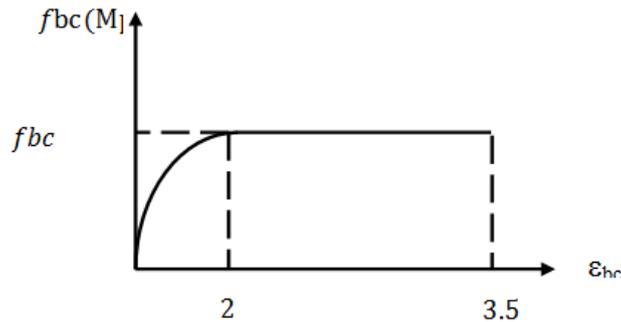


Figure 2 : Diagramme de calcul contrainte – déformation du béton à L'E.L.U.

Avec :

- ε_{bc} : raccourcissement du béton.
- $0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$: c'est une compression pure
- $2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰}$: compression avec flexion.

❖ **L'état Limite De Service : (BAEL 91 Modifiée 99/Art A.4.5, 2) :**

C'est la limite au-delà de laquelle les conditions normales de durabilité et d'exploitation ne seront plus satisfaites, il comprend l'état limites de fissuration et de déformation.

La contrainte limite ultime de service a la compression est donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \cdot \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa (à 28j d'âge)}$$

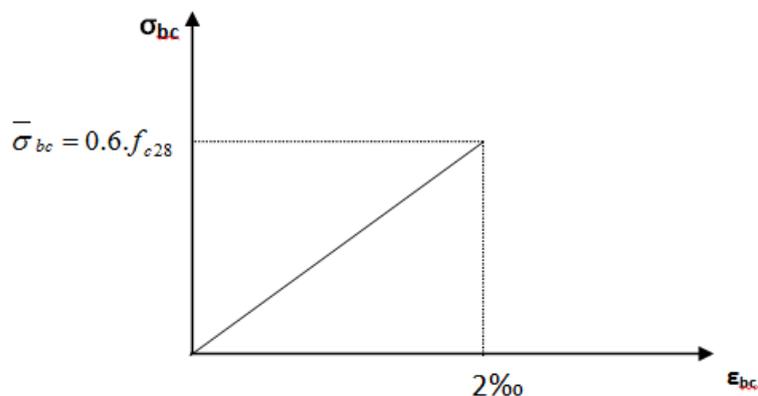


Figure 3 : Diagramme contrainte déformation (ELS)

Avec : $\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte Admissible A ELS

I-4-7 Contrainte Limite De Cisaillement (τ_U) : (BAEL 91 Modifier En99 ; Art5-

1)

- $\tau_u = \min(0.13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$ \Rightarrow fissurations peu nuisible.
 $\tau_u = \min(0.10f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$ \Rightarrow fissurations préjudiciable ou très préjudiciable.

I-4-8 Contrainte Tangente Conventiennelle Du Béton :

D'après : (Art A.5.1.1 BAEL 91). Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 X d}$$

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

b_0 : Largeur de l'âme

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

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes : (Art :5.1.2 BAEL 91).

- Fissuration peu nuisible $\rightarrow \tau_u = \min\{0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}\}$
- Fissuration préjudiciable $\rightarrow \tau_u = \min\{0.10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}\}$
- Si les armatures sont inclinées à 45° : $\tau_u \leq \min\{0,27 f_{cj} / \gamma_b ; 7 \text{ MPa}\}$.
- Si les armatures sont disposées de façon intermédiaire $45^\circ < \alpha < 90^\circ$:

Il est loisible de procéder à une interpolation linéaire pour fixer la valeur de τ_u .

I-4-9 Les aciers :

L'acier est un alliage de fer et de carbone, possède une bonne résistance mécanique en traction et en compression. Le fer apporte une base de résistance importante et de la souplesse. C'est une propriété intéressante car la souplesse permet de transformer la forme du matériau aisément ; Cela lui donne aussi de bonnes capacités pour résister aux chocs en les encaissant.

L'acier est un matériau très ductile, qui supporte des déformations très importantes avant rupture, mais il peut subir l'effet de corrosion si aucune précaution n'est prise. Ils sont associés au béton pour équilibrer les efforts aux quels ce dernier est faible (la traction).

Ils se distinguent par leur nuance et leurs états de surface, on a :

❖ **Les ronds lisses** : Ce sont des aciers doux, laminés à chaud et de surface lisse, Les nuances utilisées sont les Fe E 215 et Fe E 235.

❖ **Les armatures à haute adhérence** : Symbole HA

Ils sont obtenus par laminage à chaud d'un acier naturellement dur, On utilise plus en béton armé des aciers obtenus par laminage, suivi d'un écrouissage.

Ces armatures ont leur surface marquée par des crénelures de formes diverses suivant les marques commerciales, de façon à assurer une meilleure adhérence avec le béton. Ces aciers existent dans les nuances Fe E 400 et Fe E 500.

❖ **Les treillis soudés** : Symbole TS Si est de 25 ou 50m et celle des panneaux est de 4,80m ou 6m .Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés à leurs croisements. On distingue les treillis soudés à fils tréfilés lisses dits TSL des treillis soudés à fils à haute adhérence dits TSHA .Durant la réalisation de l'ouvrage, on utilise :

Des aciers haute adhérence (H.A), de nuance $F_e E400$, de limite d'élasticité

$f_e = 400 \text{ MPa}$ et de contrainte admissible :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \approx 348 \text{ MPa}$$

Treillis soudés, de nuance TLE 520 ayant une limite d'élasticité $f_e = 520 \text{ MPa}$

I-4-10 Module De Déformation Longitudinale : Pour tous les aciers utilisés, le module de déformation longitudinale, sera pris égal à :

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa (BAEL 91 modifié 99/ Art A.2.2, 1).}$$

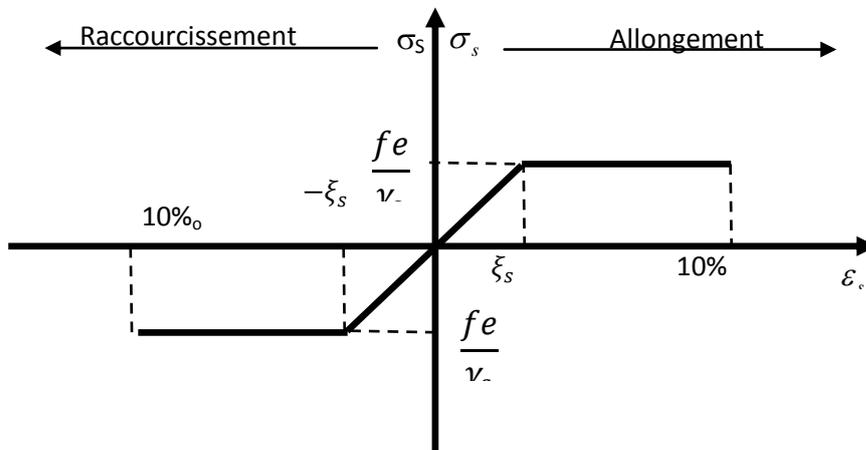


Figure 4 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier

I-4-11 Les Contraintes limites:

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont données de façon empirique à partir des essais de traction, en déterminant la relation entre σ et la déformation relative ϵ .

❖ *Contrainte Limite Ultime L'ELU:*

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élastoplastique parfait, comme décrit sur le diagramme contrainte -déformation.

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ (BAEL 91 modifier 99/ Art.2.1. 3).}$$

Avec : σ_{st} : contrainte d'élasticité de l'acier.

$$\gamma_s : \text{Coefficient de sécurité : } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 & \text{situation durable.} \\ \gamma_s = 1 & \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

❖ *Contrainte Limite De Service L'ELS :*

Afin de réduire le risque d'application des fissures pour diminuer l'importance de leurs ouvertures dans le béton, on a été amené à limiter les contraintes des armatures tendues. D'après les règles BAEL 91, on distingue trois cas de fissurations :

- **Fissuration peu nuisible :(A.4.5.32)**

Cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire $\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$

- **Fissuration préjudiciable:(A.4.5.33)**

Cas des éléments exposés aux intempéries

$$\bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \text{ MPa}$$

▪ **Fissuration très préjudiciable : (BAEL91 / Art 4-5.34)**

Cas des éléments exposés à un milieu agressif

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (0,5 f_e, \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \text{ en MPa}$$

$$\begin{cases} \eta = 1 & \text{pour les ronds lisse.} \\ \eta = 1.6 & \text{Pour } H.A \quad \phi \geq 6\text{mm} \\ \eta = 1.3 & \text{Pour } H.A \quad \phi \leq 6\text{mm} \end{cases}$$

I-4-12 Protection Des Armature (Enrobage): (BAEL 91/ ART 7.1)

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

- **C ≥ 5cm** pour les ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères agressives.
- **C ≥ 3cm** pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou susceptible de l'être) à des actions agressives, à des intempéries, et des condensations, que encore, en égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux...).
- **c ≥ 2cm** : pour les éléments situés dans des locaux non couvert soumis aux condensations.
- **C ≥ 1cm** pour les parois qui seraient situées dans les locaux couverts et clos et qui seraient non exposées aux condensations.

I-4-13 Caractéristique du sol :

La contrainte admissible du sol en cette structure à une profondeur de **1m** est égale à :

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars.}$$

Dans notre structure on prend un enrobage : **C = 2 cm.**

Introduction :

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de notre ouvrage, ainsi que les matériaux qu'il constitue. Nous allons passer au pré dimensionnement des éléments structuraux tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux et les voiles. Ce pré dimensionnement est plus ou moins exact, mais indispensable pour avancer dans l'étude, c'est-à-dire, on risque de redimensionner une fois qu'on a constaté un surdimensionnement ou bien le contraire.

II-1 Pré dimensionnement des éléments :**II-1-1- Pré dimensionnement des planchers :**

Les planchers constituant le bâtiment seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression. Les corps creux seront posés sur des poutrelles préfabriquées.

Le dimensionnement du plancher à corps creux est donné par la formule suivante :

$$h_t \geq L_{\max} / 22.5$$

Avec :

- h_t : Épaisseur du plancher,
- L : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.
- L_{\max} : Longueur maximale entre nus des poteaux dans le sens des poutrelles.

Nous avons

$$L = 4.20 \text{ m}$$

$$L_{\max} = 460 - 25 = 435 \text{ m}$$

$$\text{Ce qui nous donne : } h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad h_t \geq \frac{435}{22.5} \geq 19.33 \text{ cm}$$

On opte pour un plancher d'épaisseur : $h_t = 20 \text{ cm} = (16 + 4) \text{ cm}$

Dont : 16 cm qui est la hauteur du corps creux

4 cm c'est la hauteur de la table de compression

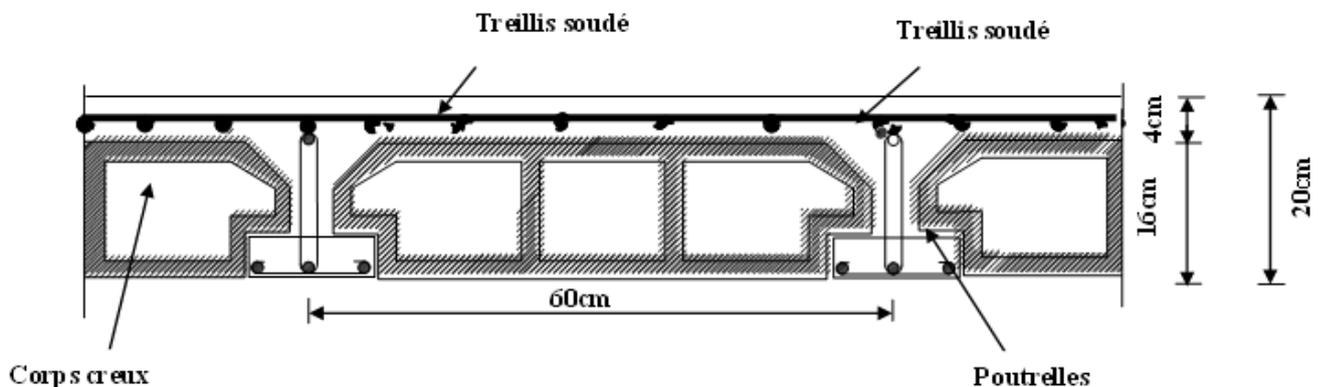


Figure II-1 Coupe d'un plancher en corps

II-1-2Pré Dimensionnement Des Poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armée, elles supportent les charges verticales des planchers et les transmettent aux poteaux, elles assurent aussi la fonction de chaînage des éléments (poteaux).

D'après le RPA99 (modifié 2003), le dimensionnement de la section des poutres doit satisfaire les conditions suivantes

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 25cm \\ h \geq 25cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ Et } 0,4.h \leq b \leq 0,7.h. \\ \text{(RPA 99version 2003)} \end{array}$$

Avec :

- h: la hauteur de la poutre.
- b : la largeur de la poutre.
- L : Plus grande travée dans le sens considéré

❖ **Les poutres principales :**

Sachant que, la portée maximale dans les files transversales est

$$L_{\max} = 460 - 25 = 435 \text{ cm} \implies L_{\max} = 435 \text{ cm}$$

❖ **Hauteur :**

$$\frac{435}{15} \leq h \leq \frac{435}{10} \implies 29 \leq h \leq 43.5 \implies h = 40 \text{ cm}$$

❖ **Largeur :**

$$0,4.h \leq b \leq 0,7.h \rightarrow 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm} \implies b = 30 \text{ cm}$$

❖ **Vérification relative aux exigences du RPA 99(version 2003)**

$$b \geq 20 \text{ cm} \implies b = 30 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \implies h = 40 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \implies \frac{40}{30} = 1.33 \text{ cm} < 4$$

❖ **Les poutres secondaires :**

Sachant que, la portée maximale dans les files longitudinales est :

$$L_{\max} = 440 - 25 = 415 \text{ cm}$$

❖ **Hauteur :**

$$\frac{415}{15} \leq h \leq \frac{415}{10} \rightarrow 27.66 \leq h \leq 41.5 \implies h = 35 \text{ cm}$$

❖ **Largeur :**

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \rightarrow 16 \leq b \leq 28 \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

❖ **Vérification relative à l'exigence du RPA 99 (art 7-5-1, page 57) :**

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad b = 30 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h = 35 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \quad \Rightarrow \quad \frac{35}{30} = 1,16 \text{ cm} < 4$$

Pour des raisons architecturales (éviter les arêtes), ainsi la facilité de mise en œuvre du coffrage, on est amené à adopter la valeur de « $b = 30 \text{ cm}$ » un peu supérieure à sa fourchette.

Les conditions du RPA99 sont vérifiées.

Conclusion :

Les sections adoptées pour les poutres seront comme suit :

- Les poutres principales : **(30/40) cm²**.
- Les poutres secondaires : **(30/35) cm²**.

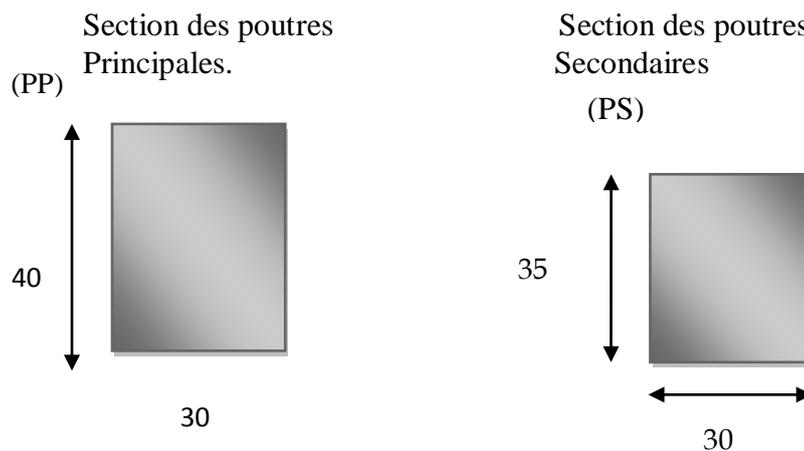


Figure II.2 section des poutres secondaires et principales

Poutres chainages :

Elles sont parallèles aux poutrelles, elles portent un mur extérieur et la moitié d'un corps creux.

$$L = 400 - 40 = 360$$

$$\frac{360}{15} \leq h \leq \frac{360}{10}$$

$$\Rightarrow 24 \text{ cm} \leq h \leq 36 \text{ cm}$$

On opte pour : h=30 cm

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

$$0,4 \cdot 30 \leq b \leq 0,7 \cdot 30 \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

On opte pour : b=25cm

❖ **Vérification relative aux exigences du RPA 99** (version 2003)

$$b \geq 20\text{cm} \quad \Rightarrow \quad b = 25\text{cm}$$

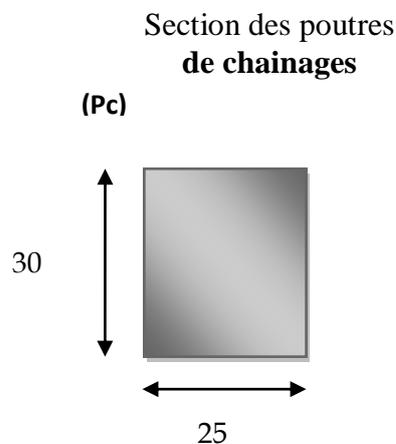
$$h \geq 30\text{cm} \quad \Rightarrow \quad h = 30\text{cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \quad \Rightarrow \quad \frac{30}{25} = 1.2\text{cm} < 4$$

Les conditions du RPA99 sont vérifiées.

Conclusion :

La section adoptée pour la poutre est comme suit :

Poutres chainages (25x30) cm²**II-1-3Pre dimensionnement des voiles :**

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

Selon le RPA 99 ADDANDA 2003, (Art 7.7.1) sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition suivante: $L \geq 4 e_p$.

Avec

- a : épaisseur du voile
- L : portée min des voiles.

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

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

Pour le RDC

$$H_e = h_{e \max} = \text{hauteur du RDC Avec : } h_e = h - e_p$$

$$h_e = 4.08 - 0.2 = 3.88 \text{ m.}$$

$$\text{Donc: } a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{388}{20} = 19.4\text{cm} \Rightarrow a \geq 19.4 \text{ cm}$$

On prend : **a = 20 cm.**

Pour l'étage courant on a :

$$h_e = 3.06 - 0.2 = 2.86\text{m.}$$

$$\text{Donc: } a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.30\text{cm} \Rightarrow a \geq 14.30\text{ cm}$$

On prend : **a = 20 cm.**

❖ **Vérification des exigences du RPA 99 (Art 7.7.1):**

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

$$L \geq 4 \times a = 4 \times 20 = 80\text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

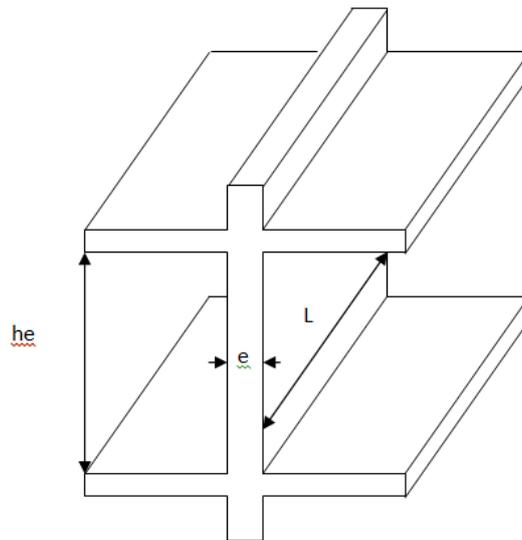


Figure II-3 Coupe de voile en élévation

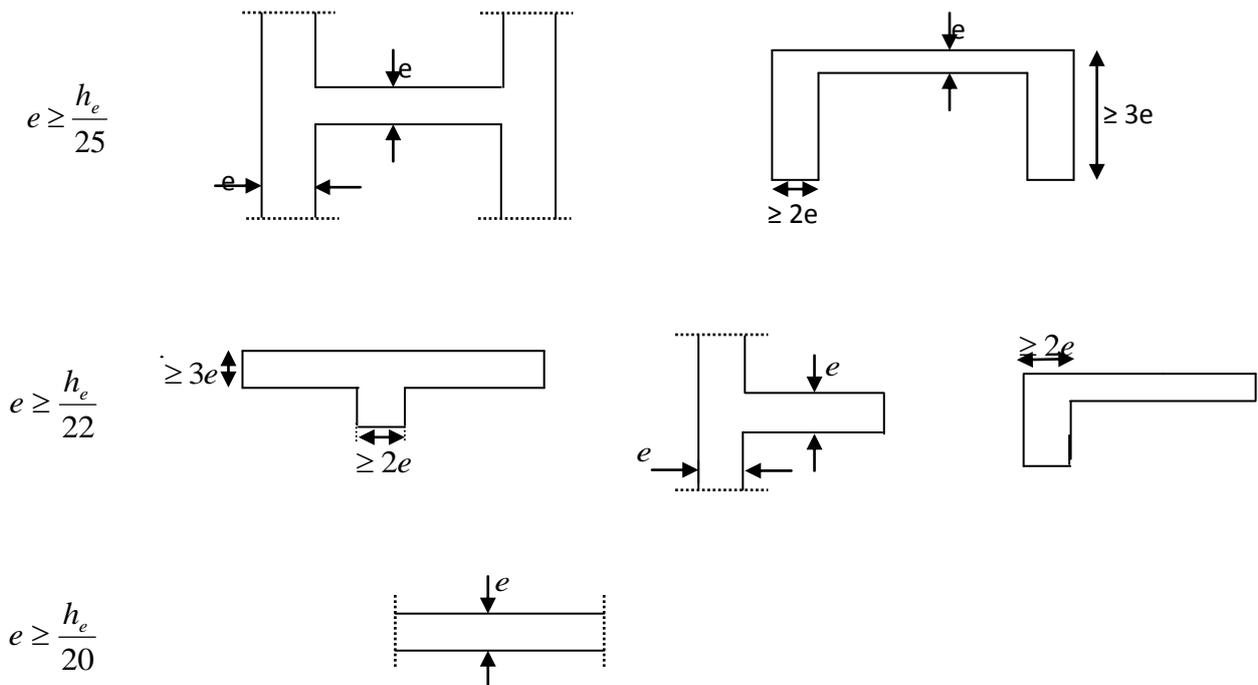


Figure. II.4 : Coupe de voile en plan

II-1-4 Les Poteaux :

Les poteaux seront pré dimensionnés à l'état limite de service en compression simple, tout en supposant que c'est le béton seul qui reprend l'effort normal N_s .

L'effort N_s sera déterminé (une fois que le poteau le plus sollicité soit repéré) avec la descente de charge, en tenant compte de la proposition des plans d'architecture et des limites imposées par le (RPA 99 modifié 2003).

- Les plans d'architecture nous ont proposé une section de $(40/40) \text{ cm}^2$.
- Le RPA nous impose qu'en zone (IIa) la section suivante $(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$.

On prévoit une section de $(40/40) \text{ cm}^2$ afin que l'on puisse tenir compte du poids propre du poteau.

La section du poteau est donnée par la formule suivante : $S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$.

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$: Contrainte admissible du béton à l'ELS. $S = b \times h$: Section du poteau.

N_s : effort normal de compression à la base du Poteau qui est donnée par :

$$N_s = G_{cum} + Q_{cum}$$

II-2 Déterminations des charges et surcharges :

On calcule les charges permanentes et les surcharges d'exploitations.

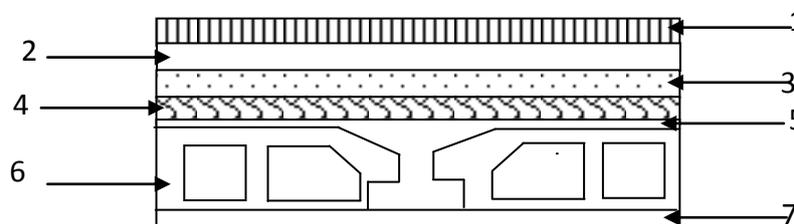
II -2-1 Les Charges Permanentes (G) Pour :**❖ plancher terrasse (inaccessible) :**

Fig.II.5 Coupe du plancher terrasse inaccessible

Tableau 1 : Valeur de la charge permanente de terrasse

Eléments	Epaisseur	La charge (KN/m ²)
1. Couche de gravillon	1.5	1.00
2. Etanchéité multicouches	5	0.12
3. Béton en forme de pente	7	1.55
4. Feuille de polyane	/	0.01
5. Isolation thermique en liège	5	0.16
6. Plancher à corps creux	(16+4)	2.80
7. Enduit sous plafond en plâtre	2	0.2
		Gt = 5.84 KN/ m².

❖ Étage courant Plancher :

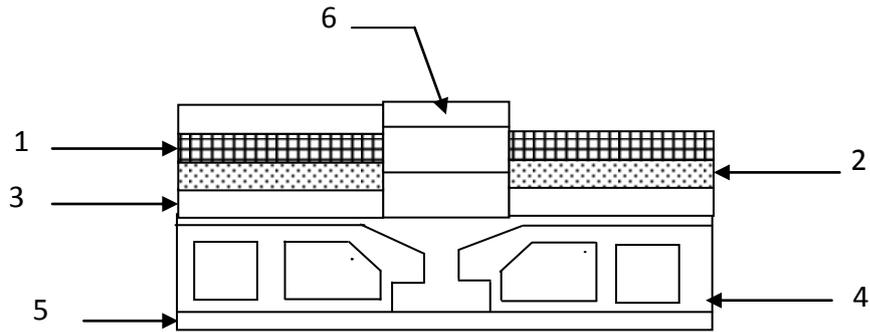


Figure II-6. Coupe du plancher d'étage courant

Tableau 2 : Valeur de la charge permanente de l'étage courant

Eléments	Epaisseur	La charge (KN/m ²)
1. Revêtement en carrelage	2	0.40
2. Mortier de pose	3	0.66
3. Couche de sable	3	0.54
4. Dalle en corps creux	(16+4)	2.80
5. Enduit de plâtre	2	0.20
6. Cloison	10	0.90
		Gt = 5.50

➤ Maçonnerie :

❖ Mur extérieur :

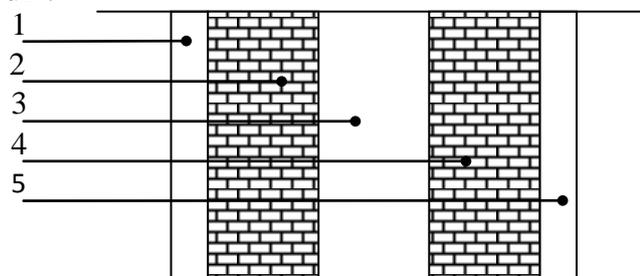


Figure II-7 Coupe verticale d'un mur extérieur

Tableau 3: Valeur de la charge de la maçonnerie (mur extérieur)

Eléments	Epaisseur	La charge (KN/m ²)
1. Mortier de ciment	2	0.36
2. Brique creuse	2x10	2x0.9 = 1.8
3. Enduit plâtre	2	0.20
4. Lime d'air	5	/
		Gt = 2.36

❖ Mur intérieur :

Tableau 4 : Valeur de la charge de la maçonnerie (mur intérieur)

Eléments	Epaisseur	La charge (KN/m ²)
enduit plâtre	2x2	2x0.2 = 0.4
Brique creuse	10	0.9
		Gt = 1.3

➤ Dalle pleine (balcon) :

**Fig. II.8** Coupe transversale de la dalle pleine**Tableau 5** : valeur de la charge de la dalle pleine (balcon).

Eléments	Epaisseur (cm)	La charge (KN/m ²)
1. Revêtement en carrelage	2	0.40
2. Mortier de pose	3	0.54
3. Couche de sable	3	0.66
4. Dalle pleine en béton armé	15	3.75
5. Mortier de ciment	2	0.2
		Gt = 5.55

➤ Poutres :

- Poutres principales :(0,30x0,40) x25 = 3,00 KN/ml.
- Poutres secondaires :(0,30x0,35) x25=2,625 KN/ml.

➤ Poteau :

- Poteau :(0,40x0,40) x25 = 4.00KN/ml.

II-2 2 Les Surcharges D'exploitation :

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

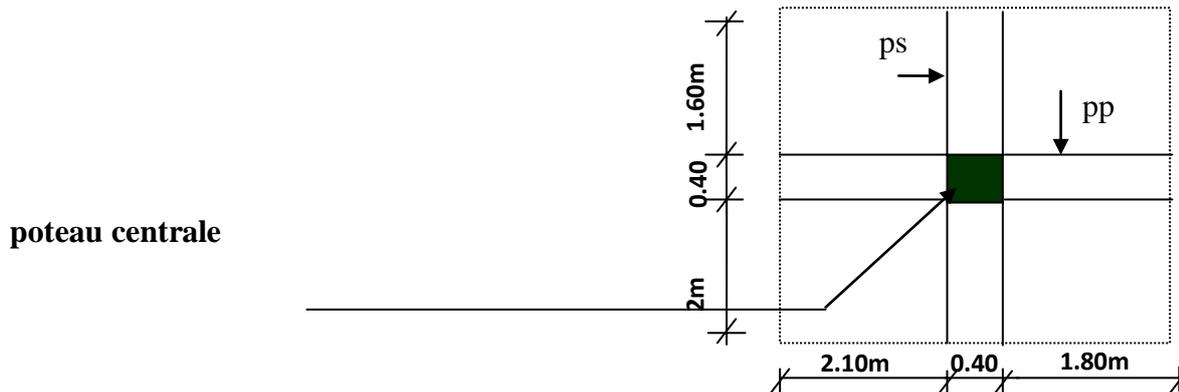
- Plancher terrasse inaccessible → $Q = 1 \text{ KN/m}^2$
- Plancher étage courant à usage d'habitation → $Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$
- Plancher à usage bureau → $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$
- Balcons → $Q = 3.50 \text{ KN/m}^2$
- Acrotère → $Q = 1.00 \text{ KN/m}$
- Escalier → $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$
- Plancher à usage commerciale → $Q = 5 \text{ KN/m}^2$

II -3Descente De Charge :

II-3-1Charge Et Surcharge Revenant Au Poteau Le Plus sollicité : Le poteau le plus sollicité est P12

❖ **Surface d'influence :**

En fonction de la surface d'influence de chaque poteau, on constate que le poteau C5 est le plus sollicité vis-à-vis de la descente de charge.



Avec : $S = (2 + 1,6) \times (2,1 + 1,8) = 14,04m^2$

$$S = 14,04m^2.$$

II- 3-2Charge Permanente Revenant A Chaque Plancher :

- a. Plancher terrasse \longrightarrow $G_t = 5.84 \text{ KN/m}^2$.
- b. Plancher étage courant \longrightarrow $G_t = 5.50 \text{ KN/m}^2$.
- c. Plancher RDC \longrightarrow $G_t = 5.50 \text{ KN/m}^2$.

1) Poids Revenant A Chaque Plancher :

Poids du plancher : $P = G \times S$.

- **Plancher terrasse :**
 $P = 5.84 \times 14,04 = 81,99 \text{ KN}.$
- **Plancher étage**
 $P = 5.50 \times 14,04 = 77,22 \text{ KN}.$

2) Poids Propre Revenant A Chaque Poutre :

$$\rho = 25 \text{ Kn/m}^3$$

- **Poutres principales**
 $P_{pp} = (0.30 \times 0.40) \times (2,1 + 1,80) \times 25 = 11,7 \text{ KN}.$

➤ **Poutres secondaires**

$$P_{ps} = (0,30 \times 0,35) \times (1,60 + 2) \times 25 = \mathbf{9,45KN}$$

Donc le poids des poutres : $P_{tot} = P_{p.p} + P_{p.s} = \mathbf{21,15KN}$.

3) Poids Propre Des Poteaux : Le dimensionnement des poteaux est le but de ce chapitre, pour calculer leur poids, nous avons fixé les dimensions suivantes pour tous les poteaux de notre structure

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 40 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\text{Poteau RDC} \longrightarrow (4,08 - 0,2) \times (0,4 \times 0,4) \times 25 = 15,52 \text{ KN}$$

$$\text{Poteau étage courant} \longrightarrow (3,96 - 0,2) \times (0,4 \times 0,4) \times 25 = 11,44 \text{ KN}$$

II-4-Loi de Dégression De Charge :

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes. Les niveaux occupés par des locaux industriels où commerciaux, ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression, les charges sur ces planchers sont prises sans abattement. Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (05), ce qui est le cas du bâtiment étudié.

Les règles de BAEL nous imposent d'appliquer, loi de dégression des surcharges :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{pour } n \geq 5.$$

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

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

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

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

II- 5- Surcharge d'exploitation :

Q_0 : surcharge d'exploitation du plancher terrasse inaccessible:

$$Q_0 = 1 \times 14,04 = \mathbf{14,04KN}.$$

Q_1 à Q_{10} : surcharges d'exploitations du plancher étage courant

$$Q_1 \text{ à } Q_{10} = 1,5 \times 14,04 = \mathbf{21,06KN}.$$

Q_{11} : surcharges d'exploitations du plancher à usage bureau

$$Q_{11} = 2,5 \times 14,04 = \mathbf{35,1KN}.$$

Q_{12} : surcharges d'exploitations du RDC à usage commerciale

$$Q_{12} = 5 \times 14,04 = \mathbf{70,2KN}.$$

II- 6-Récapitulatif de la dégression des charges:

$$S_T = Q_0 = 14,04 \text{ KN.}$$

$$S_{12} = Q_0 + Q_1 = 35.1 \text{ KN.}$$

$$S_{11} = Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2) = 54,054 \text{ KN.}$$

$$S_{10} = Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 70.902 \text{ KN.}$$

$$S_9 = Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 85.644 \text{ KN.}$$

$$S_8 = Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 98.28 \text{ KN.}$$

$$S_7 = Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 108.81 \text{ KN.}$$

$$S_6 = Q_0 + 0.71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 118.71 \text{ KN.}$$

$$S_5 = Q_0 + 0.69(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 130.291 \text{ KN.}$$

$$S_4 = Q_0 + 0.67(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 141,038 \text{ KN.}$$

$$S_3 = Q_1 + 0.65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 150.93 \text{ KN.}$$

$$S_2 = Q_1 + 0.64(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11}) = 171.288 \text{ KN.}$$

$$S_1 = Q_1 + 0.63(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12}) = 213,057 \text{ KN.}$$

II-7-Tableau récapitulatif de la descente de charges sur le poteau C5

Niveaux	Charges permanentes [KN]					Charges d'exploitation [KN]		Efforts Normaux [KN]	Section [cm ²]	
	plancher	Poutre	poteau	G _{tot}	G _{cum}	Q	Q _{cum}	N=G _c +Q _c	S _≥ N _s /σ _{bc}	S _{adoptée}
12	86,432	21,6	0.00	108.032	108.032	14.04	14.04	122.07	81.38	40x40
11	81 ,40	21,6	6.435	109.435	217.467	35.1	49.14	266.61	177.74	40x40
10	81 ,40	21,6	6.435	109.435	326.902	54.054	103.19	430.1	286.63	40x40
9	81 ,40	21,6	6.435	109.435	436.337	70.90	174.09	610.43	406.95	45x45
8	81 ,40	21,6	6.435	109.435	545.772	85.64	259.73	805.50	537	45x45
7	81 ,40	21,6	6.435	109.435	655.207	98.28	358.01	1013.21	675.47	45x45
6	81 ,40	21,6	6.435	109.435	764.642	108.81	466.82	1231.5	821	50x50
5	81 ,40	21,6	6.435	109.435	874.077	118.71	585.53	1459.607	973.07	50x50
4	81 ,40	21,6	6.435	109.435	983.512	130.29	715.82	1699.332	1132.89	50x50
3	81 ,40	21,6	6.435	109.435	1092.947	141.04	856.86	1949.81	1299.87	55x55
2	81 ,40	21,6	6.435	109.435	1202.382	150.93	1007.79	2210.2	1473.47	55x55
1	81 ,40	21,6	6.435	109.435	1311.817	171.29	1179.08	2490.9	1660.6	55x55
RDC	81 ,40	21,6	8.73	111.73	1423.547	213.06	1392.14	2815.7	1877.13	55x55

II- 8- Vérification relative aux coffrages : (RPA 99 version 2003 / art 7.4.1)

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (h) en une seule fois. Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone IIa doivent satisfaire les conditions suivantes

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{en zone IIa.} \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{array} \right.$$

Les sections adoptées :

- $(55 \times 55) \text{ cm}^2 \rightarrow$ pour le RDC, 1^{ème}, 2^{ème}, 3^{ème}
- $(50 \times 50) \text{ cm}^2 \rightarrow$ pour le 4^{ème}, et 5^{ème}, 6^{ème} étage.
- $(45 \times 45) \text{ cm}^2 \rightarrow$ du 7^{ème} et 8^{ème}, 9^{ème} étage.
- $(40 \times 40) \text{ cm}^2 \rightarrow$ du au 10^{ème}, 11^{ème} et 12^{ème} étage.

$$a \geq \frac{h_{e \max}}{20} \quad \text{et} \quad h_{e \max} = h_e - e_p$$

- $h_{e \max} = 408 - 20 = 388 \text{ cm}$
- $h_{e \max} = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$

✓ **Poteau (40x40)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b, h) = 40 \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Min}(b, h) = 40 \geq \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm} \\ 1/4 < 40/40 = 1 < 4 \end{array} \right.$$

✓ **Poteau (45x45)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b, h) = 45 \geq 25 \\ \text{Min}(b, h) = 45 \geq 14.3 \text{ cm} \\ 1/4 < 1 < 4 \end{array} \right.$$

✓ **Poteau (50x50)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b, h) = 50 \geq 25 \text{ cm.} \\ \text{Min}(b, h) = 50 \geq 14.3 \text{ cm} \\ 1/4 < 1 < 4 \end{array} \right.$$

✓ **Poteau (55x55)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b, h) = 55 \geq 25 \text{ cm.} \\ \text{Min}(b, h) = 50 \geq \frac{388}{20} = 19.4 \text{ cm} \\ 1/4 < 1 < 4 \end{array} \right.$$

Conclusion :

Les sections des poteaux sont toutes carrées, les valeurs sont retenues car elles sont conformes aux exigences du **RPA99 version 2003**.

II- 9-Vérifications au flambement

Les structures élancées doivent être vérifiées en tenant compte de l'amplification des déformations dues à l'effort normal dans les pièces comprimées.

A fin d'éviter le risque de flambement des poteaux, l'élancement λ de ceux-ci devra satisfaire l'inéquation suivante.

$$\lambda = l_f / i \leq 50$$

Avec :

- λ : élancement du poteau,
- l_f : longueur de flambement,
- i : rayon de giration, $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$
- I : moment d'inertie du poteau = $bh^3/12$,
- B : section du poteau.

La longueur de flambement l_f est évaluée en fonction de la longueur libre l_0 des pièces et de leurs liaisons effectives. Le BAEL91 nous suggère d'adopter

$l_f = 0,7 l_0$ lorsque le poteau est encastré à ses extrémités,

- soit encastré dans un massif de fondation,

- soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que le poteau dans le sens considéré, et le traversant de part en part ; ce qui est notre cas.

l_0 : hauteur libre du poteau

Application numérique

$$l_f = 0,7 \times 3,68 = 2,576 \text{ m} \quad \Longrightarrow \quad \text{pour le poteau du RDC,}$$

$$l_f = 0,7 \times 2,66 = 1,862 \text{ m} \quad \Longrightarrow \quad \text{pour le poteau des étages courants.}$$

❖ Pour le RDC

$$i = \sqrt{\frac{55 \times 55^3}{12 \times 55 \times 55}} = \sqrt{\frac{55^2}{12}} = 15,877 \text{ cm}$$

$$\text{D'ou } \lambda = \frac{2,576 \times 10^2}{15,877} = 16,22$$

❖ Pour le 1^{er}, 2^{er} et 3^{er} étage :

$$i = \sqrt{\frac{55 \times 55^3}{12 \times 55 \times 55}} = \sqrt{\frac{55^2}{12}} = 15,877 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{1,862 \times 10^2}{15,877} = 11,72$$

❖ Pour le 4^{eme} 5^{eme} 6^{eme} étage :

$$i = \sqrt{\frac{50 \times 50^3}{12 \times 50 \times 50}} = \sqrt{\frac{50^2}{12}} = 14.43 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{1.862 \cdot 10^2}{14.43} = 12.90$$

❖ Pour le 7^{eme} 8^{eme} et 9^{eme} étage :

$$i = \sqrt{\frac{45 \times 45^3}{12 \times 45 \times 45}} = \sqrt{\frac{45^2}{12}} = 12.99 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{1.862 \cdot 10^2}{12.99} = 14.33$$

❖ Pour 10^{eme} et 11^{eme} et 12^{eme} étages :

$$i = \sqrt{\frac{40 \times 40^3}{12 \times 40 \times 40}} = \sqrt{\frac{40^2}{12}} = 11.47 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{1.862 \cdot 10^2}{11.47} = 16.23$$

- Toutes les valeurs de λ sont inférieures à 50, alors il n'y a aucun risque de flambement.

III Calcul des éléments :

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement.

Ils sont soumis à des sollicitations négligeables devant les sollicitations sismiques.

Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant certains doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique.

Dans ce chapitre, on procède au calcul des éléments suivants :

- L'acrotère.
- Les escaliers et la poutre palière.
- Les balcons en dalle pleine.
- Les planchers à corps creux.
- La cage d'ascenseur.

III 1.Acrotère :

III.1.1 Introduction :

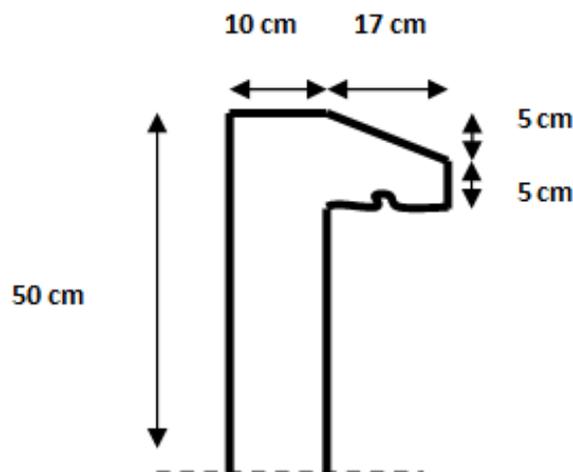
L'acrotère est un élément en béton armé contournant le bâtiment conçu pour la protection de ligne jonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse dont la section la plus dangereuse se situe au niveau de l'encastrement.

L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G et une charge d'exploitation horizontale non pondérée estimée à 1kN/ml provoquant un moment de flexion.

Le calcul s'effectue pour une bande de 1ml en flexion composée et la fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est soumis aux intempéries

III.1.2 Calcul de l'acrotère :



III.1.2.1 Détermination des charges et des surcharges:

- Poids propre de l'acrotère : $G = [(0.5 \times 0.1) + (0.05 \times 0.17) + (0.05 \times 0.17)/2] \times 25$
 $G = 1.568 \text{ KN/ml}$
- Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

➤ **calcul des sollicitations :**

- L'effort normal : $N = G \times 1 \text{ ml} = 1.568 \text{ KN}$
- L'effort tranchant : $T = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$
- Le moment fléchissant du a Q : $M = Q \times H \times 1 \text{ ml} = 1 \times 0.5 \times 1 \text{ ml} = 0.5 \text{ KN.m}$

➤ **Diagramme des efforts :**

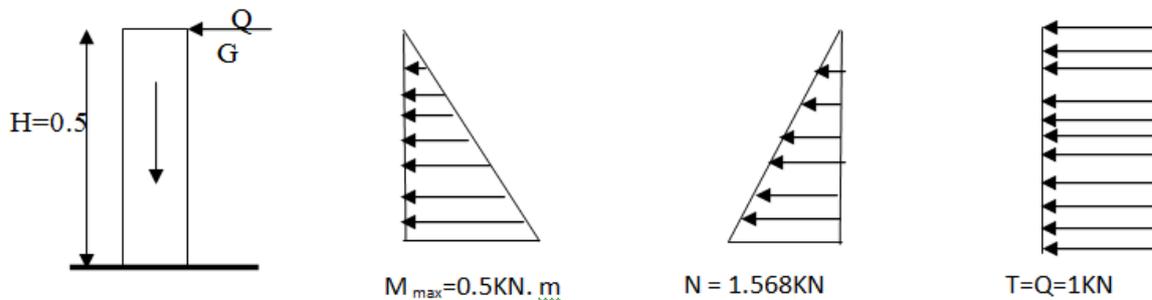


Figure.2 Diagramme des efforts internes (M, N, T)

Combinaisons de charges

1. État limite ultime

La combinaison de charge à considérer est : **1.35G + 1.5Q**

- **Effort normal de compression**

$$N_u = 1,35N = 1,35 \times 1.568 = 2.12 \text{ KN}$$

- **Effort tranchant**

$$T_u = 1,5T = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

- **Moment fléchissant**

$$M_u = 1,5M = 1,5 \times 0.5 = 0.75 \text{ KN.m}$$

2. État limite de service

La combinaison de charge à considérer est : **G + Q**

- **Effort normal de compression**

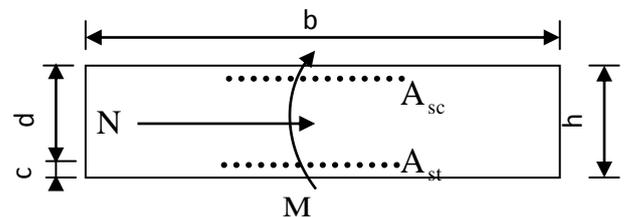
$$N_s = N = 1.568 \text{ KN}$$

- **Effort tranchant :**

$$T_s = T = 1 \text{ KN}$$

- **Moment fléchissant :**

$$M_s = M = 0.5 \text{ KN.m}$$



III.1.3 Ferrailage de l'acrotère

Pour le calcul, on considère une section rectangulaire définie comme suit :

b : La largeur de la section. h : La hauteur de la section.

d : La hauteur utile. A : La section des armatures.

c : Enrobage.

III.1.3.1 Etat limite ultime :

➤ Calcul de l'excentricité :

$$b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad h = 10 \text{ cm} \quad ; \quad c = 2 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{aligned} e_u &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,75}{2,12} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm} \\ \frac{h}{2} - c' &= \frac{0,10}{2} - 0,02 = 0,03 \text{ m} = 3 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \longrightarrow \left(e_u > \frac{h}{2} - c' \right)$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures, donc la section du béton est **partiellement comprimée**. Elle sera calculée en flexion composée

Le calcul des armatures se fera en deux étapes.

- **Armatures fictive**

$$M_f = N_u \times \left(e_u + \frac{h}{2} - c \right) = 2,12 \times (0,35 + 0,05 - 0,02) = 0,806 \text{ KN.m}$$

$$M_f = f_{bu} \cdot b \cdot d^2 \cdot \mu_f \Rightarrow \mu_f = \frac{M_f}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{0,806 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times (8)^2} = 0,008 (\mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A})$$

$$\Rightarrow A_{stf} = \frac{M_f}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta_f} = \frac{0,806 \times 10^3}{348 \times 8 \times 0,996} \approx 0,30 \text{ cm}^2$$

- **Armature réelle**

$$A_{str} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,30 - \frac{2,12 \times 10^3}{348 \times 10^2} \approx 0,24 \text{ cm}^2$$

III.1.3.2 Vérifications a l'ELU

➤ Condition de non fragilité

$$A_{str} \geq A_{min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot \left[\frac{e_s - 0,455 \cdot (d)}{e_s - 0,185 \cdot (d)} \right] \cdot b \cdot d$$

$$e_s = \frac{M_S}{N_S} = \frac{0,5}{1,568} = 0,32 \text{ m} = 32 \text{ cm}$$

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times \left[\frac{32 - 0,455 \times (8)}{32 - 0,185 \times (8)} \right] \times 100 \times 8 = 0,90 \text{ cm}^2$$

$A_s \leq A_{min}$ **Condition non vérifiée.**

Le ferrailage se fera avec la section minimale.

Soit : $A_s = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

➤ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0,503 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

➤ **Contrainte tangentielle : (Art. A.5.2, 2 / BAEL91)..... [2]**

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si :

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa} \} \Rightarrow (\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa})$$

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

$$T_u = 1,5 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{100 \times 10 \times 80} = 0,019 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0,019 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Aucune armature d'effort tranchant n'est à prévoir.

➤ **Vérification de l'adhérence dans les barres : (Art. A.6.1, 3 / BAEL**

On doit vérifier la condition :

$$\tau_s \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U_i} \text{ et : } \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}^2$$

ψ_s : Coefficient de scellement droit, il a pour valeurs :

1,5 : pour les barres à haute adhérence.

1,0 : pour les barres rondes lisses.

U_i : Périmètre utile des barres.

$$U_i = \sum n \cdot \pi \cdot \phi$$

n : Le nombre de barres.

A.N :

$$\text{Aciers haute adhérence} \Rightarrow \Psi_s = 1.5 \rightarrow \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 \Rightarrow \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = 4 \times 3,14 \times 0,8 = 10.05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 80 \times 10.05 \times 10} = 0,21 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Ancrage des barres : (Art A.6.1, 22 / BAEL91).....[2]**

La longueur du scellement droit est donnée par :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_s}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,22 \text{ cm}$$

On adoptera : $L_s = 30 \text{ cm}$

➤ **Vérification des espacements des barres :**

• **Les armatures transversales :**

$$esp_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm})$$

$$esp_t \leq \min(30 \text{ cm} ; 33 \text{ cm})$$

On prend : $esp_t = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$

• **Les armatures de montage :**

$$esp \leq \min(4h ; 45 \text{ cm})$$

$$esp \leq \min(40 \text{ cm} ; 45 \text{ cm})$$

On prend : $esp = 25 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \dots \dots \dots$ **Conditions vérifiées.**

III.1.3.3 Vérification à l'ELS

L'acrotère est exposé aux intempéries, nous considérerons la fissuration comme étant préjudiciable.

• **Effort normal de compression**

$$N_s = N = 1,568 \text{ KN}$$

• **Effort tranchant**

$$T_s = T = 1 \text{ KN}$$

• **Moment fléchissant**

$$M_s = M = 0,5 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification de l'ouverture des fissures (BAEL 91 mod 99/Art A5.3.2) :**

On doit donc s'assurer que

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \beta_1 d} ; \quad \rho_1 = \frac{100.A}{b.d}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} F_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

β : En fonction de ρ

$\eta = 1,6$: Pour les barres à haute adhérence (HA).

$\eta = 1$: Pour les barres rondes lisses (RL).

$$\text{A.N : } \rho_1 = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251 ; \quad \rho_1 = 0,314 \rightarrow \beta_1 = 0,919 \rightarrow \kappa_1 = 47.12$$

$$\sigma_s = \frac{0.5 \times 10^6}{201 \times 0.919 \times 80} = 33.84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 33.84 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification des contraintes de compression dans le béton : [BAEL91/A.4.5,2]**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{\kappa_1} x \sigma_{st} = \frac{1}{47.12} x 33.84 = 0.72 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.72 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Calcul de l'excentricité :**

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.5}{1.568} \approx 0,32 \text{ m} \geq \left(\frac{h}{2} - c' \right) = \left(\frac{0,10}{2} - 0,02 \right) = 0,03 \text{ m} ;$$

$$\text{On a : } e_s = 32 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c' = 3 ;$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures, donc la section est **partiellement comprimée**.

Le calcul des armatures se fera en deux étapes.

- **Armatures fictive :**

$$M_f = N_s \times \left(e_s + \frac{h}{2} - c \right) = 1.568 \times (0,32 + 0,05 - 0,02) = 0.549 \text{ KN.m}$$

$$M_f = f_{bu} \cdot b \cdot d^2 \cdot \mu_f \Rightarrow \mu_f = \frac{M_f}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{0.549 \times 10^3}{201,63 \times 100 \times (8)^2} = 0,00042 (\mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A})$$

À partir des abaques, on lit les valeurs correspondantes :

$$\mu = 0,00042 \rightarrow \beta_1 = 0,964 \rightarrow \kappa_1 = 123,9$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_s}{\kappa_1} = \frac{201,63}{123,9} \approx 1,63 \text{ Mpa} < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow A_{stf} = \frac{M_f}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta_f} = \frac{0.549 \times 10^3}{201,63 \times 8 \times 0,964} \approx 0,35 \text{ cm}^2$$

- **Armatures réelle :**

$$A_{str} = A_{stf} - \frac{N_s}{\sigma_{st}} = 0,35 - \frac{1.568 \times 10^3}{201,63 \cdot 10^2} = 0,30 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 4 \text{ HA8} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

$A_r = 4 \text{ HA8} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

III.1.3.4 Vérification au séisme [A 99 / Art.6.2.3]

Cette vérification concerne les éléments non structuraux.

L'acrotère est calculé sous l'action horizontale ; suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4-1, RPA99 ver 2003).

Dans notre cas $A = 0,10$, (Zone IIa et groupe d'usage 2).

CP : facteur de force horizontale (variant entre 0.3 et 0.8). (Tableau 6.1, RPA99 ver 2003)

L'acrotère est un élément en console $\Rightarrow C_p = 0,8$

Wp : poids de l'élément considéré ($W_p = 1.568 \text{ KN/ml}$)

$$F_p = 4 \times 0,10 \times 0,8 \times 1.568 = 0,50 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

$F_p < Q = 1 \text{ KN/ml}$ **Condition vérifiée.**

➤ **Conclusion :**

Condition vérifiée, donc l'acrotère est calculé avec un effort horizontal $Q = 1 \text{ KN/ml}$ supérieure à la force sismique, d'où le calcul au séisme est inutile.

On adopte donc pour le ferrailage celui choisi précédemment.

L'acrotère sera ferrillé comme suit :

- Armatures principales : **4 HA8/ml** , avec $e=25\text{cm}$.
- Armatures de répartition : **4 HA8/ml** , avec $e=25\text{cm}$.

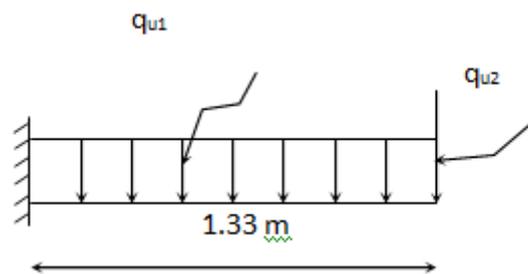
III.2 Les balcons :

Le balcon est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher. Il est réalisé en dalle pleine pour une bande de 1 m de largeur et une travée de 1.43 m

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par :

$$e > \frac{L}{10} = \frac{133}{10} = 13.3\text{cm}$$

Soit $e = 15\text{cm}$.



III.2.1 Détermination des charges et surcharges :

Nous considérons une bande d' 1m de largeur.

- **Charges permanentes:** Charge G due à la dalle en béton arme $G = 5.55 \text{ KN/m}^2$ (déterminer dans le chapitre II) $G=5.55 \times 1 = 5.55 \text{ KN/ml}$
- **surcharge d'exploitation:** $Q=3.5 \text{ KN/ml}$.
- **charge concentrée :**
Poids propre du garde-corps..... $G_2 = 1.3 \text{ [KN/ml]}$.
Charge due à la main courante $Q_2 = 1 \text{ [KN/ml]}$.

III.2.2 Calcul à l'état limite ultime :

Le balcon travaille en flexion simple.

- **Combinaison de charges:**

Le calcul se fait pour une bande de 1m de longueur :

Pour la main courante : $q_{u3}=1.5 \cdot Q_2 = 1.5(1) = 1.5 \text{ KN/ml}$

Pour le garde corps: $q_{u2}=1.35 \times G_2 = 1.35(1.3) = 1.75 \text{ KN/ml}$

Pour la dalle : $q_{u1} = 1.35 G_1 + 1.5 Q_1 = 1.35 (5.55) + 1.5 (3.5) = 12.74 \text{ KN/m}$

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

$$M_u = \frac{12.74 \times (1.33)^2}{2} + 1.33 \times 1.75 + 1.5 \times 1 = 15.09 \text{ KN.m}$$

➤ **Centre de poussée:**

$$e_u = M_u / q_u = 15.09/12.74 = 1.18\text{m.}$$

$$h/2 - c = 15/2 - 2 = 5.5\text{cm} < e_u = 118\text{ cm}$$

⇒ Le centre de poussée se trouve à l'extérieur de la section avec un effort de traction.

⇒ **S.P.C.**

III.2.3 Ferrailage :

➤ **Armatures principales :**

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{15.09 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.062 < 0.392$$

⇒ Section simplement armée

$$\mu_u = 0.062 \Rightarrow \beta = 0.973$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{15.09 \times 10^4}{0.973 \times 130 \times 348} = 3.43\text{cm}^2$$

Soit 5HA12 = 5.65 cm² avec un espacement S_t = 20cm

➤ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41\text{cm}^2$$

Soit 4HA10 = 3.12cm² avec un espacement S_t = 25 cm

III.2.4 Vérification à l'ELU :

➤ **Vérification de la condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23(1000) \times 130 \times \frac{2.1}{400} \times 10^{-2} = 1.57\text{cm}^2$$

A > A_{min} ⇒ Condition vérifiée.

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

$$V_u = q_{u1} \times l + G_1 = 12.74 \times 1.33 + 1.3 = 18.24\text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{18.24 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.14\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0.1 \cdot f_{c28}, 4\text{MPa}\} = 2.5\text{MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée.

➤ **Vérification de l'adhérence des barres : (Art A6.1, 3 BAEL 91)**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{18,24 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 188,4} = 0,83 \text{ MPa}$$

Ψ : Coefficient de scellement = 1.5

$$\bar{\tau}_{se} = \psi \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

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

➤ **Longueur de scellement :**

La longueur de scellement droit est donnée par la loi:

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835$$

$$L_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = 423,28 \text{ mm} \Rightarrow \text{soit: } L_s = 50 \text{ cm}$$

Soit des crochets de longueur $L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 50 = 20 \text{ cm}$. (**Art A.6.1, 253 BAEL 91**)

Soit $L_a = 20 \text{ cm}$.

➤ **Espacement des barres :**

Armatures principales $S_t \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} > S_t = 20 \text{ cm}$

Armatures de répartition $S_t \leq \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} > S_t = 25 \text{ cm}$

La condition est vérifiée.

III.2.5 calcul à l'ELS :

➤ **Combinaison de charge :**

Pour la dalle : $q_{s1} = 5,55 + 3,5 = 9,05 \text{ KN/ml}$.

Pour la main courante : $q_{u3} = Q_2 = 1 = 1 \text{ KN/ml}$

Pour le garde corps: $q_{u2} = G_2 = 1,3 = 1,3 \text{ KN/ml}$

$$M_s = q_s \times \frac{L^2}{2} + P_s \times L + H_s \times h$$

$$M_s = \frac{9.05 \times (1.33)^2}{2} + 1.33 \times 1.3 + 1 \times 1 = 10.73 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 10.73 \text{ KN.m}$$

➤ **Centre de poussée:**

$$e_s = M_s / q_s = 10.73 / 9.05 = 1.19 \text{ m}$$

III.2.6 Vérifiant si la section obtenue à l'ELU est justifié à l'ELS :

➤ **contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

Il est inutile de vérifier la contrainte dans le béton si l'inégalité suivante est vérifiée (Article de BAEL A -4 -5 -2) :

- Section rectangulaire.
- Soumise à la flexion simple.
- Acier F_eE400.

$$-\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10.73 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.045$$

$$\alpha = 0.093$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{15.09}{10.73} = 1.41$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.41 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45$$

$$\alpha = 0.093 < 0.45 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées.

➤ **contrainte dans les aciers (état limite d'ouverture des fissures) :**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification dans les aciers est inutile.

CONCLUSION : la section obtenue à l'ELU est justifié à l'ELS.

III.3 Calcul de la salle machine :

III.3.1 Caractéristiques de l'ascenseur :

Le bloc comporte une cage d'ascenseur, donc on l'étudiera avec de vitesse d'entraînement ($V = 1 \text{ m/s}$) :

- La surface de cabinet est : $S = 2 \times 1.15 = 2.3 \text{ m}^2$
- La charge totale transmise par le système de levage et par le cabinet est :
 $P = 90 \text{ KN}$.

$$L_x = 1.15 \text{ m} \quad ; \quad L_y = 2.00 \text{ m} \quad ; \quad S = 2.3 \text{ m}^2$$

III.3.2 Calcul de la dalle pleine :

- **Hypothèse**

- La dalle est coulée sur place liée par des amorces.
- La machine est centrée au milieu.
- La dalle repose sur 4 appuis. Elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permet d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau

- **Pré dimensionnement :**

La dalle est continue.

Hauteur de la dalle « h_0 »

$$h_0 \geq \frac{L_x}{40} = \frac{115}{40} = 2.88 \text{cm}$$

Nous avons la limite de RPA, qui est 12cm.

On optera pour une hauteur : $h_0 = 15 \text{cm}$.

- **Calcul de la dalle pleine sous charge localisée**

Calcul de U et V

$$\begin{cases} V = V_0 + 2K_{e0} + h_0 \\ U = U_0 + 2K_{e0} + h_0 \end{cases}$$

Avec: $K=1$ pour le béton (le revêtement est en béton).

$e_0=5 \text{cm}$ étant l'épaisseur de revêtement.

$h_0=15 \text{cm}$ épaisseur de la dalle.

$U_0 = V_0 = 80 \text{cm}$ Cotes de rectangle sur lequel la charge P s'applique.

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

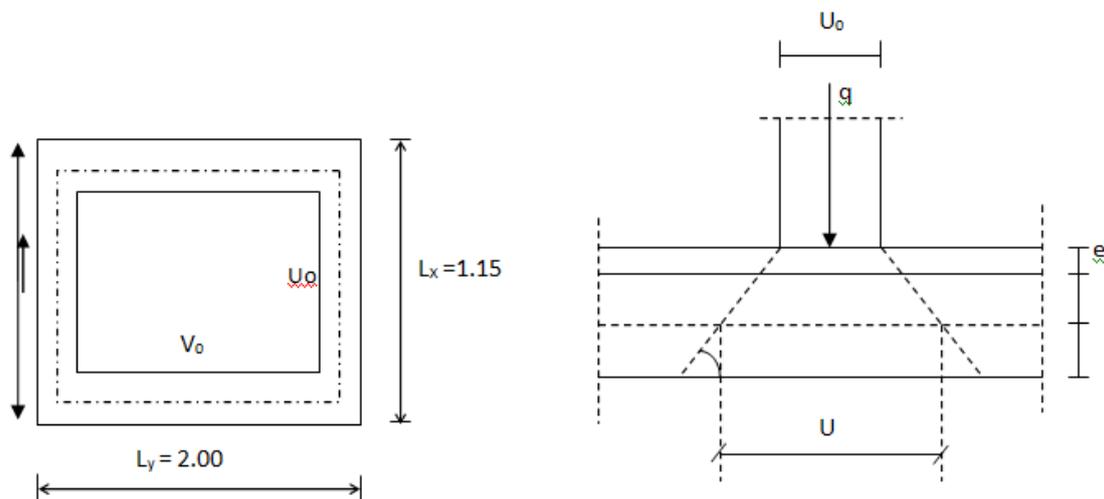


Figure III.3.1: Schéma de la salle machine

Pour le calcul de la dalle, on commence par supposer que le panneau de la dalle simplement appuyée sur le contour, dans une seconde phase, on tient compte de la continuité et des encastresments sur les appuis de rive.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.15}{2.00} = 0.6$$

$$0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} = 0.6 \leq 1 \Rightarrow \text{Le panneau travail dans les 02 sens.}$$

➤ **Évaluation des moments M_{x1} et M_{y1}**

Les moments au milieu de la dalle pour une bande de 1m de largeur dans le sens de la petite portée et de la grande portée sont respectivement :

$$M_{0x} = P(M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{0y} = P(M_2 + \nu M_1)$$

Avec :

ν : Coefficient de poisson : $\nu = 0 \rightarrow$ béton fissure

$\nu = 0,2 \rightarrow$ béton non fissure

M_1 et M_2 : sont des coefficients à déterminer à partir des abaques de Pigeaud suivant le rapport :

$$\frac{U}{L_x} \text{ et } \frac{U}{L_y}$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{105}{115} = 0.9 \quad ; \quad \frac{U}{L_y} = \frac{105}{200} = 0.5$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{U}{L_x} = 0.9 \\ \frac{U}{L_y} = 0.5 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0.078 \\ M_2 = 0.039 \end{array} \right.$$

➤ **Calcul des moments M_{x1} et M_{y1}**

A l'ELU : $\nu = 0$

$$P = 1.35P = 1.35 \times 9 = 12.15 \text{ t} = 121.5 \text{ KN (charge concentrée due au système de levage)}$$

$$\text{Donc: } M_{x1} = P.M_1 = 121.5 \times 0.078 = 9.48 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P.M_2 = 121.5 \times 0.039 = 4.74 \text{ KN.m}$$

III.3.3 Calcul de la dalle sollicité par une charge uniformément répartie :

➤ **Évaluation du moment M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.6 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\rho = 0.60 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0812. \\ \mu_y = 0.305. \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

➤ **Poids propre de la dalle :**

- Le poids propre de la dalle : $G = 25 \times 0,15 + 22 \times 0,05 = 4,85 \text{ KN/m}^2$
- La charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

➤ **Combinaison de charges :**

$$q_u = 1.35xG + 1.5xQ = (1.35 \times 4.85) + (1.5 \times 1) = 8.047 \text{ KN/mL}$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 = 0.0812 \times 8.047 \times (1.15)^2 = 0.86 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.305 \times 0.86 = 0.26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.48 + 0.86 = 10.34 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.74 + 0.26 = 5 \text{ KN.m}$$

Remarque:

Afin de tenir compte des encastremets de la dalle ; les moments calculés seront munis en leur effectuant un coefficient de 0,85 en travée et de 0,3 aux appuis.

• **En travées :**

$$M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 10.34 = 8.79 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 5 = 4.25 \text{ KN.m}$$

• **Aux appuis :**

$$M_x^a = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 10.34 = 3.10 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0.3 \times M_y = 0.3 \times 5 = 1.5 \text{ KN.m}$$

III.3.4 Ferrailage à l'ELU :

Le calcul se fait pour une bande de 1m

Sens x-x

• **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_x^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{3.10 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0.012 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.994$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \sigma_s} = \frac{3.10 \times 10^3}{0,994 \times 13 \times 348} = 0.746 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3.12 cm² Avec : St = 25 cm

- En travées :

$$\mu = \frac{8.79 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0.036 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.982$$

$$A_t = \frac{8.79 \times 10^3}{0,982 \times 13 \times 348} = 2.14 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA8 = 2.51 cm² Avec : St = 20 cm

Sens y-y

- Aux appuis

$$\mu = \frac{M_y^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{1.5 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0.006 < \mu_l = 0,392 \quad \text{SSA}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.997$$

$$A_a = \frac{M_y^a}{\beta \cdot d \sigma_s} = \frac{1.5 \times 10^3}{0,997 \times 13 \times 348} = 0.36 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3.12 cm² Avec : St = 25 cm

- En travées :

$$\mu = \frac{4.25 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0.018 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.991$$

$$A_t = \frac{4.25 \times 10^3}{0,981 \times 13 \times 348} = 0.96 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA8 = 2.51 cm² Avec : St = 20 cm

III.3.5 Vérification à L'ELU :

- Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91) :

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times h_0 \times \frac{(3 - \alpha)}{2}$$

Avec : ρ_0 : Taux d'armatures dans chaque direction ($\rho_0 = 0,0008$ pour les HA)

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0.6$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 15 \times \frac{(3 - 0.6)}{2} = 1.44 \text{ cm}^2$$

Sens x-x

Aux appuis : $A_a=3.12\text{cm}^2 > A_{\min}=1.44\text{cm}^2$ **OK**

En travées : $A_t=2.51\text{ cm}^2 > A_{\min}=1.44\text{ cm}^2$ **OK**

Sens y-y

Aux appuis : $A_a=3.12\text{cm}^2 > A_{\min}=1.44\text{cm}^2$ **OK**

En travées : $A_t=2.51\text{ cm}^2 > A_{\min}=1.44\text{ cm}^2$ **OK**

➤ **Diamètre minimal des barres:**

On doit vérifier que : $\phi_{\max} \leq \frac{h_e}{10}$

$$\phi_{\max} = 8\text{ mm} \leq \frac{150}{10} = 15\text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Écartement des barres :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

-Direction la plus sollicitée : $S_t \leq \min(2h, 25)$

-Direction perpendiculaire : $S_t \leq \min(3h, 33)$

▪ **Sens x-x**

Aux appuis : $S_t=25\text{ cm} \leq 25\text{ cm}$ **OK**

En travées : $S_t=20\text{ cm} \leq 25\text{ cm}$ **OK**

▪ **Sens y-y**

Aux appuis : $S_t=25\text{ cm} \leq 25\text{ cm}$ **OK**

En travées : $S_t=20\text{ cm} \leq 25\text{ cm}$ **OK**

➤ **Vérification de non poinçonnement**

$P \leq 0,045 \mu_c h_0 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ (aucune armature transversale n'est nécessaire si cette formule est vérifiée). Avec μ_c : périmètre de contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$$\mu_c = 2(u + v) = 2(1.05 + 1.05) = 4.2\text{ m.}$$

$$P = 9\text{ t} \leq 0,045 \times 4.2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^2}{1,5} = 47.25\text{ t} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

➤ **Contrainte tangentielle**

Les efforts sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au milieu de } u \text{ on a : } v_u = \frac{P}{2u + v}$$

Au milieu de v on a : $v_u = \frac{P}{3u}$

$$V_u = \frac{121.5}{2 \times 1.05 + 1.05} = 38.57 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b.d} = \frac{38.57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.297 [\text{Mpa}].$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\} = 3.33 [\text{Mpa}].$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ La condition est vérifiée

A L'ELS: $v = 0,2$

➤ **Moments engendrés par le système de levage :**

$$M_x^1 = q_s x (M_1 + v.M_2)$$

$$M_y^1 = q_s x (M_2 + v.M_1) v = 0,2$$

$$M_x^1 = 90 \times (0.078 + 0.2 \times 0.039) = 7.72 \text{ KN.m}$$

$$M_y^1 = 90 \times (0.039 + 0.2 \times 0.078) = 4.91 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments engendrés par le poids propre de la dalle :**

$$q_s = G + Q = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/mL}$$

$$\rho = 0.6 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0861 \\ \mu_y = 0.476 \end{cases}$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 = 0.0861 \times 5.85 \times (1.15)^2 = 0.67 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.476 \times 0.67 = 0.32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.72 + 0.67 = 8.39 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.91 + 0.32 = 5.23 \text{ KN.m}$$

Remarque:

Afin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront munies en leur effectuant le coefficient 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

• **En travées :**

$$M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 8.39 = 7.13 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 5.23 = 4.45 \text{ KN.m}$$

• **Aux appuis :**

$$M_x^a = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 8.39 = 2.52 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0.3 \times M_y = 0.3 \times 5.23 = 1.57 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton :**

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ Avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens x-x• **Aux appuis**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{3.10}{2.52} = 1.23$$

$$\mu_u = 0.012 \rightarrow \alpha = 0.0151$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.23-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.365 > \alpha = 0,0151 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **En travée :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{8.79}{7.13} = 1.23$$

$$\mu_u = 0.036 \rightarrow \alpha = 0.0459$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.23-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.365 > \alpha = 0.0459 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens y-y• **Aux appuis**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{1.5}{1.57} = 0.96$$

$$\mu_u = 0.006 \rightarrow \alpha = 0.0075$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{0.96-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.23 > \alpha = 0,0075 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **En travée :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{4.25}{4.45} = 0.96$$

$$\mu_u = 0.018 \rightarrow \alpha = 0.0227$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{0.96-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.23 > \alpha = 0.0227 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : le calcul de la contrainte dans le béton n'est nécessaire

➤ **État limite de fissuration**

La fissuration est peu préjudiciable. Aucune vérification n'est nécessaire.

III.3.6 Vérification de la flèche

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur ces côtés, on peut se dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$\text{a) } \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tu}}{20M_x}$$

$$\text{b) } \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$$

h : Hauteur de la dalle

M_{tu} : Moment en travée dans le sens x-x

M_x : Moment isostatique de référence dans la direction x-x pour une bande de 1m

A_x : Section d'armature /ml

b : Largeur de la bande ; égale à 1m

d : Hauteur utile de la bande.

$$\text{a) } \frac{h}{L_x} = \frac{15}{115} = 0.13$$

$$\frac{M_{tu}}{20M_x} = \frac{4.25}{20 \times 8.39} = 0.025$$

$$\frac{h}{L_x} = 0.13 > \frac{M_{tu}}{20M_x} = 0.025 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{b) } \frac{2}{f_e} = 0.005$$

$$\frac{A_x}{b.d} = \frac{2.51}{100 \times 13} = 0.0019$$

$$\frac{A_x}{b.d} = 0.0019 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

✓ Les deux conditions sont vérifiées, on se dispensera du calcul de la flèche.

III.4 Calcul des planchers

III.4.1 Introduction

Tous les planchers de notre projet sont constitués:

- De poutrelles préfabriquées qui sont disposées suivant la petite portée, elles assurent une fonction de portance, la distance entre axes de deux poutrelles voisines est de 65 cm.
- De Corps creux qui est utilisés comme coffrage perdu et qui sert aussi à l'isolation thermique et phonique.
- Et quelques dalles pleines

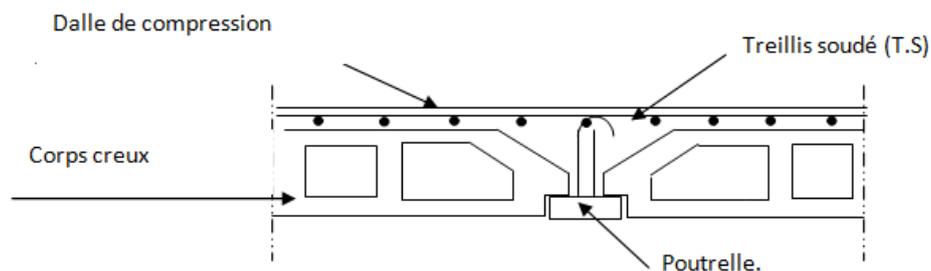


Figure III.4.1 : Schéma d'un plancher en corps creux

III.4.2 Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place. Elle est de 4cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé (TLE 520) qui doit satisfaire les conditions suivantes : (BAEL 91/B.6.8,423).....[2]

- ❖ Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :
 - 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures,
 - 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.
- ✓ Les sections d'armatures doivent satisfaire aux conditions définies ci-après, et ce pour une longueur : $50 < L_x < 80\text{cm}$
- ✓ Où
- ✓ L_x : est l'entre axe des poutrelles égale à 65 cm .

III.4.3.Calcul des armatures

➤ Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times L}{f_e}$$

Avec

- A_{\perp} : cm^2 par mètre linéaire,
- L : Entre axes des poutrelles en (cm),
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé (MPa)

- A.N

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

On adoptera $5\text{T}6/\text{ML} = 1.41\text{cm}^2 / \text{ml}$.

➤ Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

- A.N

$$A_{\parallel} = \frac{1.41}{2} = 0.705$$

On adoptera $5T6/ML = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Conclusion

On optera pour un treillis soudé TLE 520 (6x200x6x200).

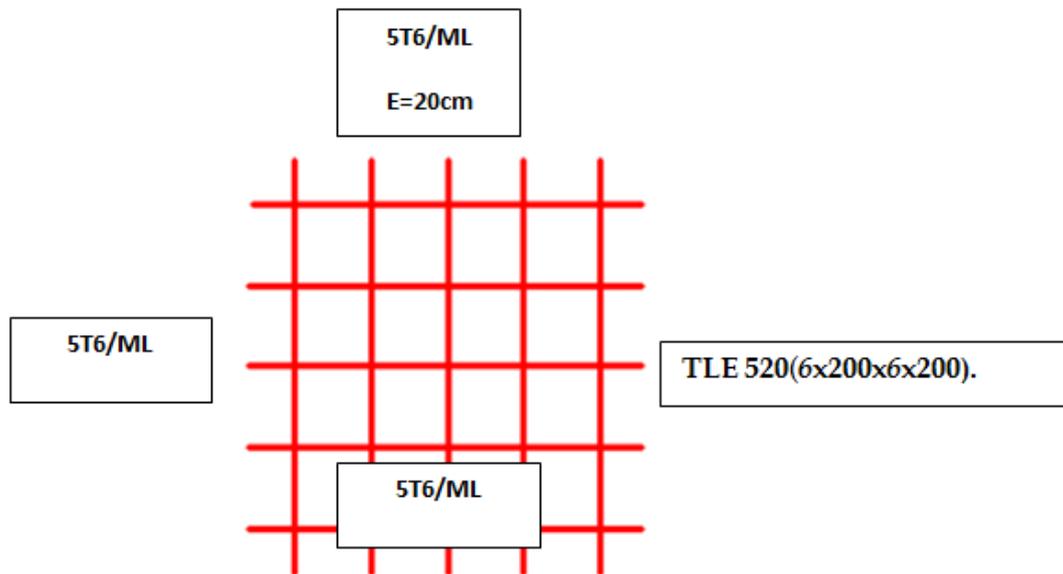


Figure III.4.2: Treillis soudés

III.4.4 Calcul des poutrelles :

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

➤ Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères :

- Critère de la petite portée :

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite porte.

- Critère de la continuité :

Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement aux sens du plus grand nombre d'appuis.

➤ Calcul avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle est considérée comme une poutre de section rectangulaire $(12 \times 4) \text{ cm}^2$ reposant sur deux appuis. Elle est sollicitée par une charge uniformément répartie représentant son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier.

- Poids propre de la poutrelle : $0.12 \times 0.04 \times 25 \dots\dots\dots 0.12 \text{ KN/ml}$,
- Poids du corps creux : $0.65 \times 0.95 \dots\dots\dots 0.62 \text{ KN/ml}$,
- Surcharge due à l'ouvrier : $\dots\dots\dots 1.00 \text{ KN/ml}$.

Charge permanente : $G = 0.74 \text{ KN/ML}$

Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ML}$

➤ **Combinaison d'action à l'ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35(0.74) + 1.5(1.0) = 2.5 \text{ KN/ml}$$

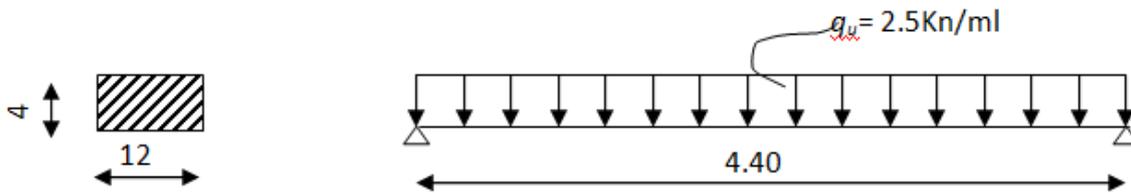


Figure III.4.3 Schéma statique de la poutrelle.

• **Moment en travée :**

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8}$$

$$M_0 = \frac{2.5(4.4)^2}{8} = 6.05 \text{ KN.m}$$

• **Effort tranchant :**

$$T = \frac{q l}{2}$$

$$T = \frac{2.5(4.4)}{2} = 5.5 \text{ KN}$$

➤ **Calcul des armatures :**

Soit l'enrobage $c = 2 \text{ cm}$

Hauteur utile : $d = 2 \text{ cm}$.

$$\mu_u = \frac{M_0}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad , \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_u = \frac{6.05 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} \rightarrow \mu_u = 8.876 \gg \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{SDA.}$$

Sachant que la hauteur des poutrelles est de 4 cm, il nous est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige à prévoir des étais intermédiaire à fin d'aider les poutrelles à supporter les charges et surcharges aux quelles elles sont soumises avant coulage.

➤ **Calcul du nombre et des distances entre étais intermédiaires**

Le moment limite correspondant à une S.S.A est égale à :

$$M_L = \mu_L \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0.392 \times 120 \times 20^2 \times 14.2 = 0,267 \text{ KN.M}$$

Donc, La longueur max entre appui pour avoir une S.S.A est égale à :

$$l_{\max} = \sqrt{\frac{8 \times M_1}{q}} = \sqrt{\frac{8 \times 0.267}{2.5}} = 0.92$$

➤ **Calcul après coulage de la dalle de compression**

Après coulage, la poutrelle travaille comme une poutre en T reposant sur des appuis intermédiaires, partiellement encastrée à ses deux extrémités. Elle supporte son poids propre ainsi que les charges et surcharges revenant au plancher.

III.4.5 Dimensions de la poutrelle : (B.A.E.L /Art A.4.1, 3)..... [2]

La largeur de hourdis à prendre en compte de chaque côté d'une nervure à partir de son parement est limité par la plus restrictive des conditions ci-après :

$$b_1 = \text{Min} \left(\frac{L}{10} ; \frac{L' - b_0}{2} ; \frac{2}{3} X \right)$$

$$\text{A.N: } b_1 = \text{Min} \left(\frac{440}{10} ; \frac{65 - 12}{2} ; \frac{2}{3} \left(\frac{440}{2} \right) \right); \text{ Donc } b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

$$\text{On a : } b = 2b_1 + b_0 = 26,5 \times 2 + 12 = 65 \text{ cm; } b = 65 \text{ cm}$$

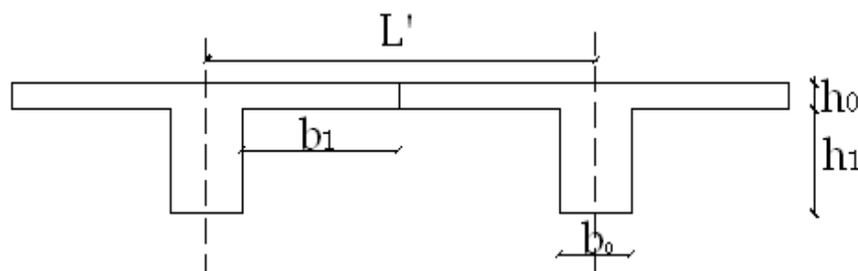


Figure III.4 : Les poutrelles

Avec :

L : Longueur libre entre nus d'appuis (440 cm).

L' : Longueur libre entre axes des poutrelles (65 cm).

b₀ : Largeur de la poutrelle (12cm).

h₀ : Epaisseur de la dalle de compression. (4cm).

h₁ : Epaisseur du corps creux (16cm).

b₁ : largeur de l'hourdis (26.5cm).

X : distance de la section considérée à l'axe de l'appui extrême la plus rapproché.

III.4.6 Poids des planchers :➤ **Plancher terrasse :**Charges permanentes: $G = 5.84 \times 0.65 = 3.796 \text{ KN/ml}$ Charges d'exploitations : $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$ ➤ **Plancher étage courant à usage d'habitation :**Charges permanents $G = 5.50 \times 0.65 = 3.575 \text{ KN/ml}$ Charges d'exploitation $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$ ➤ **Plancher étage courant à usage bureau :**Charges permanentes $G = 5.50 \times 0.65 = 3.575 \text{ KN/ml}$ Charges d'exploitations $Q = 2.5 \times 0.65 = 1.625 \text{ KN/ml}$ ➤ **Plancher étage courant à usage commerciale :**Charges permanentes $G = 5.50 \times 0.65 = 3.575 \text{ KN/ml}$ Charges d'exploitations $Q = 5 \times 0.65 = 3.25 \text{ KN/ml}$ **III.4.7 Combinaison de charges :**➤ **Plancher terrasse :**ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.796 + 1.5 \times 0.65 = 6.10 \text{ KN/ml}$ ELS : $q_{ser} = G + Q = 3.796 + 0.65 = 4.45 \text{ KN/ml}$ ➤ **Plancher étage courant à usage d'habitation :**ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.575 + 1.5 \times 0.975 = 6.29 \text{ KN/ml}$ ELS : $q_{ser} = G + Q = 3.575 + 0.975 = 4.55 \text{ KN/ml}$ ➤ **Plancher étage courant à usage bureau :**ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.575 + 1.5 \times 1.625 = 7.26 \text{ KN/ml}$ ELS : $q_{ser} = G + Q = 3.575 + 1.625 = 5.2 \text{ KN/ml}$ ➤ **Plancher étage courant à usage commerciale :**ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.575 + 1.5 \times 3.25 = 9.70 \text{ KN/ml}$ ELS : $q_{ser} = G + Q = 3.575 + 3.25 = 6.83 \text{ KN/ml}$ **III.4.8 Méthode de calcul:**

Les moments en travées et aux appuis peuvent être déterminés par l'une des trois méthodes suivantes :

Méthode forfaitaire.

Méthode des trois moments.

Méthode de Caquot.

➤ Méthode forfaitaire

Le principe de la méthode consiste à évaluer les moments en travée et en appuis à partir de la fraction fixée forfaitairement de la valeur maximale des moments fléchissant en travée, celle-ci étant supposée isostatique de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

➤ Les conditions d'application :

La valeur de la surcharge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou $5 \text{ KN}/\text{M}^2$.

$$Q = 1 \text{ (terrasse)} \leq \max\{2G; 5 \text{ KN}/\text{ml}\} = 11.68 \text{ KN} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

$$Q = 1.5 \text{ (habitation)} \leq \max\{2G; 5 \text{ KN}/\text{ml}\} = 11 \text{ KN} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

$$Q = 2.5 \text{ (bureau)} \leq \max\{2G; 5 \text{ KN}/\text{ml}\} = 11 \text{ KN} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

$$Q = 5 \text{ (commerciale)} \leq \max\{2G; 5 \text{ KN}/\text{ml}\} = 11 \text{ KN} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

2 La fissuration est considérée comme étant non préjudiciable.

3 Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{3.60}{4.40} = 0.818 ; \frac{L_2}{L_3} = \frac{4.40}{3.60} = 1.222 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Conclusion :

Toutes les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont satisfaites.

➤ Exposé de la méthode :

Les valeurs M_t , M_w et M_e doivent vérifier les coefficients suivants tel que :

- M_0 : moment maximale du moment fléchissant dans la travée comparaison.
- $M_0 = q l^2 / 8$; dont « l » longueur entre nus d'appuis.
- M_w et M_e : moments aux valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.
- M_t : moment Max aux travées pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

$$1) \quad M_t \geq \max \left[1.05 M_0 ; (1 + 0.3\alpha) M_0 \right] - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$2) \quad M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans une travée de rive.}$$

3) La valeur de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

$0.6 M_0$ ----- ➤ pour une poutre de deux travées.

$0.5 M_0$ ----- ➤ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

$0.4 M_0$ ----- ➤ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Dans notre cas on a une poutre reposant sur quatre (04) appuis, on aura le diagramme suivant

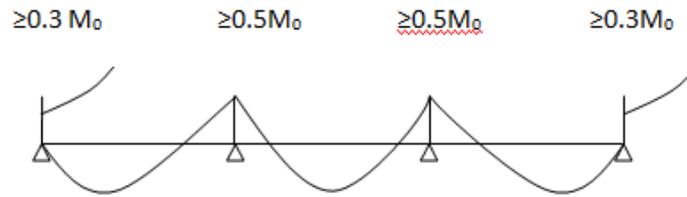


Figure III.4.5 Application : Plancher à usage service

➤ **III.4.9 Combinaison de charge (Plancher étage courant à usage commerciale) :**

$$\begin{cases} G = 3.575 \text{ KN/ml} \\ Q = 3.25 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

E.L.U: $q_u = 9.70 \text{ KN / ml}$

E.L.S : $q_s = 6.83 \text{ KN / ml}$

➤ **Schéma statique de calcul :**

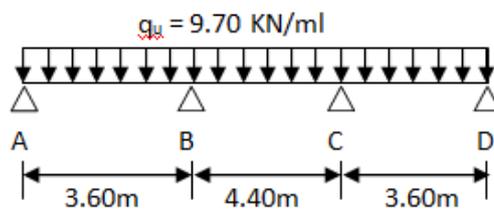


Figure III.4.6 Schéma statique de la poutre continue reposant sur quatre appuis

III.4.10 Calcul des rapports des charges :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \quad \text{avec} \quad 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

$$\alpha = \frac{5}{5.84+5} = 0.461 < \frac{2}{3}$$

		Travée intermédiaire	Travée de rive
α	$(1 + 0.3\alpha)$	$(1 + 0.3\alpha) / 2$	$(1.2 + 0.3\alpha) / 2$
0.461	1.138	0.569	0.669

III.4.11 Calcul des moments isostatique :

➤ *En travée :*

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l_2^2}{8}$$

Travée	A – B	B – C	C – D
L(m)	3.60	4.40	3.60
M ₀	15.714	23.474	15.714

➤ En appuis :

$$M_{appui} = \beta M_0^{max}$$

Appuis	A	B	C	D
Coefficient forfaitaire β	0.3	0.5	0.5	0.3
M _{appui}	4.714	11.737	11.737	4.714

III.4.12 Calcul des moments en travées :

➤ Travée de rive A – B

$$\bullet \quad M_{tAB} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} \quad \text{et} \quad (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{tAB} \geq 1.138 \times 15.714 - \frac{4.714 + 11.737}{2}$$

$$M_{tAB} \geq 9.66 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\bullet \quad M_{tAB} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{01} = 0.569 \times 15.714 = 8.94 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{tAB} = 9.66 \text{ KN.m}$

➤ Travée intermédiaire B - C

$$M_{tBC} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} \quad \text{et} \quad (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{tBC} \geq 1.138 \times 23.474 - \frac{11.737 + 11.737}{2}$$

$$M_{tBC} \geq 14.98 \text{ KN.}$$

$$M_{tBC} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{02} = 0.569 \times 23.474 = 13.36 \text{ KN. m}$$

On prend : $M_{tBC} = 14.98 \text{ KN. m}$

➤ **Travée de rive C- D**

$$\diamond M_{iCD} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{03} - \frac{M_C + M_D}{2} \quad \text{et } (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{iCD} \geq 1.138 \times 15.714 - \frac{11.737 + 4.714}{2}$$

$$M_{tCD} \geq 9.66 \text{ KN. m}$$

$$\diamond M_{iCD} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{03} = 0.669 \times 15.714 = 10.51 \text{ KN. m}$$

On prend : $M_{tCD} = 10.51 \text{ KN. M}$

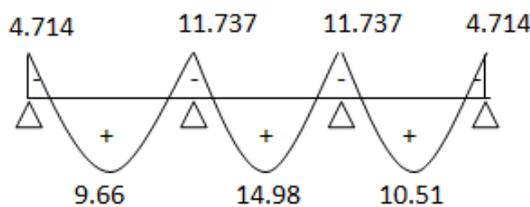


Figure III.4.7. Diagramme des moments fléchissant

III.4.13 Calcul de l'effort tranchant :

$$V_w^i = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_e^{i+1} - M_w^i}{l}$$

$$V_e^{i+1} = -\frac{q_u l}{2} + \frac{M_w^i - M_e^{i+1}}{l}$$

➤ **La travée A - B**

$$V_A = \frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$V_A = \frac{9.70 \times 3.60}{2} + \frac{(-11.737) - (-4.714)}{3.60} = 15.51 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$V_B = -\frac{9.70 \times 3.60}{2} + \frac{(-11.737) - (-4.714)}{3.60} = -19.41 \text{ KN}$$

➤ **La travée B- C**

$$V_B = \frac{q_u l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}}$$

$$V_B = \frac{9.70 \times 4.40}{2} + \frac{(-11.737) - (-11.737)}{4.40} = 21.34 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{9.70 \times 4.40}{2} + \frac{(-11.737) - (-11.737)}{4.40} = -21.34 \text{ KN}$$

➤ **La travée C – D**

$$V_C = \frac{q_u l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$V_C = \frac{9.70 \times 3.60}{2} + \frac{(-4.714) - (-11.737)}{3.60} = 19.41 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{q_u l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$V_D = -\frac{9.70 \times 3.60}{2} + \frac{(-4.714) - (-11.737)}{3.60} = -15.51 \text{ KN}$$

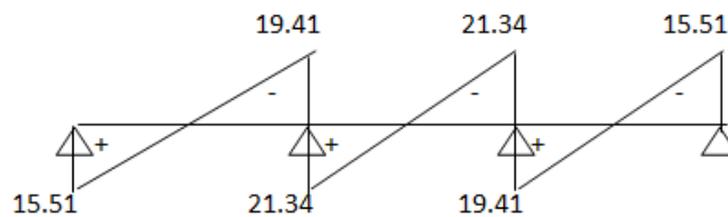


Figure III.4.8 diagramme des efforts tranchants

III.4.14 Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

Le ferrailage va se faire avec les moments max à l'ELU.

- $M_{t \max} = 14.98 \text{ KN.m}$
- $M_{a \max} = 11.737 \text{ KN.m}$

La poutrelle sera calculée comme une section en T dont les caractéristiques géométriques suivantes :

$b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$

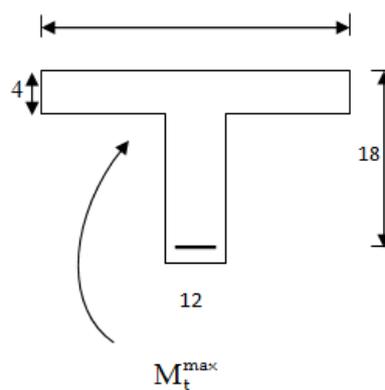


Figure. III.4.9 section en T

➤ **En travée**

Le moment max en travée est : $M_{t \max} = 14.98 \text{ KN.m}$

➤ **Position de l'axe neutre :**

Si : $M_t^{\max} > M_{\text{tab}} \Rightarrow$ l'A. N est dans la nervure.

Si : $M_t^{\max} < M_{\text{tab}} \Rightarrow$ l'A.N est dans la table de compression.

M_{tab} : le moment équilibré par la table de compression.

Le moment qui peut être repris par la table de compression :

$$M_t = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} \quad \text{Avec : } f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$M_t = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$M_t^{\max} = 14,98 \text{ KN.m} < M_t \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression ;

$$M_t = 59,072 \text{ KN.m}$$

- Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, le calcul se fera en considérant une section rectangulaire de $(65 \times 20) \text{ cm}^2$.

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{14,98 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14,2 \times 100}$$

$$\mu = 0,050 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,050 \Rightarrow \beta = 0,974$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{14,98 \times 10^5}{0,974 \times 18 \times 348 \times 100} \Rightarrow A_{st} = 2,46 \text{ cm}^2$$



Figure III.4.10: Disposition des armatures

Soit : 3 HA12 = 3,39 cm².

➤ **Aux appuis :**

$$M_a^{\max} = 11,737 \text{ KN.m}$$

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur $b_0 = 12 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 20 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{11,737}{0,12 \times (0,18)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,212.$$

$$\mu = 0,212 < \mu_0 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0,212 \Rightarrow \beta = 0,879$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{11,737 \times 10^4}{0,879 \times 0,18 \times 348 \times 10^3} = 2,13 \text{ cm}^2.$$

$A_a = 2,13 \text{ cm}^2$. On adopte 2HA12 = 2,26 cm²

III.4.15 Vérification à l'ELU

➤ *Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)..... [2]*

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

- **En travée**

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{ad}} = 3,39 \text{ cm}^2 > 1,41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \checkmark$$

- **Aux appuis**

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{ad}} = 2,26 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \checkmark$$

➤ *Contrainte tangentielle: (Art.A.5.1,1/ BAEL91)..... [2]*

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

On doit vérifier que :

➤ **Calcul de $\bar{\tau}_u$:**

Pour les fissurations non préjudiciables

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_B} ; 5 \text{ MPa} \right) \right\} ; \text{ Donc : } \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa.}$$

➤ **Calcul de τ_u :**

$$V_{\text{max}} = 21,34 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{21,34 \times 10^3}{120 \times 180} ; \text{ Donc : } \tau_u = 0,99 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \sqrt{\quad}$$

➤ **Entraînement des barres (Art. A.6.1,3 / BAEL91).....[2]**

Pour qu'il n'y est pas entraînement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

➤ **Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:**

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} ; \text{ Avec : } \Psi_s = 1,5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa}$$

➤ **Calcul de τ_{se} :**

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.

$$\sum U_i = 3,14 \times 12 = 37.68 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{15.51 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 37.68} ; \text{ Donc : } \tau_{se} = \underline{\underline{2,54 \text{ Mpa}}}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \sqrt{\quad}$$

➤ **Longueur du scellement droit (Art A.6.1, 22 / BAEL91).....[2]**

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

➤ **Calcul de τ_{su} :**

$$\tau_{su} = 0,6 \psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa.}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42.33 \text{ cm;}$$

On prend $L_s = 45 \text{ cm}$. Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à 0,4. Les pour les aciers H.A ; Donc : $L_c = 18 \text{ cm}$

III.4.16 influence de l'effort tranchant sur les armatures

➤ **Appuis de rive : (Art 5.1.1,312 / BAEL91).....[2]**

On doit prolonger au delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{15.51 \cdot 10^3}{348.100} = 0,45 \text{ cm}^2; A_{st \text{ adopté}} = 2,35 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}} \longrightarrow$ Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes... ..√

➤ **Appuis intermédiaire: (Art A.5.1,321 / BAEL91)..... [2]**

Le BAEL précise que lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime M_u est inférieure à $0,9V_{u,d}$, on doit prolonger les armatures en travée au-delà des appuis et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :

$$V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9d}$$

$$M_{\max} = 4.714 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$0,9d \cdot V_u^{\max} = 0,9 \times 180 \times 15.51 \times 10^3 = 2.51 \times 10^6 \text{ N.mm.}$$

$M_{\max} > 0,9d \cdot V_u^{\max} \longrightarrow$ Les armatures inférieures ne sont pas nécessaires

III.4.17 Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A.5.1, 313 /BAEL91)..... [2]

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} = \frac{2 \times 15.51 \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 180} = 1.60 \text{ Mpa.}$$

$$\frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13.33 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \sqrt$$

III.4.18 Contrainte moyenne de compression sur appui intermédiaire (Art A.5.1, 322)... [2]

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{R_u}{b_0 \times 0.9d} \leq \frac{1.3f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$R_u = |V_{ub}| + |V_{ud}| = 21.34 + 19.41 = 40.75 \text{ KN.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{R_u}{b_0 \cdot a} = \frac{40.75 \cdot 10^3}{120 \cdot 0.9 \cdot 180} = 2.09 \text{ Mpa.}$$

$$\frac{1.3f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{1.3 \times 25}{1.5} = 21.67 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{R_u}{b_0 \cdot a} \leq \frac{1.3f_{c28}}{\gamma_b} \implies \text{Condition vérifiée}$$

III.4.19 Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de la jonction table nervure: (Art. A.5.3, 2 /BAEL91). [2]

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u \cdot (b - b_0)}{1.8 \cdot b \cdot d \cdot h_0} < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u \cdot (b - b_0)}{1.8 \cdot b \cdot d \cdot h_0} = \frac{15.51 \times 10^3 (650 - 120)}{1.8 \times 650 \times 180 \times 40} \quad ; \text{ Donc : } \tau_u = 0.98 \text{ pa}$$

$$\tau_u = 1.02 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifiée}$$

III.4.20 Calcul des armatures transversales

➤ *Diamètre des armatures transversales A.7.2 / BAEL91)... [2]*

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \varphi_1, \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \left(\frac{200}{35}, 12, \frac{120}{10} \right) \right\} \implies \varphi_t = 5.71 \text{ mm}; \text{ soit : } \varphi_t = 6 \text{ mm.}$$

On opte pour 2 étriers en $\phi 6$; Donc : $A_t = 0,56 \text{ cm}^2$

➤ **Pourcentage minimum des armatures transversales (Art 5.1,22/BAEL91)...[2]**

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > \frac{0.4 b s_t}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.4 \times 12 \times 15}{235} = 0.31 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{t adopté}} = 0,56 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} \quad \text{Condition vérifié}$$

➤ **Espacement max des armatures transversales (Art A.5.1,22 / BAEL91).....[2]**

$$S_t \leq \min(0,9 \times d ; 40\text{cm})$$

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

➤ **Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :(Art .A.5.1,232 / BAEL91):**

$$S_t = \frac{0,56 \times 0,9 \times 235}{(0,99 - 0,3 \times 2,1) \times 12 \times 1.15} = 23.84 \text{ cm} .$$

$$\text{Soit } S_t \leq \min \{S_{t_1}; S_{t_2}\} = \min (16,2\text{cm} ; 24.52) = 16.2\text{cm}.$$

$$\text{On opte pour } S_{t_{\text{max}}} = 15\text{cm}$$

Conclusion

- Nous adopterons 2 étrier en $\phi 6$ tous le 15 cm.

III.4.21 Vérification à l'ELS

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leurs sont relatives sont :

- État limite d'ouverture des fissures.
- État limite de résistance de béton en compression.
- État limite de déformation.

➤ **Schéma statique de calcul :**

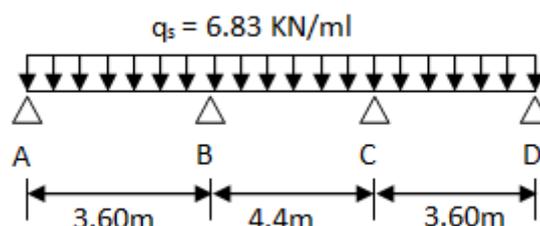


Figure III.4.11 Schéma statique de la poutre continue reposant sur six appuis

$$S_t \leq \frac{A_{ad} \cdot 0,9 \cdot f_e}{(\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28}) b_0 \cdot \gamma_s}$$

III.4.22 Calcul des rapports des charges :

➤ Moment de flexion à l'E.L.S : (BAEL 91 ; modifié 99)

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'E.L.U par le coefficient $q_s / q_u = 0.704$

$$\left. \begin{aligned} q_u &= 1.35 G + 1.5 Q = 9.70 \text{ N / ml} \\ q_s &= G + Q = 6.83 \text{ KN / ml} \end{aligned} \right\} q_s / q_u = 0.704$$

➤ En travée :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8}$$

Travée	A – B	B – C	C – D
L(m)	3.60	4.40	3.60
M ₀	11.06	16.53	11.06

➤ En appuis :

$$M_{appui} = \beta M_0^{max}$$

Appuis	A	B	C	D
Coefficient forfaitaire β	0.3	0.5	0.5	0.3
M _{appui}	3.318	8.265	8.265	3.318

➤ Diagramme des moments à l'ELS :

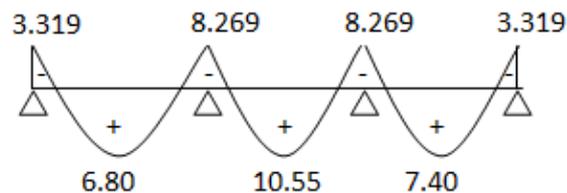


Figure III.3.13. Diagramme des moments fléchissant a l'ELS

➤ Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2 /BAEL91).....[2]

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

➤ **Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2 /BAEL91).....[2]**

➤ **En travée**

• **Contrainte dans l'acier :**

On doit donc vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{3.39}{12 \times 18} \times 100 = 1.569$$

$$\rho_1 = 1.569 \Rightarrow k_1 = 15.67 \text{ et } \beta_1 = 0,837$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{10.55 \times 10^3}{0,837 \times 18 \times 3.39} ; \quad \text{Donc : } \sigma_{st} = 206.56$$

$$\sigma_s = 206.56 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \quad \dots\dots\dots \sqrt$$

• **Contrainte dans le béton :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{ Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{206.56}{15.67} \text{ Donc } \sigma_{bc} = 13.18$$

$$\sigma_{bc} = 13.18 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \quad \dots\dots\dots \sqrt$$

➤ **Aux appuis**

• **Contrainte dans l'acier :**

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{2.26}{12 \times 18} \times 100 = 1.046$$

$$\rho_1 = 1.046 \Rightarrow k_1 = 20.21 \text{ et } \beta_1 = 0,858$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{8.269 \times 10^3}{0,858 \times 18 \times 2.26} ; \quad \text{Donc : } \sigma_{st} = 236.9$$

$$\sigma_s = 236.9 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \quad \text{Condition vérifié } \frac{236.9}{20.21} ;$$

• **Contrainte dans le béton :**

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{ Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{236.9}{20.21} \text{ Donc } \sigma_{bc} = 11.72$$

$$\sigma_{bc} = 11.72 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

III.4.23 État limite de déformation (Art B.6.8, 424 /BAEL 91).....[2]

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.

Lorsque il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{3.6}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 \cdot M_0}$$

- $\frac{h}{L} = \frac{20}{440} = 0.045\text{cm}$

- $\frac{1}{22.5} = \mathbf{0,044}$.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \quad \dots\dots\dots \text{Condition 1 vérifiée.}$$

- $\frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.015\text{cm}$

- $\frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = \mathbf{0.009}$.

$$\frac{A_s}{b_0 \cdot d} > \frac{3.6}{f_e} \quad \dots\dots\dots \text{Condition 2 non vérifiée.}$$

- $\frac{h}{L} = \frac{20}{440} = 0.045\text{cm}$

- $\frac{M_t}{15 \cdot M_0} = \frac{10.55}{15 \times 16.53} = \mathbf{0.043}$

$$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{15 \cdot M_0} \quad \dots\dots\dots \text{Condition 3 vérifiée}$$

➤ **Conclusion**

La condition 2 n'est pas vérifiée, donc on doit calculer la flèche.

III.4.24 Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^S \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \quad \Rightarrow \quad \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4400}{500} = 8.8 \text{ mm}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

E_V : Module de déformation différé

$$E_V = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ MPa}$$

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

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section.

Aire de la section homogénéisée :

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

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \cdot 4 + 15 \times 3.39$$

$$B_0 = 502.85 \text{ cm}^2$$

Calcul de V_1 et V_2 :

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S/_{xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_s \cdot d$$

$$S/_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 18 = 3739.3 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{3739.3}{502.85} = 7.43 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.43 = 12.57 \text{ cm}$$

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

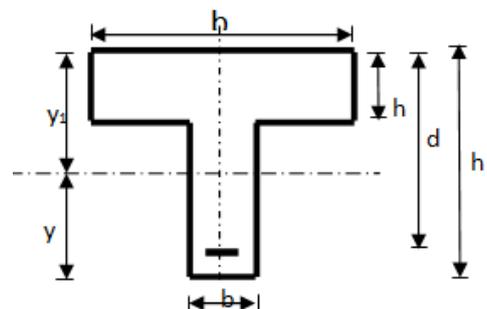
$$I_0 = \frac{12}{3} (7.43^3 + 12.57^3) + (65 - 12) \cdot 4 \left[\frac{4^2}{12} + (7.43 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 3.39 (12.57 - 2)^2$$

$$I_0 = 21799.85 \text{ cm}^2$$

• **Calcul des coefficient :**

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.016$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho (2 + \frac{3 b_0}{b})} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.016 \times (2 + \frac{3 \times 12}{65})} = 1.03$$



$$\mu = \max\left(1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}; 0\right) = \max\left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.016 \times 236.9 + 2.1}; 0\right) = 0.787$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 21799.85}{1 + 1.03 \times 0.787} = 13244.06 \text{ Cm}^4$$

D'ou la flèche

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$f = \frac{10.55 \times 10^6 \times 440^2}{10 \times 10819 \times 13244.06 \times 10^4} = 0.14 \text{ cm} = 1.4 \text{ mm} < \bar{f} = 8.8 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Conclusion

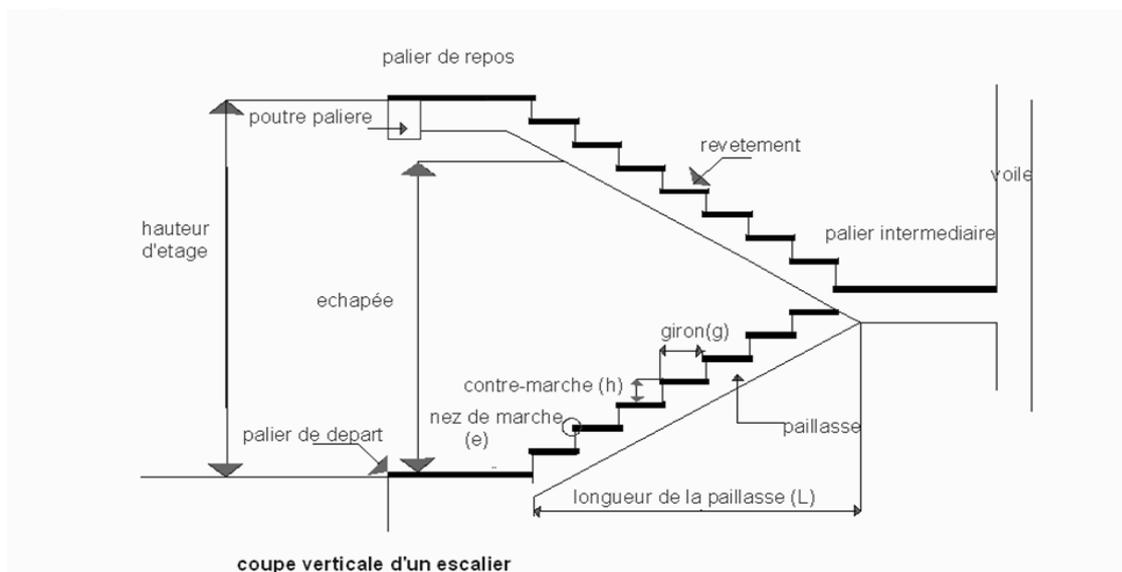
Toutes les conditions sont vérifiées donc les poutrelles du plancher commercial seront ferrillées comme suit :

III.5 Les escaliers :

Introduction :

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches échelonné, qui permettent le passage d'un niveau à un autre.

III.5.1 Terminologie et Définitions :



- g : giron (largeur des marches)
- h : Hauteur des marches
- E : Emmarchement
- H : hauteur de la volée
- e_p : épaisseur de la paillasse et du palier
- L₁ : longueur du palier de départ
- L₂ : longueur projeté de la volée.
- L₃ : longueur du palier d'arrivée.

L'escalier de notre immeuble est conçu en béton armé coulé sur place,
L'escalier du rez de chaussé est à trois volées et deux paliers intermédiaire, quant aux escaliers des autres niveaux, ils sont à deux volées et un palier intermédiaires.

III.5.2 Calcul de l'escalier du RDC :

III.5.2.1 Pré dimensionnement :

On prend compte des dimensions déjà calculées sur le plan pour le confort, on vérifie la condition de BONDEL, qui permet de pré dimensionnement convenablement notre escalier

$$60\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm}$$

On prend acte de ce qui suit : $28\text{ cm} \leq g \leq 36\text{cm}$

Le nombre de contre marche (n) est égale : $n = \frac{H}{h}$.

- Le nombre de marche est pris comme suit : $m = n - 1$
- La ligne de foule représente la trajectoire que suivait une personne qui monte l'escalier, elle est toujours tracée à 50cm de collet.
- La condition est vérifiée en optant pour une hauteur des marches $h = 17\text{cm}$ et un giron $g = 30\text{ cm}$.
 - **Calcul du nombre de contre marches et de marches :**

Soit n le nombre de contre marches, et m le nombre de marches.

$$H = 408\text{cm} ; h = 17\text{cm} ; \text{ donc } : n = \frac{H}{h} = \frac{408}{17} \rightarrow n = 24 \text{ contre marches.}$$

Les 24 marches seront réparties de la manière suivante :

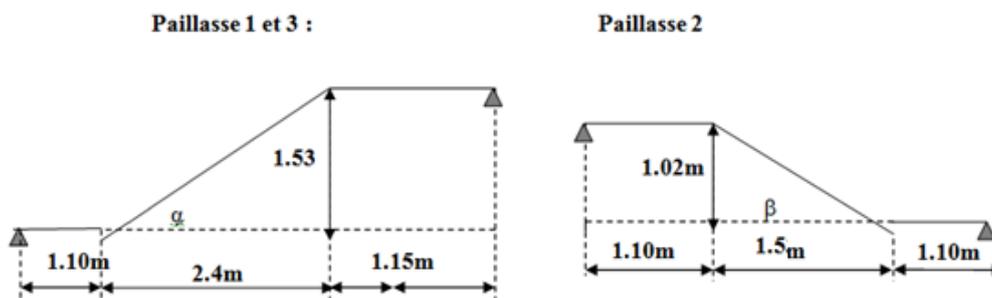
- **Volée 2 :** $n = 6$ contre marches ; **Donc :** $m = n - 1 = 5$ marches.
- **Volée 1 et 3 :** $n = 9$ contre marches ; **Donc :** $m = n - 1 = 8$ marches.

➤ Vérification de la relation de Blondel :

$$60\text{cm} \leq (g + 2h) = 30 + (2 \times 17) \leq 66 \Rightarrow 60\text{cm} \leq 64 \leq 66\text{cm} . \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :

Nous allons étudier deux paillasses comme représenté dans les schémas suivants :



➤ **Détermination de l'épaisseur de la paillasse 1, 3:**

La volée de l'escalier est assimilée à une dalle simplement appuyée des deux cotés. Prenant compte des recommandations du **BAEL91**, la paillasse prendra une épaisseur comprise dans l'intervalle suivant :

$$L/30 \leq e_p \leq L/20$$

➤ **Avec :** L : longueur totale entre nus d'appuis.

$$L = L_1 + \frac{L_2}{\cos \alpha} + L_3.$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1.53}{2.4} = 0.637 \rightarrow \text{Donc } \alpha = 32.51^\circ.$$

$$\text{Donc : } L = 1.10 + \frac{2.4}{\cos 32.51} + 1.15 = 5.10 \text{ m.}$$

$$510/30 \leq e_p \leq 510/20 \rightarrow 17 \leq e_p \leq 25.5$$

❖ **Conclusion :**

On opte pour une paillasse d'épaisseur $e_p = 20 \text{ cm}$.

❖ **Détermination des charges et des surcharges :**

➤ **les charges permanentes :**

• **paillasse :**

$$\text{Poids de la paillasse : } G_p = 25 \times \frac{e_p}{\cos \alpha} = 25 \times \frac{0.20}{\cos 32.49^\circ} = 5.28 \text{ KN/m}$$

$$\text{Poids des marches : } G_m = 25 \times \frac{0.17}{2} = 2.125 \text{ KN/m}^2 ;$$

Revêtement carrelage ; 0.44 KN/m^2 ;

Mortier de pose : 0.40 KN/m^2 .

$$G_{\text{total}} = 8.245 \text{ KN/m}^2$$

• **Palier :**

Tableau : charges permanentes de palier

Désignation	Épaisseur (cm)	P (KN/m ³)	G(KN/m ²)
Carrelage	2	22	0.44
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Dalle en béton	20	25	5.00
$G_{\text{total}} = 6.20 \text{ KN/m}^2$			

➤ **Surcharges d'exploitations :**

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par la DTR B.C.2.2 est :

$$Q = 2.5 \times 1 \text{ m} = 2.5 \text{ KN/ml}$$

III.5.2.2 Calcul à l'ELU :

➤ **Combinaison de charges :**

Palier : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 6.20 + 1.5 \times 2.5 = 12.12 \text{ KN/ml}$.

Palier : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 6.20 + 1.5 \times 2.5 = 12.12 \text{ KN/ml}$.

Paillassage : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 8.245 + 1.5 \times 2.5 = 14.88 \text{ KN/ml}$

➤ **Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELU :**

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastree aux appuis.

❖ **Calcul de 1^{ère} partie :**

A l'ELU le calcul se fera en considérant la dalle comme une poutre de portée horizontale uniformément repartie

➤ **schéma statique :**

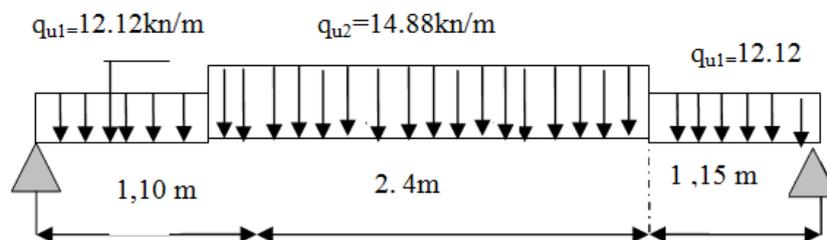


Figure III.5.1: Schéma de chargement à l'ELU.

➤ **Calcul des réactions d'appuis :**

$$\sum F_x = 0$$

$$\sum F_y = 0$$

$$R_A + R_B = 12.12 \times 1.10 + 14.88 \times 2.4 + 1.15 \times 12.12 = 62.98 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

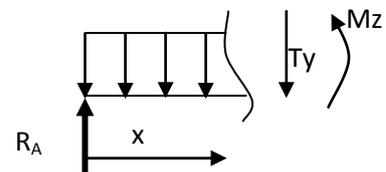
$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times L = q_{u1} \times 1.10 \times \frac{1.10}{2} + q_{u2} \times 2.4 \times \frac{2.4}{2} + 1.10 + q_{u3} \times 1.15 \times \left(2.4 + 1.10 + \frac{1.15}{2} \right)$$

$$R_B \times 4.65 = 12.12 \times 0.605 + 14.88 \times 3.168 + 12.12 \times 4.68$$

$$R_B = 31,46 \text{ KN}$$

$$R_A = 62.98 - 31,46 = 31,52 \text{ KN.}$$

$$R_A = 31,52 \text{ KN.}$$



➤ **Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants**

Pour $0 \leq x \leq 1.10\text{m}$

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

$$X = 0 \rightarrow T_y = R_A = 31.52 \text{ KN}$$

$$X = 1.10\text{m} \rightarrow T_y = -12.12 \times 1.10 + 31.52 = 18.19 \text{ KN}$$

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

$$M_Z = 31.52 x - 12.12 x^2/2$$

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

$$X = 1.10\text{m} \rightarrow M_Z = 27.34 \text{ KN m}$$

Le moment $M_Z(x)$ est maximal pour la valeur de $x=2.60\text{m}$ d'où $M_Z^{\max} = 40.99 \text{ KNm}$

$$M_0 = M_Z^{\max} = 40.99 \text{ KNm}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0.3 \times M_Z^{\max} = -12.30 \text{ KNm}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 \times M_Z^{\max} = 34.84 \text{ KNm}$$

Pour $1.10 \leq x \leq 3.50\text{m}$

$$T_y = R_A - q_{pl} \times 1.10 - q_{ps} (x - 1.10)$$

$$X = 1.10 \rightarrow T_y = 18.18 \text{ KN}$$

$$X = 3.50 \rightarrow T_y = -17.52 \text{ KN}$$

$$M_Z = R_A x - (q_{pl} \times 1.10)(x - 0.55) - q_{ps} \frac{(x - 1.10)^2}{2}$$

$$X = 1.10 \rightarrow M_Z = 27.34 \text{ KN m}$$

$$X = 3.50 \rightarrow M_Z = 28.14 \text{ KN m}$$

Pour $3.5 \leq x \leq 4.65\text{m}$

$$T_y = R_A - q_{pl1} \times 1.10 - q_{ps} 2.4 - q_{pl3} (x - 3.5)$$

$$X = 3.5 \rightarrow T_y = -17.52 \text{ KN}$$

$$X = 4.65 \rightarrow T_y = -31.46 \text{ KN}$$

$$M_Z = R_A x - (q_{pl} \times 1.10)(x - 0.55) - q_{ps} \times 2.40(x - 2.4/2 - 1.10) - q_{pl} \frac{(x - 3.50)^2}{2}$$

$$X = 3.50 \rightarrow M_Z = 28.14 \text{ KNm}$$

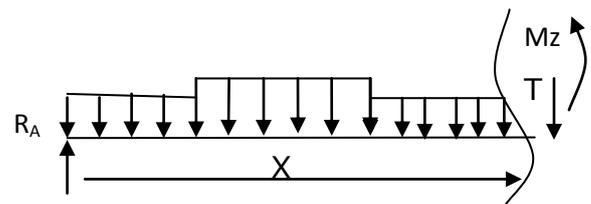
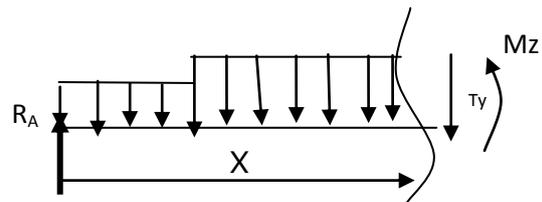
$$X = 4.65 \rightarrow M_Z = 0 \text{ KN m}$$

Le moment $M_Z(x)$ est maximal pour la valeur de $x=2.05\text{m}$ d'où $M_Z^{\max} = 22.95 \text{ KNm}$

$$M_0 = M_Z^{\max} = 22.95 \text{ KNm}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0.3 \times M_Z^{\max} = -6.89 \text{ KNm}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 \times M_Z^{\max} = 19.51 \text{ KNm}$$



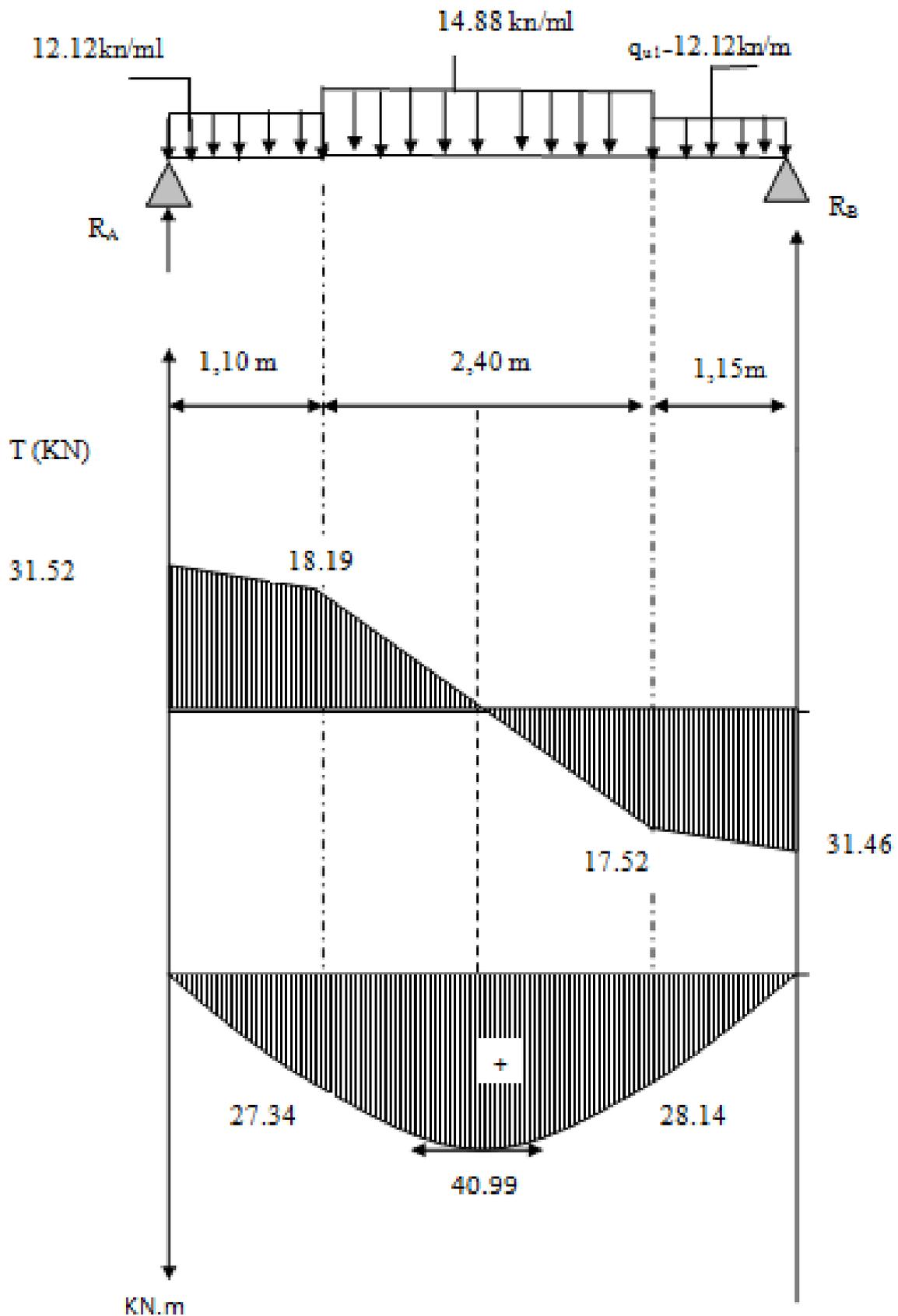


Figure III.5.2 : Diagrammes des efforts internes de la 1ère volée à l'ELU

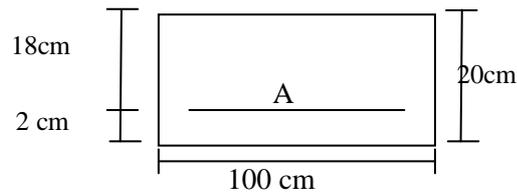
III.5.2.3 Calcul du ferrillage :

Le calcul se fera en flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le schéma précédant.

$$B = 100 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm}$$

➤ **Aux appuis :**

$$M_u = -12.30 \text{ KN.m1}$$



$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12.30 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.027$$

$$\mu_b = 0.027 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \longrightarrow \text{Tableau } \beta = 0.987$$

$$A_{a1} = \frac{M_u}{bd \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{12.30 \times 10^3}{0.987 \times 18 \times 348} = 1.99 \text{ cm}^2$$

$A_{ca1} = 1.99 \text{ cm}^2$ on opte pour **4HA10 = 3.14 cm²** avec un espacement **S_t = 25 cm**.

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_{r1} = \frac{A_{a1}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm²** avec un espacement de **S_t = 25 cm**.

➤ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{34.84 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.076 < \mu_e = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0.076 \longrightarrow \text{tableau } \beta = 0.960$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \frac{f}{\gamma_s}} = \frac{34.84 \times 10^3}{0.960 \times 18 \times 348} = 5.79 \text{ cm}^2$$

Soit : **A_t = 4HA 14 = 6.15 cm²** avec un espacement **S_t = 25 cm**.

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6.15}{4} = 1.54 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3.14 cm²**. Avec un espacement de **S_t = 25 cm**

III.5.2.4 Vérification :

➤ **Condition de non fragilité : (Art A. 4, 2,1/BAEL91)**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

Nous avons :

$$A_{a1} = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_t = 6.15 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Espacement des barres :**

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

➤ **Armatures principales :**

$$S_{\text{tmx}} \leq \min \{3h, 33\text{cm}\}$$

Sur appuis : $S_a = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

En travée : $S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

➤ **Armatures de répartition :**

$$S_{t \text{ max}} \leq \min \{4h, 45\text{cm}\}$$

Sur appuis : $S_t = 25\text{cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

En travée: $S_t = 25\text{cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

➤ **Vérification à la condition d'adhérence et d'entraînement des barres :**

On doit vérifier d'après le (BAEL, Art A – 6.1.3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\psi_s = 1.5)$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} \quad ; \quad \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i}$$

Avec :

τ_{se} : contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres.

V_u : effort tranchant est égale à 31.52 KN

$\sum u_i$: Somme des périmètres des barres : $n \cdot \pi \cdot \emptyset = 4 \times 3.14 \times 1.4 = 17.58 \text{ cm}$.

d : hauteur utile est égale à 18 cm

$$\tau_{se} = \frac{31.52}{0.9 \times 18 \times 17.58} = 0.110 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.110 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

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

➤ **Ancrage des armatures :**

Sur la longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6\psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\tau_{su} = 0.155 < \bar{\tau} = 2.835 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Longueur de scellement :** (BAEL 91 Art 6, 1, 2,3)

$$L_s = \frac{\emptyset_{\text{travée}} \times f_c}{4\bar{\tau}_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

On remarque que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle la barre est armée, donc on opte pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement à $0.4 L_s$.

$$0.4 L_s = 0.4 \times 49.38 = 19.75$$

➤ **Longueur d'ancrage mesurée hors crochets :** (BAEL 91/ Art A5, 2,2)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times f_{t28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{31.52 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.175 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.175 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

(BAEL 91 Art A.5.1, 313)

➤ **Influence sur le béton :**

On doit vérifier la condition suivante

$$\frac{2V_u^{\max}}{ba} < 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u^{\max} \leq 0.267 a b f_{c28}$$

Avec :

a : désigne la section d'appuis égale à $0.9d$ ($a = 0.9 \times 180 = 162 \text{ mm}$)

$$V_u^{\max} \leq 0.267 \times 162 \times 1000 \times 25 = 1081350 \text{ N}$$

$$V_u^{\max} = 31.52 \text{ KN} < 1081.350 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Influence sur les aciers :** (formulaire BA page 268)

$$A_a \geq \frac{V_u + M_u}{\frac{0.9d}{f_c}} \Rightarrow A_a \geq \frac{1.15}{f_c} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

Avec : V_u : effort tranchant en valeur absolue au niveau de l'appui

M_u : moment au droit de l'appui pris avec son signe.

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \times \left(31.52 \times 10^3 - \frac{12.30 \times 10^3 \times 10^3}{162} \right)$$

$$A_a \geq -127.67 \text{ mm}^2$$

$$A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > -1.28 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.5.2.5 Calcul à l'ELS:

Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELS:

- **Calcul des sollicitations :**

- **Combinaisons des charges :**

- **paillasse** $q_{ps2} = 8.245 + 2.5 = 10.75 \text{ KN/ml}$

- **palier** $q_{pl1} = 6.20 + 2.5 = 8.70 \text{ KN/ml}$

- **palier** $q_{pl3} = 6.20 + 2.5 = 8.70 \text{ KN/ml}$

- **schéma statique :**

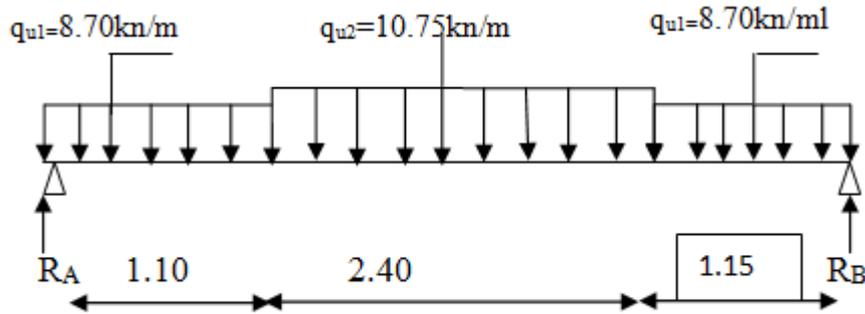


Figure III.5.3: Schéma de chargement à l'ELS.

- **Calcul des réactions d'appuis**

$$\Sigma F_x = 0$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 10.75 \times 2.40 + 8.70 \times 1.10 + 8.70 \times 1.15 = 45.38$$

$$R_A + R_B = 45.38 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_A = 0$$

$$\Rightarrow 4.65 R_B = 8.70 \times 1.10 \times 1.10/2 + 10.75 \times 2.4 \times (1.10 + 2.4/2) + 8.70 \times 1.15 \times (1.15/2 + 2.4 + 1.10) \Rightarrow$$

$$R_B = 22.66 \text{ KN}$$

Ce qui donne $R_A = 22.72 \text{ KN}$

- **Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants**

Pour $0 \leq x \leq 1.10 \text{ m}$

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

$$X = 0 \rightarrow T_y = R_A = 22.72 \text{ KN}$$

$$X = 1.10 \text{ m} \rightarrow T_y = -8.70 \times 1.10 + 22.72 = 13.15 \text{ KN}$$

$$M_z = R_A x - q_{pl} x^2/2$$

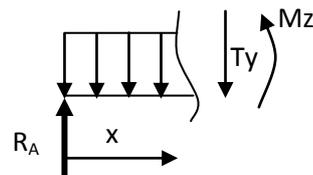
$$M_z = R_A x - 8.70 x^2/2$$

$$X = 0 \rightarrow M_z = 0$$

$$X = 1.10 \text{ m} \rightarrow M_z = 19.73 \text{ KN m}$$

Le moment $M_z(x)$ est maximal pour la valeur de $x = 2.61 \text{ m}$ d'où $M_z^{\max} = 29.67 \text{ KNm}$
 $M_0 = M_z^{\max} = 29.67 \text{ KNm}$

Aux appuis : $M_a = -0.3 \times M_z^{\max} = -8.90 \text{ KNm}$



$$\text{En travée : } M_t = 0.85 \times M_z^{\max} = 25.22 \text{ KNm}$$

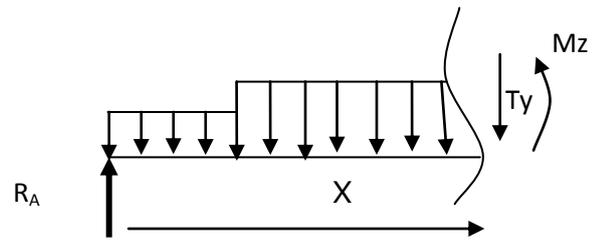
$$M_0 = M_z^{\max} = 29.53 \text{ KNm}$$

Pour $1.10 \leq x \leq 3.50 \text{ m}$

$$T_y = R_A - q_{pl} \times 1.10 - q_{ps1} (x - 1.10)$$

$$X = 1.10 \rightarrow T_y = 13.15 \text{ KN}$$

$$X = 3.50 \rightarrow T_y = -12.65 \text{ KN}$$



$$M_z = R_A x - (q_{pl} \times 1.10)(x - 0.55) - q_{ps} \frac{(x - 1.10)^2}{2}$$

$$X = 1.10 \rightarrow M_z = 19.73 \text{ KN m}$$

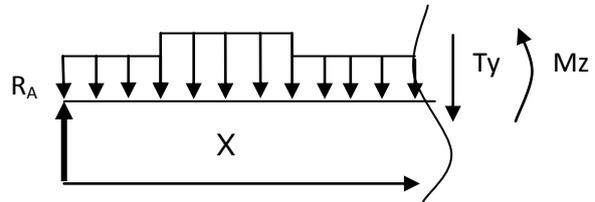
$$X = 3.50 \rightarrow M_z = 20.33 \text{ KN m}$$

Pour $3.50 \leq x \leq 4.65 \text{ m}$

$$T_y = R_A - q_{pl1} \times 1.10 - q_{ps} 2.4 - q_{pl3} (x - 3.5)$$

$$X = 3.5 \rightarrow T_y = -12.65 \text{ KN}$$

$$X = 4.65 \rightarrow T_y = -22.66 \text{ KN}$$



$$M_z = R_A x - (q_{pl} \times 1.10)(x - 0.55) - q_{ps} \times 2.40(x - 2.4/2 - 1.10) - q_{pl} \frac{(x - 3.50)^2}{2}$$

$$X = 3.50 \rightarrow M_z = 20.33 \text{ KNm}$$

$$X = 4.65 \rightarrow M_z = 0 \text{ KN m}$$

Le moment $M_z(x)$ est maximal pour la valeur de $x=2.05 \text{ m}$ d'où $M_z^{\max} = 29.53 \text{ KN m}$

$$M_0 = M_z^{\max} = 29.53 \text{ KNm}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0.3 \times M_z^{\max} = -8.86 \text{ KNm}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 \times M_z^{\max} = 25.10 \text{ KNm}$$

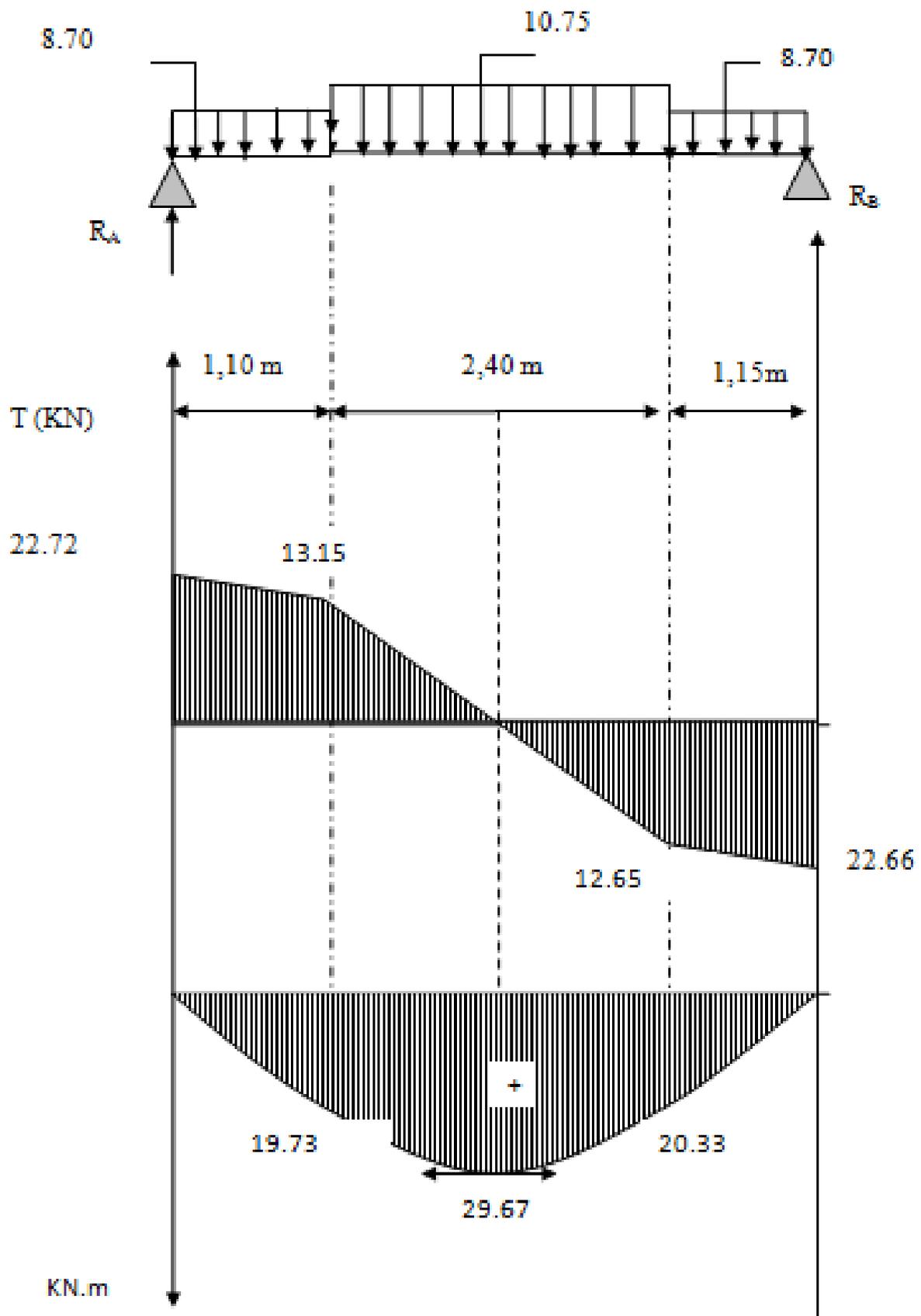


Figure III.5.4 : Diagrammes des efforts internes à l'ELS

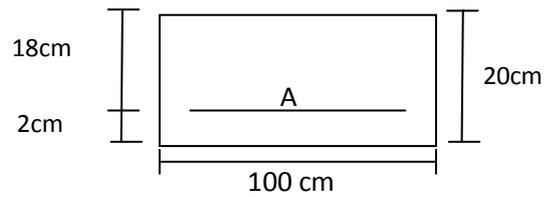
III.5.2.6 Calcul du ferrailage des paillasses 1et 3:

Le calcul se fera en flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le schéma précédent.

$$B = 100 \text{ cm} \quad c = 2 \text{ cm} \quad d = 18 \text{ cm}$$

➤ **En travée :**

$$M_u = 25.10 \text{ KN.m}$$



$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{25.22 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.055$$

$$\mu_b = 0.055 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \longrightarrow \text{Tableau } \beta = 0.750$$

$$A_t = \frac{M_u}{\text{Bd. } \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{25.22 \times 10^3}{0.750 \times 18 \times 348} = 5.37 \text{ cm}^2$$

On opte pour **5HA12=5.65cm²/ml** avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_{sr} \geq \frac{A_{st}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On opte pour **5HA8=2.51cm²/ml** avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

• **aux appuis :**

$$M_u = -8.86 \text{ KN. m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8.90 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.019$$

$$\mu_b = 0.019 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \longrightarrow \text{Tableau } \beta = 0.813$$

$$A_{al} = \frac{M_u}{\text{Bd. } \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{8.90 \times 10^3}{0.813 \times 18 \times 348} = 1.75 \text{ cm}^2$$

$A_a = 1.75 \text{ cm}^2$ on opte pour **4HA10 = 3.14 cm²** avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

➤ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA8 = 2.01 cm²** avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$

III.5.2.7 Calcul à l'ELS:**➤ Vérification à l'ELS :****• Contrainte de compression dans le béton :**

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

➤ Aux Appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 18} = 0,174$$

$$\rho_1 = 0,174 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,932 \\ K_1 = 58.53 \\ K = 0.017 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{A\beta_1 d} = \frac{8.90 \times 10^3}{3.14 \times 0,932 \times 18} = 168.95 [\text{MPa}].$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s = 0,017 \times 168.95 = 2.87 < 15 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 18} = 0,314 \longrightarrow \begin{cases} \beta = 0.9 \\ K = \frac{1}{42.15} = 0,024 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{A\beta_1 d} = \frac{25.22 \times 10^3}{5.65 \times 0,9 \times 18} = 275.54 [\text{MPa}].$$

$$\sigma_{bc} = 0,024 \times 275.54 = 6.61 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.61 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ État limite d'ouverture des fissurations :

Les fissurations sont peu nuisibles, donc aucune vérification n'est nécessaire.

III.5.2.8 Vérification de la flèche :

Les conditions à vérifier au préalable sont

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \frac{20}{465} = 0.043 \leq 0.0625$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$
- $A_t \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e}$

La première condition n'est pas vérifiée.

Étant donné qu'une condition sur trois n'est pas vérifiée, il est nécessaire de vérifier la flèche.

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

Avec :

$$q_s = \max(q_s^1 ; q_s^2) = \max(10.75 ; 8.70) = 10.75 \text{ KN/mL}$$

E_v : Module de déformation différé

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

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

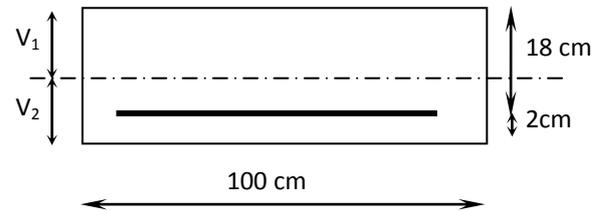
$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - C_2)^2$$

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

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

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

$$S_{xx'} = \frac{100 \times (20)^2}{2} + (15 \times 5.65 \times 18) = 21525.5 \text{ cm}^3$$



B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 20) + (15 \times 5.65) = 2084.75 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{21525.5}{2084.75} = 10.33 \text{ cm} ; V_2 = h - V_1 = 20 - 10.33 = 9.67 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

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

$$I = \frac{100}{3} \times ((10.33)^3 + (9.67^3)) + 15 \times 5.65 \times (9.67 - 2)^2$$

$$I = 71870.2 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{10.75 \times 10^3 \times (4.65)^4}{10818,86 \times 10^6 \times 71870.2 \times 10^{-8}} = 0,0084 \text{ m}$$

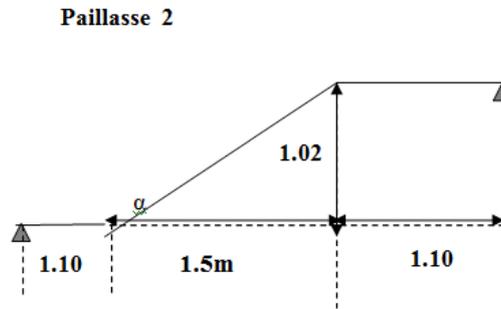
$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4.65}{500} = 0.0093 \text{ m}$$

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

❖ Calcul de 2^{ème} partie

III.6 Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :

Nous allons étudier deux paliers et une paillasse comme représenté dans le schéma suivants :



➤ Détermination de l'épaisseur de la paillasse 2:

$$L = L_1 + \frac{L_2}{\cos \alpha} + L_3.$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1.02}{1.50} = 0.68 \rightarrow \text{Donc } \alpha = 34.22^\circ.$$

$$\text{Donc : } L = 1.10 + \frac{1.50}{\cos 34.22} + 1.10 = 4.01 \text{ m.}$$

$$401 / 30 \leq e_p \leq 401 / 20 \rightarrow 13.37 \leq e_p \leq 20.05$$

❖ Conclusion :

On opte pour une paillasse d'épaisseur $e_p = 15 \text{ cm}$.

III.6 .1 Détermination des charges et des surcharges

➤ les charges permanentes :

• paillasse :

$$\text{Poids de la paillasse : } G_p = 25 \times \frac{e_p}{\cos \alpha} = 25 \times \frac{0.15}{\cos 34.22^\circ} = 4.54 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Poids des marches : } G_m = 25 \times \frac{0.17}{2} = 2,125 \text{ KN / m}^2$$

Revêtement carrelage ; 0.44 KN/m^2 ;

Mortier de pose : 0.40 KN/m^2 .

$$G_{\text{total}} = 7.505 \text{ KN/m}^2$$

➤ Détermination des charges et des surcharges :

• Palier :

Tableau : charges permanentes de palier

Désignation	Epaisseur (cm)	P (KN/m ³)	G(KN/m ²)
Carrelage	2	22	0.44
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Dalle en béton	20	25	5.00
$G_{total} = 6.20 \text{ KN/m}^2$			

➤ **Surcharges d'exploitations :**

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par la DTR B.C.2.2 est :

$$Q = 2.5 \times 1 \text{ m} = 2.5 \text{ KN/ml}$$

III.6.2 Calcul à l'ELU :

➤ **Combinaison de charges :**

Palier : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 6.20 + 1.5 \times 2.5 = 12.12 \text{ KN/ml}$.

Palier : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 6.20 + 1.5 \times 2.5 = 12.12 \text{ KN/ml}$.

Paillasse : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 7.505 + 1.5 \times 2.5 = 13.88 \text{ KN/ml}$

➤ **schéma statique :**

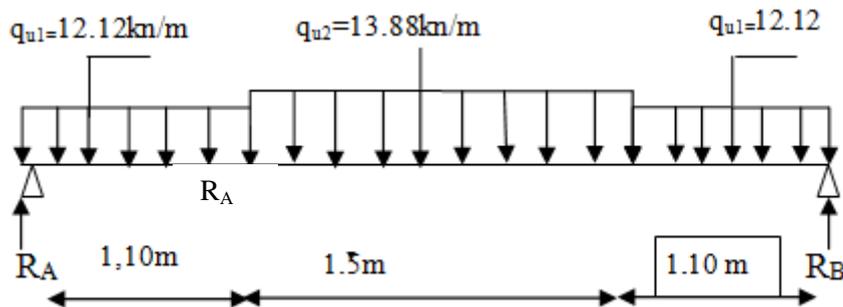


Figure III.6.1 : Schéma de chargement à l'ELU.

➤ **Calcul des réactions d'appuis :**

$$\sum F_X = 0$$

$$\sum F_Y = 0$$

$$R_A + R_B = 12.12 \times 1.10 + 13.88 \times 1.5 + 1.10 \times 12.12 = 47.48 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times L = q_{u1} \times 1.10 \times \frac{1.10}{2} + q_{u2} \times 1.5 \times \left(\frac{1.5}{2} + 1.10 \right) + q_{u3} \times 1.10 \times \left(1.5 + 1.10 + \frac{1.10}{2} \right)$$

$$R_B \times 3.70 = 38.517 + 7.334 + 41.996$$

$$R_B = 23.74 \text{ KN}$$

$$R_A = 47.48 - 23.74 = 23.74 \text{ KN.}$$

$$R_A = 23.74 \text{ KN.}$$

➤ **Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants**

Pour $0 \leq x \leq 1.10\text{m}$

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

$$X = 0 \rightarrow T_y = R_A = 23.74 \text{ KN}$$

$$X = 1.10\text{m} \rightarrow T_y = -12.12 \times 1.10 + 23.74 = 10.41 \text{ KN}$$

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

$$M_Z = 23.74 x - 12.12 x^2 / 2$$

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

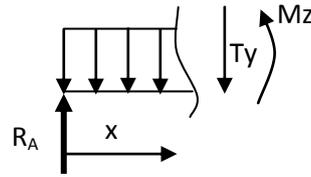
$$X = 1.10\text{m} \rightarrow M_Z = 18.78 \text{ KNm}$$

Le moment $M_Z(x)$ est maximal pour la valeur de $x = 1.95\text{m}$ d'où $M_Z^{\max} = 23.25 \text{ KNm}$

$$M_0 = M_Z^{\max} = 23.25 \text{ KNm}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0.3 \times M_Z^{\max} = -6.97 \text{ KNm}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 \times M_Z^{\max} = 19.76 \text{ KNm}$$



Pour $1.10 \leq x \leq 2.60\text{m}$

$$T_y = R_A - q_{pl} \times 1.10 - q_{ps} (x - 1.10)$$

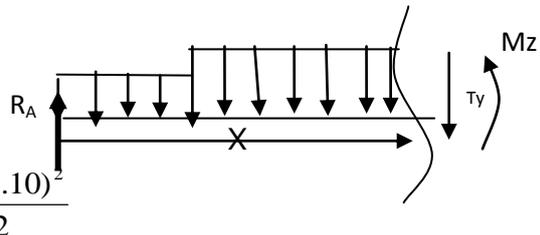
$$X = 1.10 \rightarrow T_y = 10.41 \text{ KN}$$

$$X = 2.60 \rightarrow T_y = -10.41 \text{ KN}$$

$$M_Z = R_A x - (q_{pl} \times 1.10)(x - 0.55) - q_{ps} \frac{(x - 1.10)^2}{2}$$

$$X = 1.10 \rightarrow M_Z = 18.78 \text{ KN m}$$

$$X = 2.60 \rightarrow M_Z = 18.78 \text{ KN m}$$



Pour $2.60 \leq x \leq 3.70\text{m}$

$$T_y = R_A - q_{pl1} \times 1.10 - q_{ps} 1.5 - q_{pl3} (x - 2.60)$$

$$X = 2.60 \rightarrow T_y = -10.41 \text{ KN}$$

$$X = 3.70 \rightarrow T_y = -23.74 \text{ KN}$$

$$M_Z = R_A x - (q_{pl} \times 1.10)(x - 0.55) - q_{ps} 1.50(x - 1.5/2 - 1.10) - q_{pl} \frac{(x - 2.60)^2}{2}$$

$$X = 2.60 \rightarrow M_Z = 18.78 \text{ KNm}$$

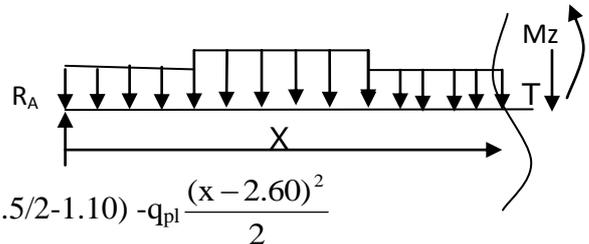
$$X = 3.70 \rightarrow M_Z = 0 \text{ KNm}$$

Le moment $M_Z(x)$ est maximal pour la valeur de $x = 1.74\text{m}$ d'où $M_Z^{\max} = 23.25 \text{ KNm}$

$$M_0 = M_Z^{\max} = 23.25 \text{ KNm}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0.3 \times M_Z^{\max} = -6.97 \text{ KNm}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 \times M_Z^{\max} = 19.76 \text{ KNm}$$



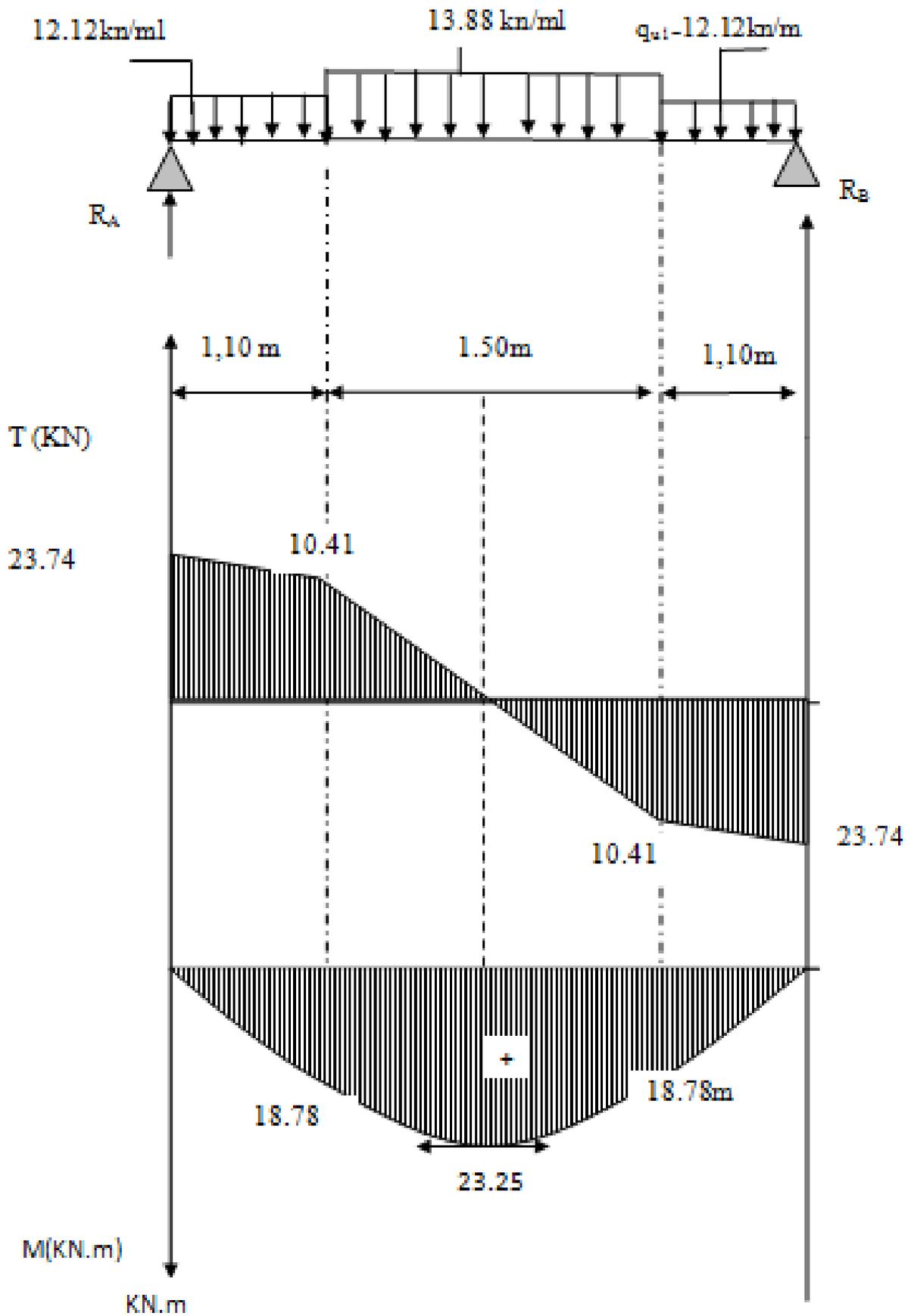


Figure III.6.2: Diagrammes des efforts internes de la 2ème volée à l'ELU

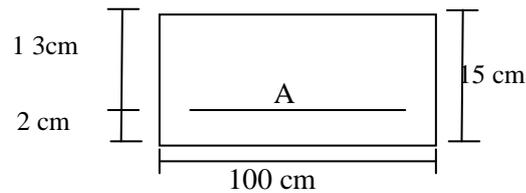
III.6.3 Calcul du ferrailage :

Le calcul se fera en flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le schéma précédant.

$$B = 100 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm} ; d = 13 \text{ cm}$$

➤ **Aux appuis :**

$$M_u = -6.97 \text{ KN.m}$$



$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6.97 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14.2} = 0.029$$

$$\mu_b = 0.029 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \longrightarrow \text{Tableau } \beta = 0.985$$

$$A_{a1} = \frac{M_u}{bd \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{6.97 \times 10^3}{0.985 \times 13 \times 348} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$A_{ca1} = 1.56 \text{ cm}^2$ on opte pour **4HA8 = 2.01 cm²** avec un espacement **$S_t = 25 \text{ cm}$** .

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_{r1} = \frac{A_{a1}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

Soit : **3HA8 = 1.5 cm²** avec un espacement de **$S_t = 33 \text{ cm}$** .

➤ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{19.76 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14.2} = 0.082 < \mu_e = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0.076 \longrightarrow \text{tableau } \beta = 0.957$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{19.76 \times 10^3}{0.957 \times 13 \times 348} = 4.56 \text{ cm}^2$$

Soit : **$A_t = 4HA 14 = 6.15 \text{ cm}^2$** avec un espacement **$S_t = 25 \text{ cm}$** .

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6.15}{4} = 1.54 \text{ cm}^2$$

Soit : **4AH10 = 3.14 cm²**. Avec un espacement de **$S_t = 25 \text{ cm}$**

III.6.4. Vérification :

III.6.4 .1 Condition de non fragilité : (Art A. 4, 2,1/BAEL91)

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

Nous avons :

$$A_{a1} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_t = 6.15 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.6.4.2 Espacement des barres :

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

➤ Armatures principales :

$$S_{t\max} \leq \min \{3h, 33\text{cm}\}$$

$$\text{Sur appuis} : S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{En travée} : S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ Armatures de répartition :

$$S_{t\max} \leq \min \{4h, 45\text{cm}\}$$

$$\text{Sur appuis} : S_t = 33\text{cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{En travée} : S_t = 25\text{cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.6.4.3 Vérification à la condition d'adhérence et d'entraînement des barres :

On doit vérifier d'après le (BAEL, Art A – 6.1.3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\psi_s = 1.5)$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} ; \quad \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum u_i}$$

Avec :

τ_{se} : contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres.

V_u : effort tranchant est égale à 23.74 KN

$\sum u_i$: Somme des périmètres des barres : $n \cdot \pi \cdot \emptyset = 4 \times 3.14 \times 1.4 = 17.58 \text{ cm}$.

d : hauteur utile est égale à 18 cm

$$\tau_{se} = \frac{23.74}{0.9 \times 13 \times 17.58} = 0.115 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.115 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

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

III.6.4 .4 Ancrage des armatures :

Sur la longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\tau_{su} = 0.115 < \bar{\tau} = 2.835 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.6.4 .5 Longueur de scellement : (BAEL 91 Art 6, 1, 2,3)

On remarque que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle la barre est armée, donc on opte pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement à $0.4 L_s$.

$$0.4 L_s = 0.4 \times 49.38 = 19.75$$

III.6.4 .6 Longueur d'ancrage mesurée hors crochets :(BAEL 91/ Art A5, 2,2)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times f_{t28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{23.74 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.183 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.183 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.6.4 .7 Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

(BAEL 91 Art A.5.1, 313)

➤ Influence sur le béton :

On doit vérifier la condition suivante

$$\frac{2V_u^{\max}}{ba} < 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u^{\max} \leq 0.267 a b f_{c28}$$

Avec :

a : désigne la section d'appuis égale à $0.9d$ ($a = 0.9 \times 130 = 117 \text{ mm}$)

$$V_u^{\max} \leq 0.267 \times 117 \times 1000 \times 25 = 780975 \text{ N}$$

$$V_u^{\max} = 23,74 \text{ KN} < 780975 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Influence sur les aciers : (formulaire BA page 268)

$$A_a \geq \frac{V_u + M_u}{\frac{0.9d}{f_e}} \Rightarrow A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

Avec : V_u : effort tranchant en valeur absolue au niveau de l'appui

M_u : moment au droit de l'appui pris avec son signe.

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \times \left(23.74 \times 10^3 - \frac{6.97 \times 10^3 \times 10^3}{117} \right)$$

$$A_a \geq -103,02 \text{ mm}^2$$

$$A_a = 2,01 \text{ cm}^2 > -1.03 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.6.5 Calcul à l'ELS:

- **Calcul des sollicitations :**

- **Combinaisons des charges :**

- paillasse $q_{ps2} = 7.505 + 2.5 = 10.01 \text{ KN/ml}$

- palier $q_{pl1} = 6.20 + 2.5 = 8.70 \text{ KN/ml}$

- palier $q_{pl3} = 6.20 + 2.5 = 8.70 \text{ KN/ml}$

- **schéma statique :**

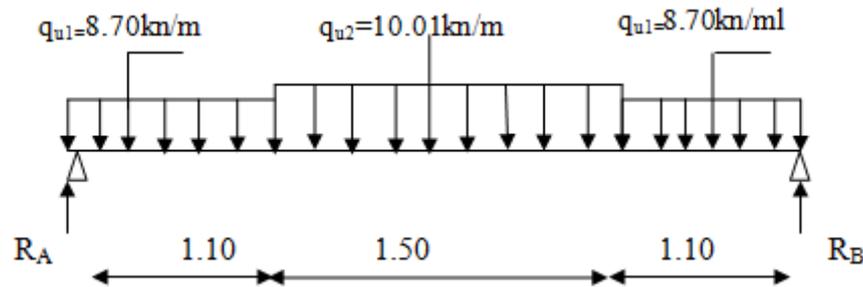


Figure III.6.3 : Schéma de chargement à l'ELS.

- **Calcul des réactions d'appuis**

$$\Sigma F_x = 0$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 10.01 \times 1.50 + 8.70 \times 1.10 + 8.70 \times 1.10 = 34.16$$

$$R_A + R_B = 34.16 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_A = 0$$

$$\Rightarrow 3.70 R_B = 8.70 \times 1.10 \times 1.10/2 + 10.01 \times 1.50 (1.10 + 1.5/2) + 8.70 \times 1.10 \times (1.10/2 + 1.5 + 1.10) \Rightarrow$$

$$R_B = 17.08 \text{ KN}$$

Ce qui donne $R_A = 17.08 \text{ KN}$

- **Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants**

Pour $0 \leq x \leq 1.10 \text{ m}$

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

$$X = 0 \rightarrow T_y = R_A = 17.08 \text{ KN}$$

$$X = 1.10 \text{ m} \rightarrow T_y = -8.70 \times 1.10 + 17.08 = 7.51 \text{ KN}$$

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

$$M_Z = R_A x - 8.70 x^2/2$$

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

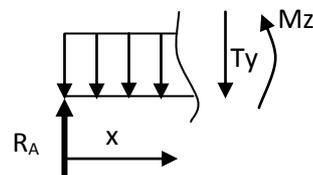
$$X = 1.10 \text{ m} \rightarrow M_Z = 13.52 \text{ KNm}$$

Le moment $M_Z(x)$ est maximal pour la valeur de $x = 1.96 \text{ m}$ d'où $M_Z^{\max} = 16.77 \text{ KNm}$
 $M_0 = M_Z^{\max} = 16.77 \text{ KNm}$

Aux appuis : $M_a = -0.3 \times M_Z^{\max} = -5.03 \text{ KNm}$

En travée : $M_t = 0.85 \times M_Z^{\max} = 14.25 \text{ KNm}$

$M_0 = M_Z^{\max} = 16.77 \text{ KNm}$



Pour $1.10 \leq x \leq 2.60$ m

$$T_y = R_A - q_{pl} \times 1.10 - q_{ps1} (x - 1.10)$$

$$X = 1.10 \rightarrow T_y = 7.51 \text{ KN}$$

$$X = 2.60 \rightarrow T_y = -7.51 \text{ KN}$$

$$M_Z = R_A x - (q_{pl} \times 1.10)(x - 0.55) - q_{ps} \frac{(x - 1.10)^2}{2}$$

$$X = 1.10 \rightarrow M_Z = 13.52 \text{ KN m}$$

$$X = 2.60 \rightarrow M_Z = 13.52 \text{ KN m}$$

Pour $2.60 \leq x \leq 3.70$ m

$$T_y = R_A - q_{pl1} \times 1.10 - q_{ps} 1.5 - q_{pl3} (x - 2.60)$$

$$X = 2.60 \rightarrow T_y = -7.51 \text{ KN}$$

$$X = 3.70 \rightarrow T_y = -17.08 \text{ KN}$$

$$M_Z = R_A x - (q_{pl} \times 1.10)(x - 0.55) - q_{ps} \times 1.5(x - 1.5/2 - 1.10) - q_{pl} \frac{(x - 2.60)^2}{2}$$

$$X = 2.60 \rightarrow M_Z = 13.52 \text{ KNm}$$

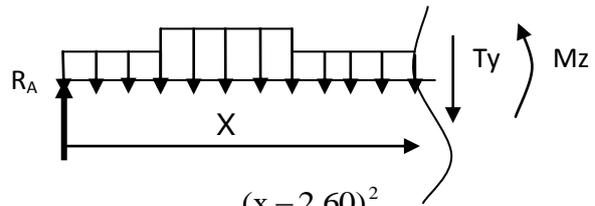
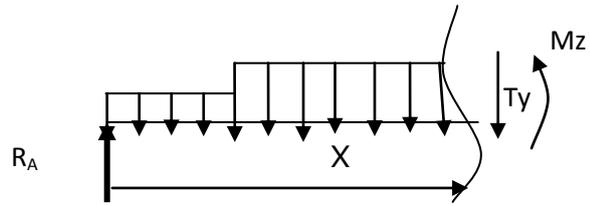
$$X = 3.70 \rightarrow M_Z = 0 \text{ KNm}$$

Le moment $M_Z(x)$ est maximal pour la valeur de $x=1.74$ m d'où $M_Z^{\max} = 16.77 \text{ KNm}$

$$M_0 = M_Z^{\max} = 16.77 \text{ KNm}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0.3 \times M_Z^{\max} = -5.03 \text{ KNm}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 \times M_Z^{\max} = 14.25 \text{ KNm}$$



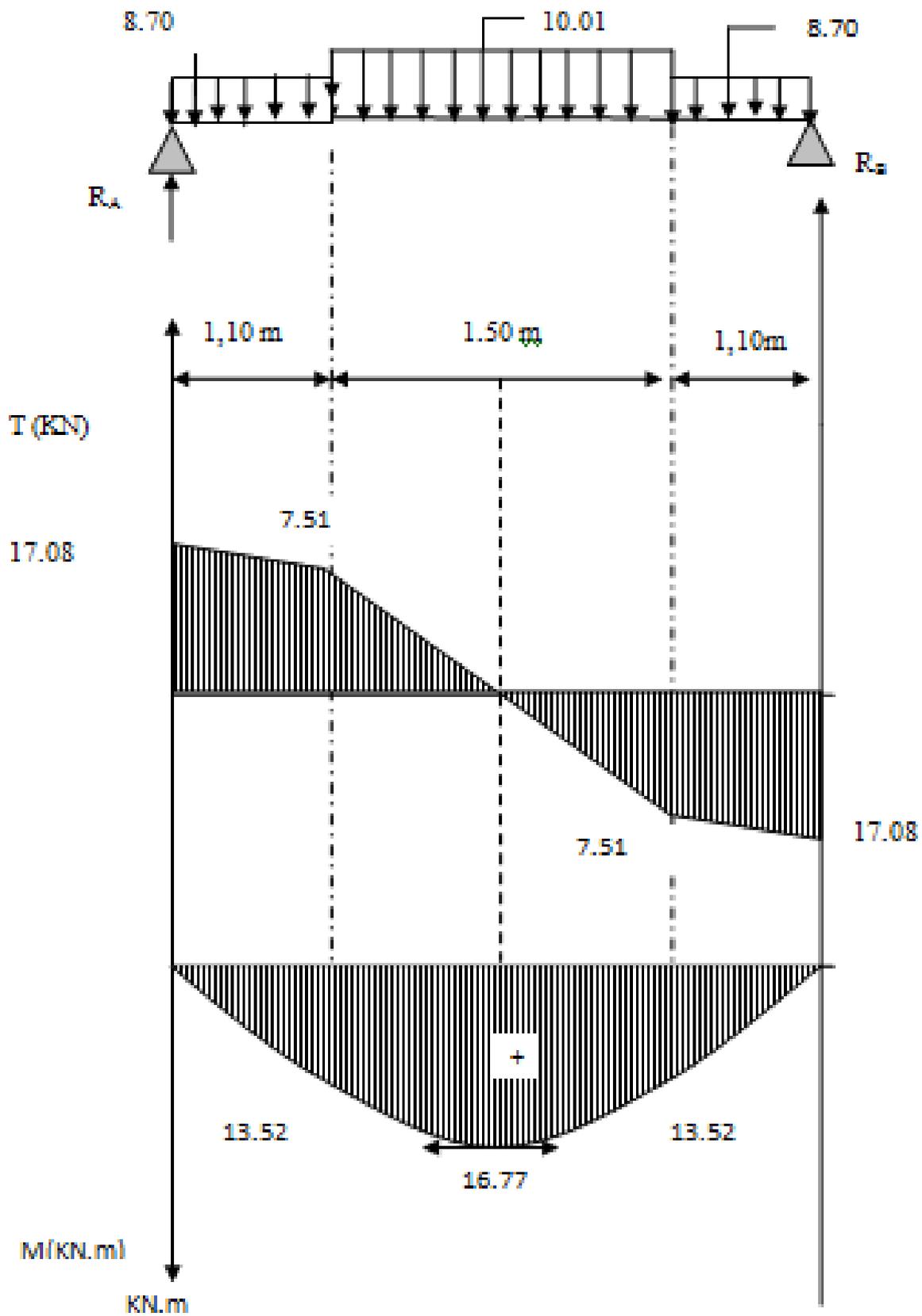


Figure III.6.2: Diagrammes des efforts internes de la 2ème volée à l'ELS

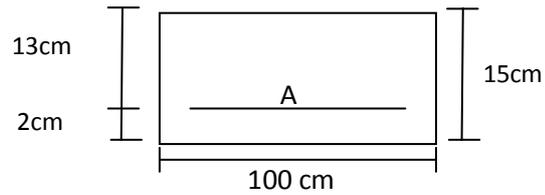
III.6.6 Calcul du ferrailage des paillasses:

Le calcul se fera en flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le schéma précédent.

$$B = 100 \text{ cm} \quad c = 2 \text{ cm} \quad d = 13 \text{ cm}$$

➤ **En travée :**

$$M_u = 14.25 \text{ KN.m}$$



$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{14.25 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14.2} = 0.059$$

$$\mu_b = 0.059 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \quad \longrightarrow \text{Tableau } \beta = 0.969$$

$$A_t = \frac{M_u}{Bd \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{14.25 \times 10^3}{0.969 \times 13 \times 348} = 3.25 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4HA12=4.52cm²/ml** avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_{sr} \geq \frac{A_{st}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4HA8=2.01cm²/ml** avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **aux appuis :**

$$M_u = -5.03 \text{ KN. m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5.03 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14.2} = 0.020$$

$$\mu_b = 0.019 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \quad \longrightarrow \text{Tableau } \beta = 0.990$$

$$A_{a1} = \frac{M_u}{Bd \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{5.03 \times 10^3}{0.990 \times 13 \times 348} = 1.12 \text{ cm}^2$$

$A_a = 1.12 \text{ cm}^2$ on opte pour **4HA10 = 3.14cm²** avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

➤ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2$$

Soit **2HA8 = 1.00 cm²** avec un espacement de $S_t = 50 \text{ cm}$.

III.6.7 Vérification à l'ELS :

III.6.7.1 Contrainte de compression dans le béton :

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier

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

➤ **Aux Appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.242 \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.922 \\ K_1 = 48.69 \\ K = 0.021 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{A\beta_1 d} = \frac{5.03 \times 10^3}{3.14 \times 0.922 \times 13} = 133.69 [MPa].$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s = 0.021 \times 133.69 = 2.81 < 15 MPa. \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 13} = 0.35 \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0.908 \\ K = \frac{1}{39.06} = 0.026 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{A\beta_1 d} = \frac{14.25 \times 10^3}{4.52 \times 0.908 \times 13} = 267.08 [MPa].$$

$$\sigma_{bc} = 0.026 \times 267.08 = 6.94 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 6.94 < 15 MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.6.7.2 État limite d'ouverture des fissurations :

Les fissurations sont peu nuisibles, donc aucune vérification n'est nécessaire

III.6.7.3 Vérification de la flèche :

Les conditions à vérifier au préalable sont

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \frac{15}{370} = 0.041 \leq 0.0625$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$
- $A_t \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e}$

La première condition n'est pas vérifiée.

Étant donné qu'une condition sur trois n'est pas vérifiée, il est nécessaire de vérifier la flèche.

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

Avec :

$$q_s = \max(q_s^1; q_s^2) = \max(10.01; 8.70) = 10.01 KN/mL$$

E_v : Module de déformation différé

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

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

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

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

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

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

$$S_{xx'} = \frac{100 \times (15)^2}{2} + (15 \times 4,52 \times 13) = 12131,4 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 15) + (15 \times 4,52) = 1567,8 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{12131,4}{1567,8} = 7,74 \text{ cm} ; V_2 = h - V_1 = 15 - 7,74 = 7,26 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

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

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

$$I = 30087,26 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{10,01 \times 10^3 \times (3,70)^4}{10818,86 \times 10^6 \times 30087,26 \times 10^{-8}} = 0,0070 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3,70}{500} = 0,0074 \text{ m}$$

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

III.7. Calcul de l'escalier de l'étage courant :

III.7.1 Pré dimensionnement :

On prend compte des dimensions déjà calculées sur le plan pour le confort, on vérifie la condition de BONDEL, qui permet de pré dimensionnement convenablement notre escalier $60 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$

Le nombre de contre marche (n) est égale : $n = \frac{H}{h}$.

- Le nombre de marche est pris comme suit : $m = n - 1$
 - La condition est vérifiée en optant pour une hauteur des marches **$h = 17 \text{ cm}$** et un giron **$g = 30 \text{ cm}$** .
 - **Calcul du nombre de contre marches et de marches :**

Soit **n** le nombre de contre marches, et **m** le nombre de marches.

$H=306\text{cm}$; $h=17\text{cm}$; donc : $n=\frac{H}{h}=\frac{306}{17} \rightarrow n=18$ contre marches.

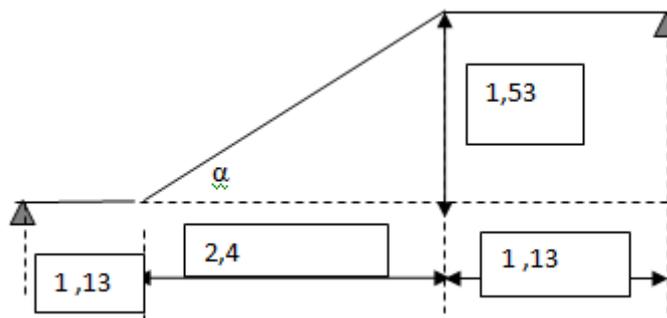
Les 18 marches seront réparties de la manière suivante :

- **Volée :** $n=9$ contre marches ; **Donc :** $m=n-1=8$ marches.
- **Vérification de la relation de Blondel :**

$60\text{cm} \leq (g+2h) = 30 + (2 \times 17) \leq 66 \Rightarrow 60\text{cm} \leq 64 \leq 66\text{cm}$. \Rightarrow Condition vérifi

III.7.2 Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :

Nous allons étudier deux paillasses comme représenté dans les schémas suivants :



- **Détermination de l'épaisseur de la paillasse 1, 3:**

$$L = L_1 + \frac{L_2}{\cos \alpha} + L_3.$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{1.53}{2.4} = 0.637 \rightarrow \text{Donc } \alpha = 32.49^\circ.$$

$$\text{Donc : } L = 1.13 + \frac{2.4}{\cos 32.49} + 1.13 = 5.11\text{m}.$$

$$511/30 \leq e_p \leq 511/20 \rightarrow 17.03 \leq e_p \leq 25.55$$

❖ Conclusion :

On opte pour une paillasse d'épaisseur $e_p=20\text{cm}$.

1. les charges permanentes :

- **paillasse :**

$$\text{Poids de la paillasse : } G_p = 25 \times \frac{e_p}{\cos \alpha} = 25 \times \frac{0.20}{\cos 32.49^\circ} = 5.28 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Poids des marches : } G_m = 25 \times \frac{0.17}{2} = 2.125 \text{ KN/m}^2$$

Revêtement carrelage ; 0.44 KN/m^2 ;

Mortier de pose ; 0.40 KN/m^2 .

$$G_{\text{total}} = 8.245 \text{ KN/m}^2$$

- **Palier :**

Tableau : charges permanentes de palier

Désignation	Épaisseur (cm)	P (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0.44
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Dalle en béton	20	25	5.00
G_{total} = 6.20 KN/m²			

2. Surcharges d'exploitations :

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par la DTR B.C.2.2 est :

$$Q = 2.5 \times 1 \text{ m} = 2.5 \text{ KN/ml}$$

III.7. 3 Calcul à l'ELU :**➤ Combinaison de charges :**

Palier : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1,35 \times 6.20 + 1.5 \times 2.5 = 12.12 \text{ KN/ml}$.

Palier : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1,35 \times 6.20 + 1.5 \times 2.5 = 12.12 \text{ KN/ml}$.

Pailasse : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 8.245 + 1.5 \times 2.5 = 14.88 \text{ KN/ml}$

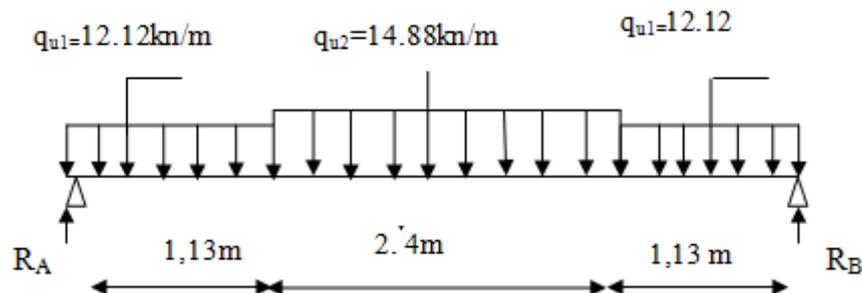
➤ schéma statique :

Figure III.7.1: Schéma de chargement à l'ELU.

➤ Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F_x = 0$$

$$\sum F_y = 0$$

$$R_A + R_B = 12.12 \times 1.13 + 14.88 \times 2.4 + 1.13 \times 12.12 = 63.10 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times L = q_{u1} \times 1.13 \times \frac{1.13}{2} + q_{u2} \times 2.4 \times \left(\frac{2.4}{2} + 1.13 \right) + q_{u3} \times 1.13 \times \left(2.4 + 1.13 + \frac{1.13}{2} \right)$$

$$R_B \times 4.66 = 7.738 + 83.208 + 56.083$$

$$R_B = 31,55 \text{ KN}$$

$$R_A = 63.10 - 31,55 = 31.55 \text{ KN.}$$

$$R_A = 31,55 \text{ KN.}$$

➤ **Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants**

Pour $0 \leq x \leq 1.13\text{m}$

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

$$X = 0 \rightarrow T_y = R_A = 31.55 \text{ KN}$$

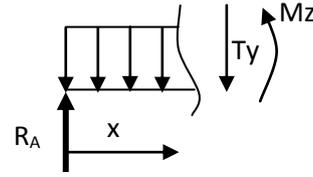
$$X = 1.13\text{m} \rightarrow T_y = -12.12 \times 1.13 + 31.55 = 17.85 \text{ KN}$$

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

$$M_Z = 31.55 x - 12.12 x^2/2$$

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

$$X = 1.13\text{m} \rightarrow M_Z = 27.91 \text{ KN m}$$



Le moment $M_Z(x)$ est maximal pour la valeur de $x=2.60\text{m}$ d'où $M_Z^{\max} = 41.06 \text{ KNm}$

$$M_0 = M_Z^{\max} = 41.06 \text{ KNm}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0.3 \times M_Z^{\max} = -12.32 \text{ KNm}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 \times M_Z^{\max} = 34.90 \text{ KNm}$$

Pour $1.13 \leq x \leq 3.53\text{m}$

$$T_y = R_A - q_{pl} \times 1.13 - q_{ps} (x - 1.13)$$

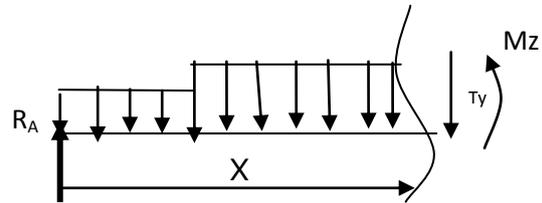
$$X = 1.13 \rightarrow T_y = 17.85 \text{ KN}$$

$$X = 3.53 \rightarrow T_y = -17.85 \text{ KN}$$

$$M_Z = R_A x - (q_{pl} \times 1.13)(x - 0.565) - q_{ps} \frac{(x - 1.13)^2}{2}$$

$$X = 1.13 \rightarrow M_Z = 27.91 \text{ KN m}$$

$$X = 3.53 \rightarrow M_Z = 27.91 \text{ KN m}$$



Pour $3.53 \leq x \leq 4.66\text{m}$

$$T_y = R_A - q_{pl1} \times 1.13 - q_{ps} 2.4 - q_{pl3} (x - 3.53)$$

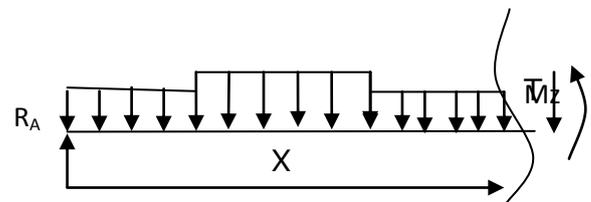
$$X = 3.53 \rightarrow T_y = -17.85 \text{ KN}$$

$$X = 4.66 \rightarrow T_y = -31.55 \text{ KN}$$

$$M_Z = R_A x - (q_{pl} \times 1.13)(x - 0.565) - q_{ps} \times 2.40(x - 2.4/2 - 1.13) - q_{pl} \frac{(x - 3.53)^2}{2}$$

$$X = 3.53 \rightarrow M_Z = 27.91 \text{ KNm}$$

$$X = 4.66 \rightarrow M_Z = 0 \text{ KNm}$$



Le moment $M_Z(x)$ est maximal pour la valeur de $x=2.05\text{m}$ d'où $M_Z^{\max} = 41.06 \text{ KNm}$

$$M_0 = M_Z^{\max} = 41.06 \text{ KNm}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0.3 \times M_Z^{\max} = -12.32 \text{ KNm}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 \times M_Z^{\max} = 34.90 \text{ KNm}$$

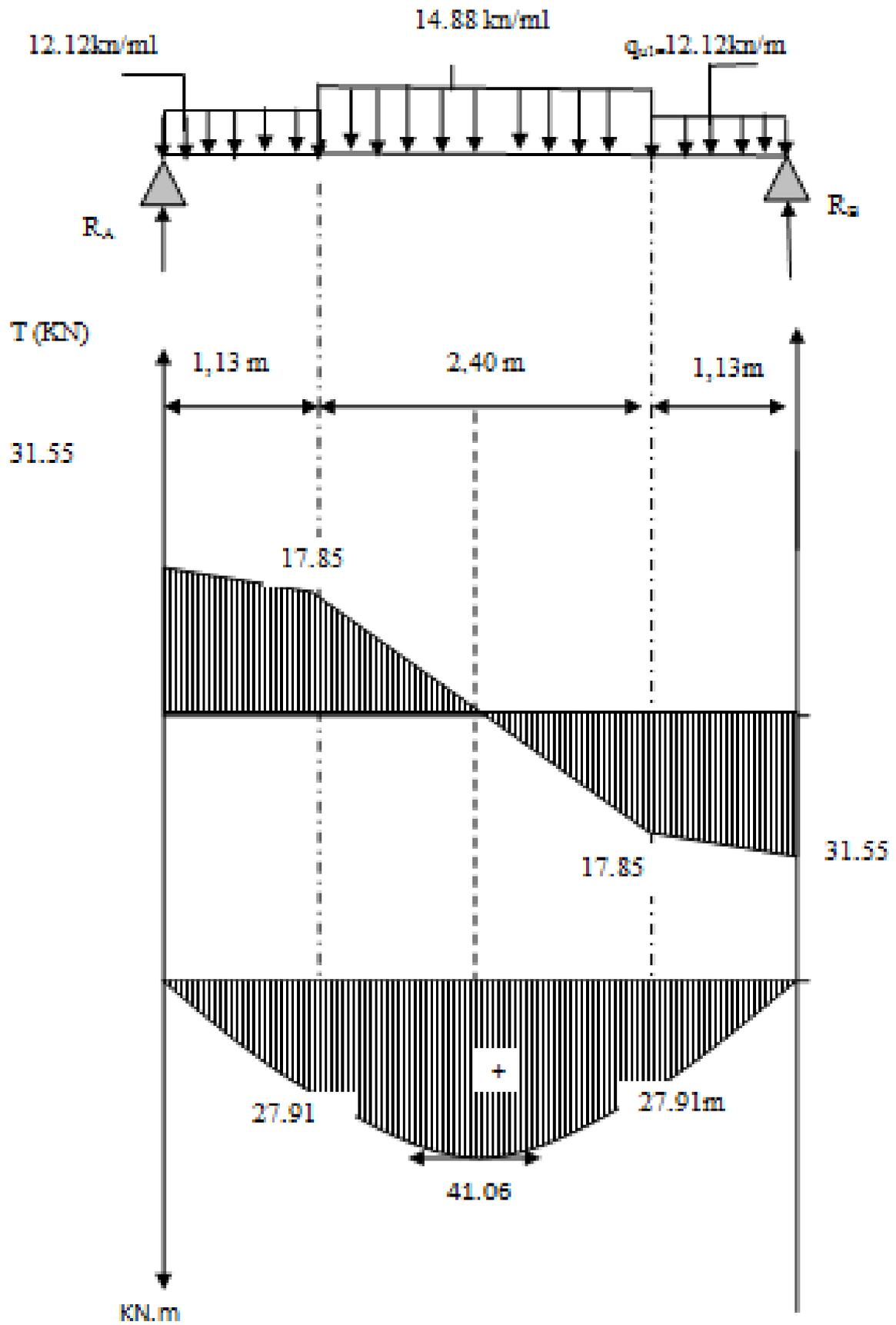


Figure III.7.2: Diagrammes des efforts internes à l'ELU

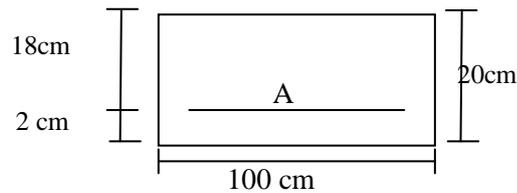
III.7. 4 Calcul du ferrailage :

Le calcul se fera en flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le schéma précédent.

$$B = 100 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm}$$

➤ **Aux appuis :**

$$M_u = -12.32 \text{ KN.m1}$$



$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12.32 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.027$$

$$\mu_b = 0.027 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \longrightarrow \text{Tableau } \beta = 0.987$$

$$A_{a1} = \frac{M_u}{bd \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{12.32 \times 10^3}{0.987 \times 18 \times 348} = 1.99 \text{ cm}^2$$

$A_{ca1} = 1.99 \text{ cm}^2$ on opte pour **4HA10 = 3.14 cm²** avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

❖ **Armatures de répartition :**

$$A_{r1} = \frac{A_{a1}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm²** avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

➤ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{34.90 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.076 < \mu_e = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0.076 \longrightarrow \text{tableau } \beta = 0.960$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{34.90 \times 10^3}{0.960 \times 18 \times 348} = 5.80 \text{ cm}^2$$

Soit : **A_t = 4HA 14 = 6.15 cm²** avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

❖ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6.15}{4} = 1.54 \text{ cm}^2$$

Soit : **4AH10 = 3.14 cm²**. Avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$

III.7. 5 Vérification :

III.7. 5.1 Condition de non fragilité : (Art A. 4, 2,1/BAEL91)

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

Nous avons :

$$A_{a1} = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_t = 6.15 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.7. 5.2 Espacement des barres :

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

❖ Armatures principales :

$$S_{\text{tmx}} \leq \min \{3h, 33\text{cm}\}$$

Sur appuis : $S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée

En travée : $S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée

❖ Armatures de répartition :

$$S_{t \text{ max}} \leq \min \{4h, 45\text{cm}\}$$

Sur appuis : $S_t = 25\text{cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée

En travée : $S_t = 25\text{cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée

III.7. 5.3 Vérification à la condition d'adhérence et d'entraînement des barres :

On doit vérifier d'après le (BAEL, Art A – 6.1.3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\psi_s = 1.5)$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} \quad ; \quad \tau_{se} = \frac{Vu}{0.9d \sum u_i}$$

Avec :

τ_{se} : contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres.

Vu : effort tranchant est égale à 31.55 KN

$\sum u_i$: Somme des périmètres des barres : $n \cdot \pi \cdot \emptyset = 4 \times 3.14 \times 1.4 = 17.58 \text{ cm}$.

d : hauteur utile est égale à 18 cm

$$\tau_{se} = \frac{31.55}{0.9 \times 18 \times 17.58} = 0.111 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0.111 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$ condition vérifiée

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

III.7. 5.4 Ancrage des armatures :

Sur la longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6\psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$\tau_{su} = 0.111 < \bar{\tau} = 2.835 \text{ MPa} \Rightarrow$ condition vérifiée

III.7. 5.5 Longueur de scellement : (BAEL 91 Art 6, 1, 2,3)

$$L_s = \frac{\emptyset_{\text{travée}} \times f_e}{4\bar{\tau}_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

On remarque que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle la barre est armée, donc on opte pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement à $0.4 L_s$.

$$0.4 L_s = 0.4 \times 49.38 = 19.75$$

III.7. 5.6 Longueur d'ancrage mesurée hors crochets : (BAEL 91/ Art A5, 2,2)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times f_{t28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{31.55 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.175 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.175 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.7. 5.6 Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (BAEL 91 Art A.5.1, 313)➤ **Influence sur le béton :**

On doit vérifier la condition suivante

$$\frac{2V_u^{\max}}{ba} < 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u^{\max} \leq 0.267 a b f_{c28}$$

Avec :

a : désigne la section d'appuis égale à 0.9d (a = 0.9 × 180 = 162 mm)

$$V_u^{\max} \leq 0.267 \times 162 \times 1000 \times 25 = 1081350 \text{ N}$$

$$V_u^{\max} = 31.55 \text{ KN} < 1081.350 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Influence sur les aciers :** (formulaire BA page 268)

$$A_a \geq \frac{\frac{V_u + M_u}{0.9d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

Avec : V_u : effort tranchant en valeur absolue au niveau de l'appui

M_u : moment au droit de l'appui pris avec son signe.

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \times \left(31.55 \times 10^3 - \frac{12.32 \times 10^3 \times 10^3}{162} \right)$$

$$A_a \geq -127.94 \text{ mm}^2$$

$$A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > -1.28 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.7.6 Calcul à l'ELS:**III.7.6 .1 Calcul des sollicitations :**➤ **Combinaisons des charges :**

- paillasse $q_{ps2} = 8.245 + 2.5 = 10.75 \text{ KN/ml}$

- palier $q_{pl1} = 6.20 + 2.5 = 8.70 \text{ KN/ml}$

- Palier $q_{pl3} = 6.20 + 2.5 = 8.70 \text{ KN/ml}$

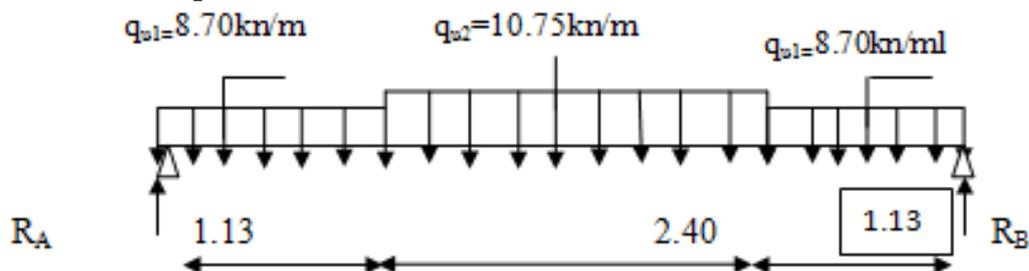
➤ **schéma statique :**

Figure III.7.3 : Schéma de chargement à l'ELS.

➤ **Calcul des réactions d'appuis**

$$\Sigma F_x = 0$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 10.75 \times 2.40 + 8.70 \times 1.13 + 8.70 \times 1.13 = 45.46$$

$$R_A + R_B = 45.46 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0$$

$$\Rightarrow 4.66 R_B = 8.70 \times 1.13 \times 1.13/2 + 10.75 \times 2.4(1.13 + 2.4/2) + 8.70 \times 1.13 \times (1.13/2 + 2.4 + 1.13) \Rightarrow$$

$$R_B = 22.73 \text{ KN}$$

Ce qui donne $R_A = 22.73 \text{ KN}$

➤ **Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants**

Pour $0 \leq x \leq 1.13 \text{ m}$

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

$$X = 0 \rightarrow T_y = R_A = 22.73 \text{ KN}$$

$$X = 1.13 \text{ m} \rightarrow T_y = -8.70 \times 1.13 + 22.73 = 12.90 \text{ KN}$$

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

$$M_Z = R_A x - 8.70 x^2/2$$

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

$$X = 1.13 \text{ m} \rightarrow M_Z = 20.13 \text{ KNm}$$

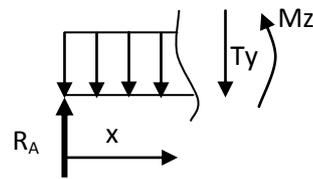
Le moment $M_Z(x)$ est maximal pour la valeur de $x = 2.61 \text{ m}$ d'où $M_Z^{\max} = 29.70 \text{ KNm}$

$$M_0 = M_Z^{\max} = 29.70 \text{ KNm}$$

Aux appuis : $M_a = -0.3 \times M_Z^{\max} = -8.91 \text{ KNm}$

En travée : $M_t = 0.85 \times M_Z^{\max} = 25.25 \text{ KNm}$

$$M_0 = M_Z^{\max} = 29.70 \text{ KNm}$$



Pour $1.13 \leq x \leq 3.53 \text{ m}$

$$T_y = R_A - q_{pl} \times 1.13 - q_{ps1} (x - 1.13)$$

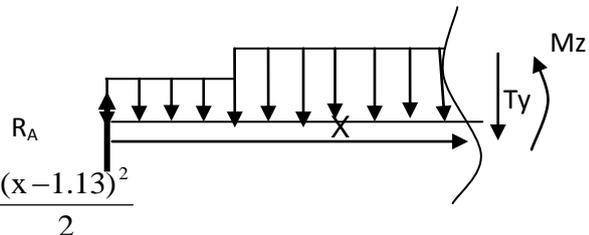
$$X = 1.13 \rightarrow T_y = 12.90 \text{ KN}$$

$$X = 3.53 \rightarrow T_y = -12.90 \text{ KN}$$

$$M_Z = R_A x - (q_{pl} \times 1.13)(x - 0.565) - q_{ps} \frac{(x - 1.13)^2}{2}$$

$$X = 1.13 \rightarrow M_Z = 20.13 \text{ KN m}$$

$$X = 3.53 \rightarrow M_Z = 20.13 \text{ KN m}$$



Pour $3.53 \leq x \leq 4.66 \text{ m}$

$$T_y = R_A - q_{pl1} \times 1.13 - q_{ps} 2.4 - q_{pl3} (x - 3.53)$$

$$X = 3.53 \rightarrow T_y = -12.90 \text{ KN}$$

$$X = 4.66 \rightarrow T_y = -22.73 \text{ KN}$$

$$M_Z = R_A x - (q_{pl} \times 1.13)(x - 0.565) - q_{ps} \times 2.40(x - 2.4/2 - 1.13) - q_{pl} \frac{(x - 3.53)^2}{2}$$

$$X = 3.53 \rightarrow M_Z = 20.13 \text{ KNm}$$

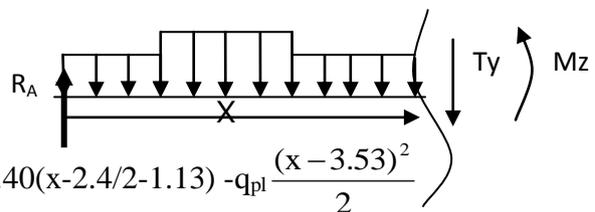
$$X = 4.66 \rightarrow M_Z = 0 \text{ KN m}$$

Le moment $M_Z(x)$ est maximal pour la valeur de $x = 2.05 \text{ m}$ d'où $M_Z^{\max} = 29.70 \text{ KNm}$

$$M_0 = M_Z^{\max} = 29.70 \text{ KNm}$$

Aux appuis : $M_a = -0.3 \times M_Z^{\max} = -8.91 \text{ KNm}$

En travée : $M_t = 0.85 \times M_Z^{\max} = 25.25 \text{ KNm}$



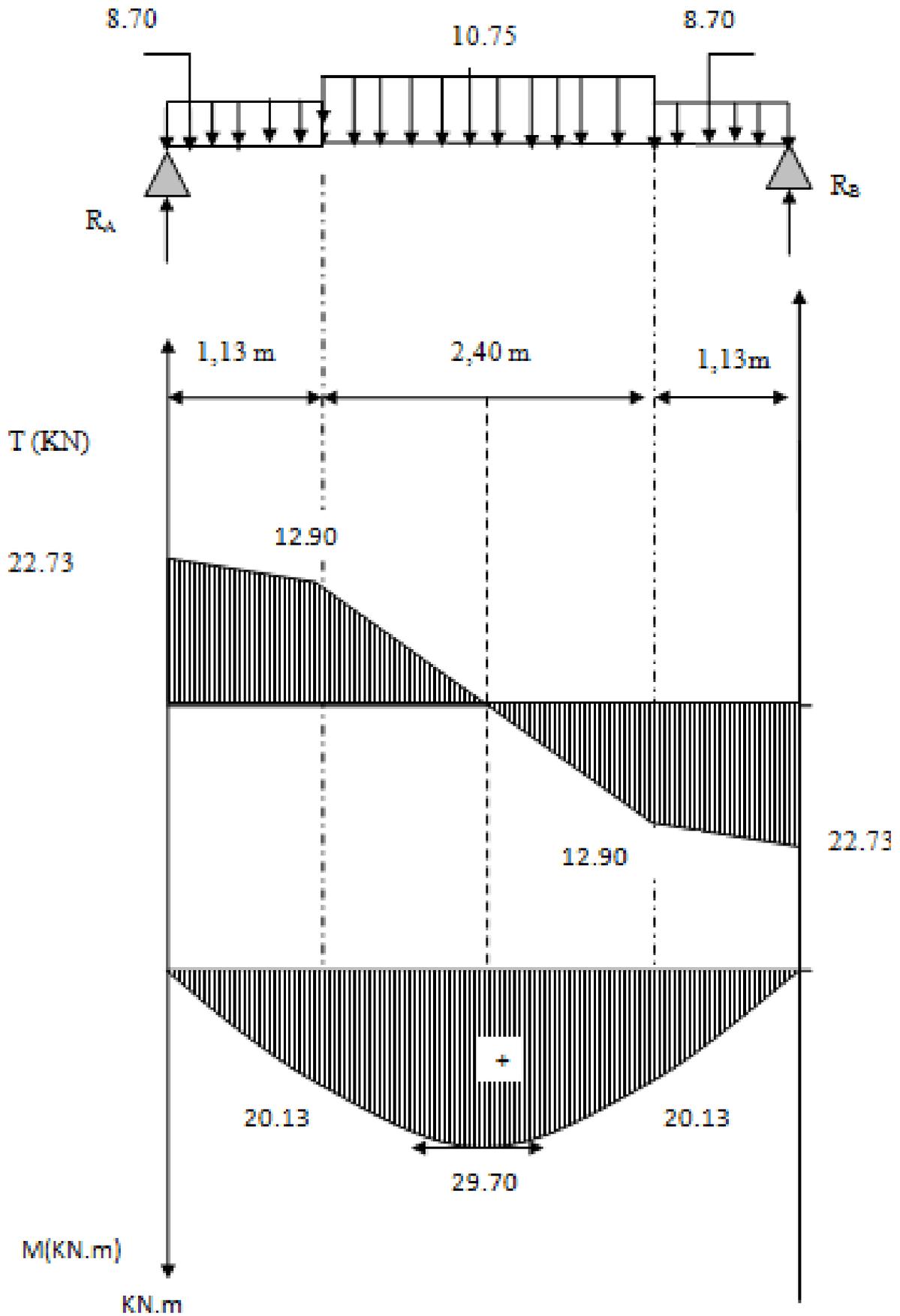


Figure III.7.4: Diagrammes des efforts internes de la 1^{ère} volée à l'ELS

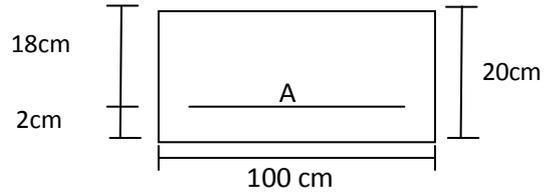
III.7.7 Calcul du ferrailage des paillasses:

Le calcul se fera en flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le schéma précédent.

$$B = 100 \text{ cm} \quad c = 2 \text{ cm} \quad d = 18 \text{ cm}$$

➤ **En travée :**

$$M_u = 25.25 \text{ KN.m}$$



$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{25.25 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.055$$

$$\mu_b = 0.055 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \longrightarrow \text{Tableau } \beta = 0.750$$

$$A_t = \frac{M_u}{Bd \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{25.25 \times 10^3}{0.750 \times 18 \times 348} = 5.37 \text{ cm}^2$$

On opte pour **5HA12=5.65cm²/ml** ; avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

❖ **Armatures de répartition :**

$$A_{sr} \geq \frac{A_{st}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On opte pour **5HA8=2.51cm²/ml** avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **aux appuis :**

$$M_u = -8.91 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8.91 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.019$$

$$\mu_b = 0.019 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \longrightarrow \text{Tableau } \beta = 0.813$$

$$A_{a1} = \frac{M_u}{Bd \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{8.91 \times 10^3}{0.813 \times 18 \times 348} = 1.75 \text{ cm}^2$$

$A_a = 1.75 \text{ cm}^2$ on opte pour **4HA10 = 3.14 cm²** avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

❖ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA8 = 2.01 cm²** avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

III.7.8 Calcul à l'ELS :**III.7.8.1 Vérification à l'ELS :****➤ Contrainte de compression dans le béton :**

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa.$$

➤ Aux Appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 18} = 0,174$$

$$\rho_1 = 0,174 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,932 \\ K_1 = 58.53 \\ K = 0.017 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{A\beta_1 d} = \frac{8.91 \times 10^3}{3.14 \times 0,932 \times 18} = 169.15 [MPa].$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s = 0,017 \times 169.15 = 2.87 < 15MPa. \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 18} = 0,314 \longrightarrow \begin{cases} \beta = 0.9 \\ K = \frac{1}{42.15} = 0,024 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{A\beta_1 d} = \frac{25.25 \times 10^3}{5.65 \times 0,9 \times 18} = 275.87 [MPa].$$

$$\sigma_{bc} = 0,024 \times 275.87 = 6.62MPa$$

$$\sigma_{bc} = 6.62 < 15MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.7.8.2 Etat limite d'ouverture des fissurations :

Les fissurations sont peu nuisibles, donc aucune vérification n'est nécessaire

III.7.8.3 Vérification de la flèche :

Les conditions à vérifier au préalable sont

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \frac{20}{466} = 0.043 \leq 0.0625$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$
- $A_t \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e}$

La première condition n'est pas vérifiée.

Etant donné qu'une condition sur trois n'est pas vérifiée, il est nécessaire de vérifier la flèche.

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

Avec :

$$q_s = \max(q_s^1 ; q_s^2) = \max(10.75 ; 8.70) = 10.75 \text{ KN/mL}$$

E_v : Module de déformation différé

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

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

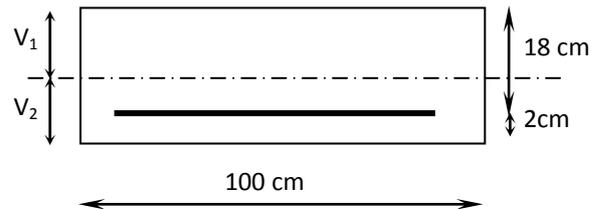
$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C_2)^2$$

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

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

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

$$S_{xx'} = \frac{100 \times (20)^2}{2} + (15 \times 5.65 \times 18) = 21525.5 \text{ cm}^3$$



B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 20) + (15 \times 5.65) = 2084.75 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{21525.5}{2084.75} = 10.33 \text{ cm} ; V_2 = h - V_1 = 20 - 10.33 = 9.67 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

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

$$I = \frac{100}{3} \times ((10.33)^3 + (9.67^3)) + 15 \times 5.65 \times (9.67 - 2)^2$$

$$I = 71870.2 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{10.75 \times 10^3 \times (4.66)^4}{10818,86 \times 10^6 \times 71870.2 \times 10^{-8}} = 0,0085 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4.66}{500} = 0.0093 \text{ m}$$

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

III-8 Poutre palière:

Introduction:

La poutre palière est encadrée à ses extrémités dans les poteaux ; c'est une poutre de section rectangulaire.

III-8.1 pré dimensionnement :

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivant :

➤ **Hauteur :** $L=360 \text{ cm}$

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivant :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{360}{15} \leq h \leq \frac{360}{10} \Rightarrow 24\text{cm} \leq h \leq 36\text{cm}.$$

Avec :

L=longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

h= hauteur de la poutre

Compte tenu des exigences du RPA99 (Art 7.5.1), on opte pour **h=30cm**

➤ **Largeur :**

La largeur de la poutre est donnée par la formule suivant :

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 12 \leq b \leq 21\text{cm}$$

$$\text{On a : } \begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ \frac{30}{20} = 1.5 \leq 4 \end{cases} \Rightarrow b = 20[\text{cm}] \quad \text{Condition vérifiées.}$$

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

III-8.2 charge revenant à la poutre :

Poids propre de la poutre $0.3 \times 0.2 \times 25 = 1.5\text{KN/ml}$.

Poids propre du mur : $2.36(3.06 - 0.30) = 6.513\text{KN/ml}$

$$G = 8.013\text{KN/ml}$$

Réaction du palier : on prend le cas le plus défavorable :

ELU: $T_U = 31.46\text{KN/ml}$.

ELS: $T_S = 22.66\text{KN/ml}$.

III-8.3 A l'ELU :

➤ **Calcul du moment et l'effort :**

$$q_u = 8.01 \times 1.35 + 31.46 = 42.27\text{KN/ml}.$$

➤ **Moment3 isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_u \ell^2}{8} = \frac{42.27 \times (3.60)^2}{8} = 68.48\text{KN.m}$$

$$M_0 = 68.48\text{KN.m}.$$

➤ **L'effort tranchant :**

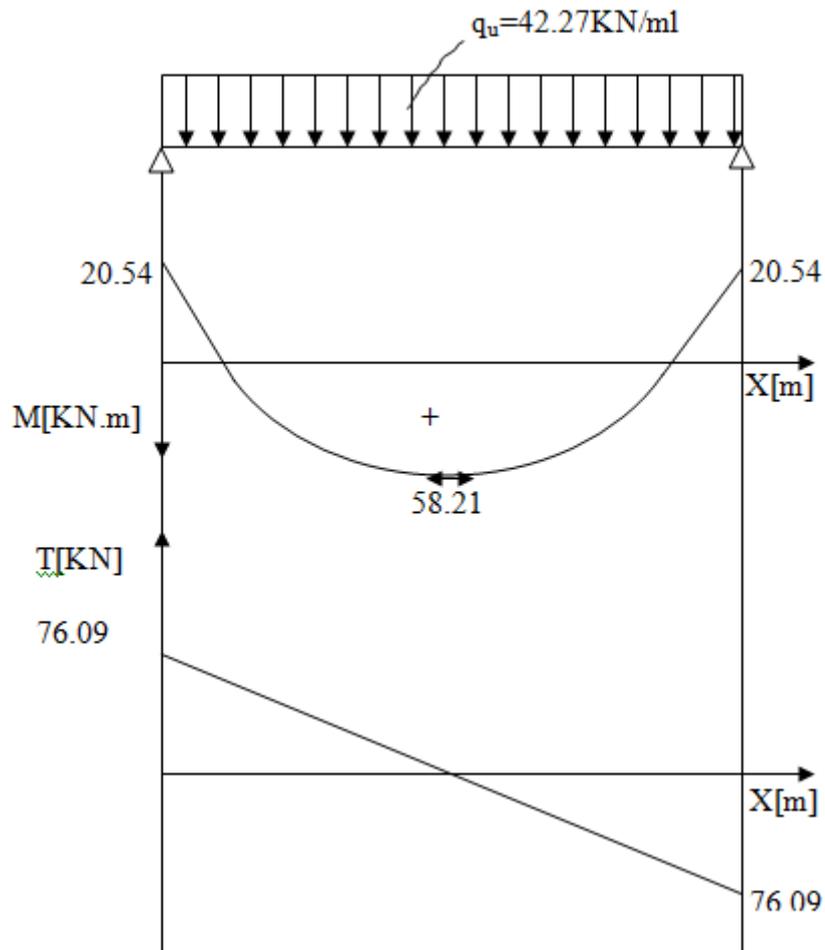
$$T = \frac{q_u \ell}{2} = \frac{42.27 \times (3.60)}{2} = 76.09 \text{ KN.}$$

Etant donné l'effort de semi encastrement on aura.

$$\text{En appuis : } M_{\text{uapp}} = (-0, 3) M_0^{\text{max}} = 0.3 \times 68.48 = -20.54 \text{ KN.m.}$$

$$\text{En travée: } M_{\text{ut}} = (0, 85) M_0^{\text{max}} = 0.85 \times 68.48 = 58.21 \text{ KN.m}$$

➤ **Diagramme M et de T :**



III-8.4 Ferrailage :

➤ **En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{58.21 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14,2} = 0.261 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_b = 0.261 \longrightarrow \beta = 0.845.$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{58.21 \times 10^3}{0.845 \times 28 \times 348} = 7.07 \text{ cm}^2.$$

Soit : $3HA14 + 3HA12 = 8.01 \text{ cm}^2.$

➤ **Aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_{uapp}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{20.54 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14,2} = 0.092 (0.392 = \mu_R \Rightarrow SSA).$$

$$\mu_b = 0.092 \longrightarrow \beta = 0.952.1$$

$$A_{uapp} = \frac{M_{uapp}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{20.54 \times 10^3}{0.952 \times 28 \times 348} = 2.21 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_{app} = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2.$

III-8.5 Vérification à l'ELU :

➤ **Condition de non fragilité : (BAEL91/Art4.2.1)**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f} = 0.23 \times 20 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.676 \text{ m}^2$$

$$A_{ut} = 8.01 \text{ cm}^2 > 0.676 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Vérifié.}$$

$$A_{ua} = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.676 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Vérifié.}$$

➤ **Condition de l'effort tranchant : fissuration peu nuisible**

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

$$\tau_u = \frac{76.09 \times 10}{20 \times 28} = 1.36 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifié}$$

Il y'a aucun risque de cisaillement

➤ **Influence de l'effort tranchant au niveau au voisinage des appuis :**

• **Influence sur les aciers :**

$$A_a \geq 1.15 \left(V_u + \frac{M_a}{a} \right) / f_e = 1.15 \left(76.09 \times 100 - \frac{20.54 \times 10^3}{0.9 \times 28} \right) / 4000 = 1.95 \text{ cm}^2$$

$$1.95 \text{ cm}^2 \leq A_a = 3.39 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Vérifié}$$

• **Influence sur béton :**

$$V_u \leq 0.4b \times 0.9d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 20 \times 0.9 \times 28 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1} = 336 \text{ KN}$$

$$V_u = 76.09 \text{ KN} < 336 \text{ KN} \rightarrow \text{Vérifié}$$

➤ **Vérification de l'adhérence aux appuis :**

On doit vérifier :

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

$$\sum U_i = \sum n\pi\Phi = 3 \times 3.14 \times 1.2 = 11.30 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{76.09 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 113} = 2.67 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifié.}$$

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

➤ **Ancrage des barres aux appuis :**

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

$$l_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 423.3 \text{ mm} = 42.33 \text{ cm.}$$

Pour des raisons pratiques il est nécessaire d'adopter un crochet normale, d'après le

BAEL91 ; la longueur nécessaire pour les aciers HA est $0.4l_s = 0.4 \times 42.33 = 16.93 \text{ cm}$.

On prend 17cm

➤ **les armatures transversales (BAEL91Art722) :**

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que l'on ait.

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \Phi_t, \frac{h}{35}, \frac{b}{10} \right\} = \min \{14, 8.57, 20\} = 8.57 \text{ mm.}$$

$$\Phi_t = 8.6 \text{ mm}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre.

b: longueur de la poutre.

Φ_t : Diamètre minimum des armatures tendues du 1^{er} lit maintenues par cadres.

On prend $\Phi = 8 \text{ mm}$.

➤ **Espacement des armatures transversales :**

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

• **Aux appuis :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\phi_t \right) = \min \left(\frac{30}{4}, 10.32 \right) = 7.50 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 7.50 \text{ cm}$$

• **En travée :**

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

Remarque : les premières armatures transversales doivent être disposés à 5 cm au plus du nu de l'appuis ou de l'encastrement

III-8.6 Vérification à l'ELS:

Après les différentes étapes de calcul, comme à l'ELU on aura :

$$q_s = 8.01 + 22.66 = 30.67 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Moment isostatique : } M_{0s} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{(30.67)(3.60)^2}{8} = 49.69 \text{ KN.m.}$$

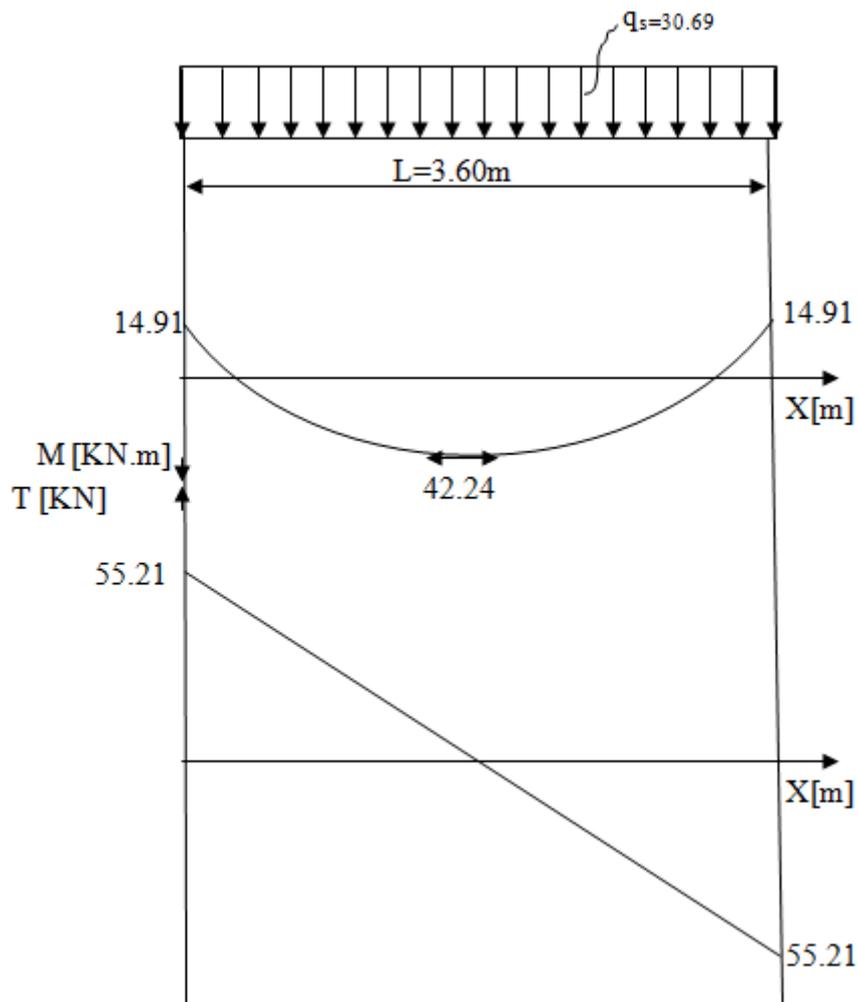
$$\text{L'effort tranchant : } T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{(30.67)(3.60)}{2} = 55.21 \text{ KN.}$$

Etant donné l'effet de semi encastrement :

$$\text{Aux appuis: } M_{\text{sapp}} = (-0, 3) M_{0s} = -14.91 \text{ KN.m.}$$

$$\text{En travée: } M_{\text{st}} = (0, 85) M_{0s} = 42.24 \text{ KN. m}$$

➤ **diagramme des sollicitations à l'ELS :**



➤ **vérification des contraintes à l'ELS :**

1) état limite de compression du béton :

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

➤ **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100A_{app}}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{20 \times 28} = 0.605 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.886 \\ K = \frac{1}{28.67} = 0.035 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{uapp}}{\beta_1 d A_{app}} = \frac{14.91 \times 10^3}{0.886 \times 28 \times 3.39} = 177.29 [MPa].$$

$$\sigma_{bc} = 177.29 / 28.67 = 6.18 [MPa].$$

$$\sigma_{bc} = 6.18 < 15MPa \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

➤ **En travée**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 8.01}{20 \times 28} = 1.43 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.841 \\ K = 16.45 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta_1 d A_t} = \frac{42.24 \times 10^3}{0.841 \times 28 \times 8.01} = 223.94 [MPa].$$

$$\sigma_s = 223.94 [MPa].$$

$$\sigma_{bc} = 223.94 / 16.45 = 13.61 [MPa] \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 [MPa]. \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

2) Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL91.Art B.6.3) :

Aucune vérification n'est à effectuer pour l'acier car l'élément et par conséquent la fissuration est peu nuisible.

3) état limite de déformation :

Pour dispenser de calcul de la flèche on vérifie.

$$1) \frac{h}{L} = \frac{30}{360} = 0.083 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{L} = 0.083 < \frac{M_t}{10 \times M_s} = \frac{42.24}{10 \times 49.69} = 0.085 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = 0.0165 \leq \frac{8.01}{fe} = 0.0200$$

Alors le calcul de la flèche n'est pas indispensable.

IV Introduction:

Dans ce chapitre, nous étudierons le système structural d'éléments assurant la rigidité et la stabilité vis-à-vis des efforts horizontaux.

L'étude du contreventement est une étape importante et décisive dans l'étude de tout bâtiment, elle mérite le plus grand soin. Elle consiste à parer la structure contre les deux types de sollicitations horizontales ; vent et séisme. Un contreventement peut être assuré par

- ❖ Des voiles ou murs, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage.
- ❖ Du système (poteaux – poutres) formant portiques étages.
- ❖ Des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou gaines présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.
- ❖ Une combinaison des deux systèmes suscités, formant un contreventement mixte ou portiques et refends rigidement liés travaillant conjointement pour faire face aux séismes.

IV .1Caractéristiques géométriques des voiles :

IV .1.1 Inertie des voiles :

- ❖ Voiles longitudinaux :

$$I_y = \frac{eL^3}{12}$$

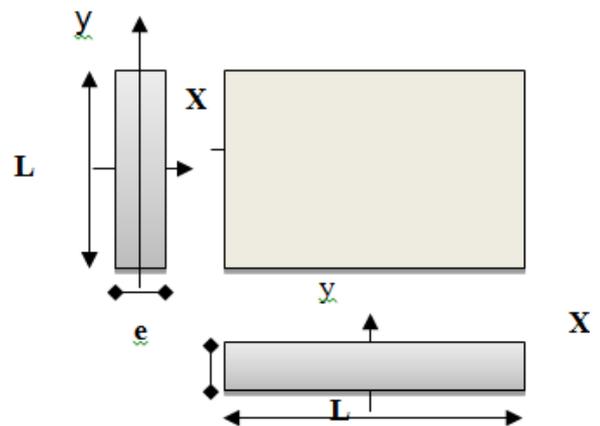
$$I_x = \frac{Le^3}{12} \ll I_y \quad \rightarrow \text{On néglige l'inertie des voiles.}$$

Longitudinaux par rapport à l'axe (x-x)

- ❖ Voiles transversaux :

$$I_x = \frac{eL^3}{12}$$

$$I_y = \frac{Le^3}{12} \ll I_x \quad \rightarrow \text{On néglige l'inertie des voiles transversaux par rapport à l'axe (y-y)}$$



IV .1.2 Calcul de l'inertie des voiles :

- Sens Transversal :

Tableau IV.1 : Inertie des voiles transversaux.

- Sens Longitudinal :

Niveau	voile	L(m)	e (m)	I y(m ⁴)	Somme(m ⁴)
RDC etage1_12	VL1	3	0,2	1.419	60.041
	VL2	3	0,2	1.419	
	VL3	2	0,2	0.777	
	VL4	2	0,2	0.777	
	VL5	1.1	0,2	0.025	
	VL6	1.1	0,2	0.0288	
	VL7	1	0,2	0.0288	
	VL8	1	0,2	0.0288	

	VL9	1.33	0,2	0.0288
	VL10	1.33	0,2	0.0288
	VL11	1.33	0,2	0.0288
	VL12	1.33	0.2	0.0288

Tableau IV.2 : Inertie des voiles longitudinaux.

Niveau	voile	L(m)	e (m)	I y(m ⁴)	Somme(m ⁴)
RDC etage1_12	VL1	3	0,2	0.45	18.174
	VL2	3	0,2	0.45	
	VL3	2	0,2	0.133	
	VL4	2	0,2	0.133	
	VL5	1.1	0,2	0.022	
	VL6	1.1	0,2	0.022	
	VL7	1	0,2	0.016	
	VL8	1	0,2	0.016	
	VL9	1.33	0,2	0.039	
	VL10	1.33	0,2	0.039	
	VL11	1.33	0,2	0.039	
	VL12	1.33	0.2	0.039	

IV .1.3 Inertie fictive des portiques par la méthode des approximations successives :

Dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes « CALCUL PRATIQUE DESOSSATURES DE BATIMENT EN BETON ARME » qui consiste à attribuer une inertie Fictive aux portiques.

Pour déterminer cette inertie, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de forces horizontales égale à 1tonne, par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien détermine de l'ouvrage sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne à chaque niveau).

En fixant l'inertie du refend a **1[m4]**,il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refonds et pour les portiques.

IV .1.4 Calcul des flèches du refonds :

Le calcul des flèches du refend dont l'inertie I= 1[m4], soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du « moment des aires ». Le diagramme des moments fléchissant engendres par la série de forces horizontales égales à 1tonne est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure (IV.), au-dessous est donnée par :

$$f_i = \frac{\sum s_i d_i}{EI}$$

Avec :

S_i : Surface du trapèze.

d_i : Distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.

$$s_i = \frac{(b_i + b_{i+1}) \cdot h}{2}$$

La distance du trapèze a sa

$$\frac{(2b_i + b_{i+1}) \cdot h}{3(b_i + b_{i+1})}$$

centre de gravité d'un plus petite base : $d_i =$

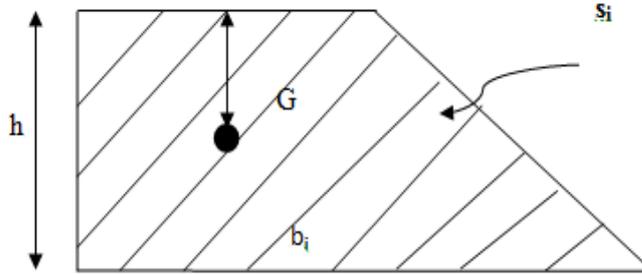
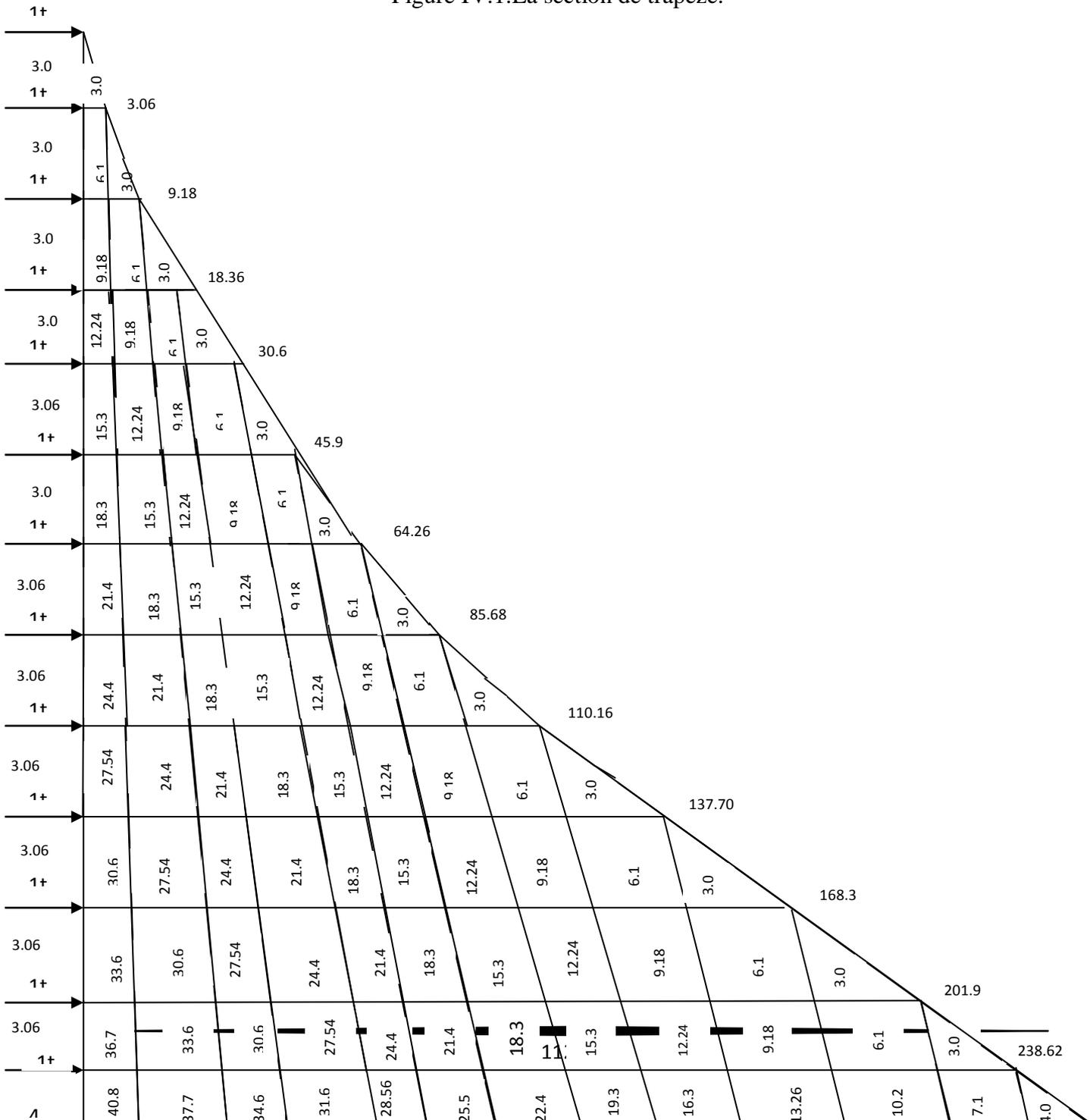


Figure IV.1.La section de trapèze.



IV .1.5 Le tableau suivant donne les aires ((S_i) et la position du centre de gravité ((d_i))

Tableau IV.3 : Valeurs de la flèche pour chaque niveau.

Niveau	h(m)	b _i (m)	b _{i+1} (m)	S _i (m)	d _i (m)	S _i × d _i	∑ s _i × d _i =EI.f _i
12	3,06	3,06	0,00	4.682	2.04	9.55	8414.82
11	3,06	9.18	3,06	18.727	1.785	33.43	7362.97
10	3,06	18.36	9.18	42.136	1.7	71.63	7012.35
9	3,06	30.6	18.36	74.909	1.658	124.2	6839.10
8	3,06	45.9	30.6	117.045	1.632	191.02	6731.85
7	3,06	64.24	45.9	168.514	1.615	272.13	6661.73
6	3,06	85.68	64.24	229.378	1.603	367.7	6612.23
5	3,06	110.16	85.68	299.635	1.594	477.63	6575.11
4	3,06	137.70	110.16	379.226	1.587	601.84	6546.23
3	3.06	168.3	137.70	468.18	1.581	740.19	6521.48
2	3.06	201.96	168.3	566.498	1.576	892.80	6500.86
1	3.06	238.62	201.96	674.087	1.572	1059.66	6484.36
RDC	4.08	291.72	238.62	1081.894	2.108	2280.63	2280.63

$$F_{RDC} = \frac{1}{EI} (s_i \cdot d_i) = \frac{2280.63}{EI}$$

$$F_1 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=2} s_i d_i = \frac{6484.36}{EI}$$

$$F_2 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=3} s_i d_i = \frac{6500.86}{EI}$$

$$F_3 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=4} s_i d_i = \frac{6521.48}{EI}$$

$$F_4 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=5} s_i d_i = \frac{6546.23}{EI}$$

$$F_5 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=6} s_i d_i = \frac{6575.11}{EI}$$

$$F_6 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=7} s_i d_i = \frac{6612.23}{EI}$$

$$F_7 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=8} s_i d_i = \frac{6661.73}{EI}$$

$$F_8 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=9} s_i d_i = \frac{6731.85}{EI}$$

$$F_9 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=10} s_i d_i = \frac{6839.10}{EI}$$

$$F_{10} = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=10} s_i d_i = \frac{7012.35}{EI}$$

$$F_{11} = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=10} s_i d_i = \frac{7362.97}{EI}$$

$$F_{12} = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=10} s_i d_i = \frac{8414.82}{EI}$$

IV.1.6 Déplacement des portiques :

Le déplacement de chaque niveau : $\Delta_n = \Psi_n \times h$

$$\text{Avec : } E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \sum K_{pn}} + \frac{E_{\theta_n} + E_{\theta_{n-1}}}{2}$$

Le déplacement du portique au niveau « i » : $\Delta_i = \sum \Delta_n$

➤ Rotation d'étage :

- ❖ -La rotation d'un poteau encastré à la base au 1^{er} niveau : $E_{\theta_1} = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1} + 2 \sum K_{p1}}$
- ❖ -La rotation de chaque poteau encastré au 1^{er} niveau : $E_{\theta_1} = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1}}$
- ❖ -La rotation d'un poteau des étages courants : $E_{\theta_n} = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{tn}}$

Avec : $M_n = T_n \times h$

K_{tn} : raideur des poutres $\rightarrow K_{tn} = \frac{I_{tn}}{L}$

K_{pn} : raideur des poteaux $K_{pn} = \frac{I_{pn}}{h}$

h : hauteur d'étage.

L : portée libre de la poutre.

IV.1.7 Inertie fictive :

$$I_{en} = \frac{f_n}{D_n}$$

Avec : $D_n = \sum \Delta_n$

I_{en} : Inertie fictive du portique au niveau i.

F_n : flèche du refend au même niveau i.

D_n : déplacement du niveau i (somme des déplacements des portiques du niveau i).

Δ_n : déplacement du portique au niveau i

$\sum K_{tn}$: Somme des raideurs des poutres du niveau n.

$\sum K_{pn}$: Somme des raideurs des poteaux du niveau n.

E : module de Young.

Remarque:

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux sont résumées dans les tableaux qui suivent :

➤ Sens longitudinal :

Niveau	$\sum K_{th}$	$\sum K_{pn}$	M_n	M_{n+1}	$E\theta_n$	$E\theta_n$	$\Delta_i(\text{cm})$	$\sum \Delta_i$	$f_i(\text{m})$	$I_{eiy}(\text{m}^4)$	$I_{ei}(\text{m}^4)$
12	0.0021	0.0048	3,06	0,00	0.061	0.175	0.534	30.167	8414.82	0.278	1.283
	0.0032	0.0056			0.040	0.125	0.383	25.066		0.335	
11	0.0021	0.0048	6.12	3,06	0.182	0.349	1.068	29.633	7362.97	0.248	1.142
	0.0032	0.0056			0.120	0.250	0.766	24.682		0.298	
10	0.0021	0.0048	9.18	6.12	0.304	0.524	1.602	28.565	7012.35	0.245	1.124
	0.0032	0.0056			0.199	0.376	1.150	23.916		0.293	
9	0.0021	0.0067	12.24	9.18	0.425	0.759	2.324	26.963	6839.1	0.253	1.153
	0.0032	0.0089			0.279	0.513	1.570	22.767		0.3	
8	0.0021	0.0067	15.3	12.24	0.546	1.040	3.183	22.049	6731.85	0.305	1.34
	0.0032	0.0089			0.359	0.701	2.145	19.465		0.345	
7	0.0021	0.0067	18.36	15.3	0.668	1.139	3.486	22.351	6661.73	0.298	1.312
	0.0032	0.0089			0.438	0.770	2.355	19.675		0.338	
6	0.0021	0.01	21.42	18.36	0.789	0.913	2.794	26.103	6612.23	0.253	1.099
	0.0032	0.014			0.518	0.727	2.223	23.379		0.282	
5	0.0021	0.01	24.48	21.42	0.911	0.999	3.058	26.367	6575.11	0.249	1.086
	0.0032	0.014			0.598	0.785	2.401	23.557		0.279	
4	0.0021	0.01	27.54	24.48	1.032	1.086	3.322	26.630	6546.23	0.245	1.073
	0.0032	0.014			0.677	0.843	2.579	23.735		0.275	
3	0.0021	0.015	30.6	27.54	1.154	1.263	3.864	18.866	6521.48	0.345	1.473
	0.0032	0.02			0.757	0.962	2.944	17.320		0.376	
2	0.0021	0.015	33.66	30.6	1.275	1.281	3.919	19.481	6500.86	0.333	1.842
	0.0032	0.02			0.837	1.015	2.746	12.902		0.503	
1	0.0021	0.015	36.72	33.66	1.396	1.242	3.801	24.828	6484.36	0.261	1.041
	0.0032	0.02			0.916	0.951	2.911	24.937		0.26	
RDC	0.0021	0.011	40.8	36.72	1.538	1.575	4.819	10.156	2280.63	0.224	0.896
	0.0032	0.015			1.009	1.319	4.819	10.156		0.224	

➤ Sens transversal :

Niveau	$\sum K_{th}$	$\sum K_{pn}$	M_n	M_{n+1}	$E\theta_n$	$E\theta_n$	$\Delta_i(\text{cm})$	$\sum \Delta_i$	$f_i(\text{m})$	$I_{ey}(\text{m}^4)$	$I_{ei}(\text{m}^4)$
12	0.00054	0.0021	3,06	0,00	0.236	0.334	1.021	33.347	8414.82	0.252	2.028
	0.00084	0.0028			0.152	0.261	0.799	33.125		0.254	
11	0.00054	0.0021	6.12	3,06	0.708	0.754	2.307	32.854	7362.97	0.224	1.816
	0.00084	0.0028			0.455	0.567	1.735	32.281		0.228	
10	0.00054	0.0021	9.18	6.12	1.181	1.171	3.583	31.471	7012.35	0.222	1.818
	0.00084	0.0028			0.759	0.869	2.659	30.547		0.229	
9	0.00054	0.0034	12.24	9.18	1.653	1.405	4.298	29.581	6839.1	0.231	1.902
	0.00084	0.0045			1.063	1.036	3.171	28.453		0.24	
8	0.00054	0.0034	15.3	12.24	2.125	1.778	5.439	27.466	6731.85	0.245	2.038
	0.00084	0.0045			1.366	1.306	3.998	26.024		0.258	
7	0.00054	0.0034	18.36	15.3	2.597	2.144	6.561	24.699	6661.73	0.269	2.278
	0.00084	0.0045			1.670	1.570	4.805	22.944		0.29	
6	0.00054	0.005	21.42	18.36	3.069	2.348	7.185	21.598	6612.23	0.306	2.628
	0.00084	0.0068			1.973	1.705	5.218	19.632		0.336	
5	0.00054	0.005	24.48	21.42	3.542	2.696	8.249	18.405	6575.11	0.357	3.156
	0.00084	0.0068			2.277	1.955	5.984	16.140		0.407	
4	0.00054	0.005	27.54	24.48	4.014	4.001	12.242	47.136	6546.23	0.138	1.56
	0.00084	0.0068			2.580	2.614	8.000	30.526		0.214	
3	0.00054	0.0075	30.6	27.54	4.486	4.118	12.600	47.495	6521.48	0.137	1.546
	0.00084	0.0099			2.884	2.686	8.220	30.746		0.212	
2	0.00054	0.0075	33.66	30.6	4.958	4.388	13.427	48.321	6500.86	0.134	1.51
	0.00084	0.0099			3.188	2.864	8.763	31.289		0.207	
1	0.00054	0.0075	36.72	33.66	5.431	4.658	14.253	49.148	6484.36	0.131	1.48
	0.00084	0.0099			3.491	3.041	9.306	31.833		0.203	
RDC	0.00054	0.0056	40.8	36.72	5.981	1.575	4.418	10.156	2280.63	0.224	1.792
	0.00084	0.0075			3.584	2.815	4.819	10.156		0.224	

IV.1.8 Inerties moyennes des portiques :

Tableau IV-6) Inertie moyennes sens longitudinal :

Niveau	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Iey (m⁴)	1.283	1.142	1.124	1.153	1.34	1.312	1.099	1.086	1.073	1.473	1.842	1.041	0.896
Imoy	1.220												

Tableau IV-7) Inertie moyennes sens transversal :

Niveau	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Iey (m⁴)	2.028	1.816	1.818	1.902	2.038	2.278	2.628	3.156	1.56	1.546	1.51	1.48	1.792
Imoy	1.965												

IV.1.9 Comparaison des inerties des voiles et des portiques :

Tableau IV-8) pourcentage des inerties sens longitudinal

	Imoy par niveau (m⁴)	% de participation
Portique	1.220	6.29%
Voile	18.174	93.71%
Somme	19.394	100 %

Tableau IV-9) pourcentage des inerties sens transversal :

	Imoy par niveau (m⁴)	% de participation
Portique	1.965	3.17%
Voile	60.042	96.83%
Somme	62.006	100%

❖ Conclusion :

En examinant les résultats obtenus par cette étude au contreventement, nous avons constaté que l'inertie des voiles est bien plus importante par rapport à celle des portiques. Donc notre structure sera contreventée par voiles.

Les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.

- D'où le coefficient de comportement **R = 3.5 (tableau 4.3. RPA 99 révisé 2003)**.

V. Introduction :

À l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (MEF), permettant le calcul automatique de diverses structures. Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la MEF, et comprenne également le processus de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la MEF et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul.

Cette étude se fixe comme objectif la présentation des notions fondamentales de calcul automatique d'un point de vue essentiellement physique tout en considérant le code de calcul dans son efficacité opératoire, c'est-à-dire en tant qu'outil destiné à l'utilisateur professionnel. Ce dernier pourra alors, en tenant compte des considérations précédentes, formuler son problème de calcul des structures et contrôler presque sans efforts les résultats fournis par l'ordinateur.

V.1 Concept de base de la MEF :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments.

La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans « la théorie des poutres ». Pour chaque type d'élément, une fonction de déformation de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base du principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équations algébriques linéaires peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant inconnus les déformations au niveau des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidités de chaque élément.

V-2 Description de l'ETABS :

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adaptée au bâtiment, et ouvrage de génie civil. Il permet en même temps l'environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statique et dynamique avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le poste processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration etc.

- **Rappel : (terminologie)**

Grid line : ligne de grille.

Joints : nœuds.

Frame : portique (cadre).

Shell : voile.

Element : élément.

Restraints : degrés de liberté (DDL).

Loads : charge.

Uniformedloads : point d'application de la charge.

Define : définir.

Material : matériaux.

Concrete : béton.
 Steel : acier.
 Frame section : coffrage.
 Column : poteau.
 Beam : poutre.

V.3 Manuel d'utilisation du l'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS V.9.6.0
 Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS

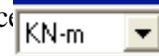
V.3.1 Etapes de modélisation :

➤ Première étape :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

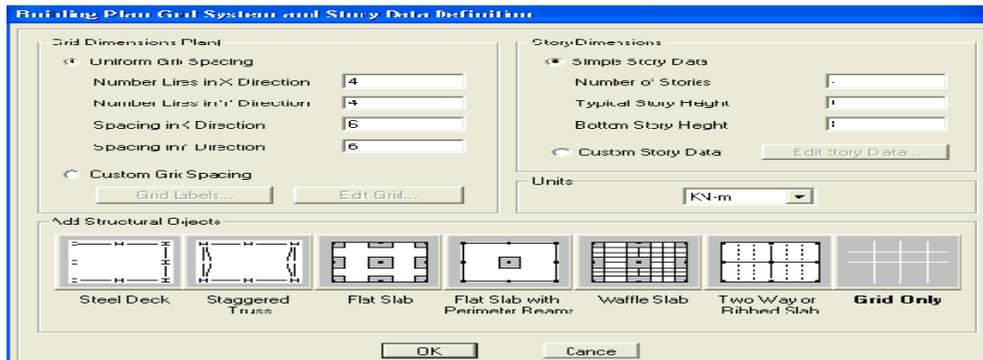
a- Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans L'ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements



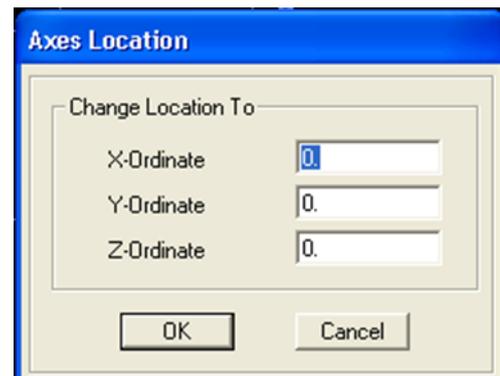
b- Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne file puis New model ou bien (ctrl+n). Cette option permet de créer rapidement un modèle régulier, en utilisant des exemples de structures prédéfinis dans la base de données.



Pour une construction en Auto-Table .on choisit la première icône, dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à spécifier :

- Le nombre des lignes dans la direction X
(**Number lines in X direction**)
- Le nombre des lignes dans la direction Y
(**Number lines in Y direction**)
- Nombre de travées dans le sens de Y
(**Number of bays along Y**)
- Hauteur d'étage (**story High**)
- Langueur de travée dans le sens de X
(**Spacing in X direction**) (Entre axes)
- Langueur de travée dans le sens de Y
(**Spacing in Y direction**) (Entre axes)
- Le nombre d'étage (**Number of stories**)
- la hauteur d'étage courant (**typical story High**)
- La hauteur d'étage en bas (RDC) (**bottom story hight**)



c- Modification de la géométrie de base :

Le ETABS place automatiquement le repère à l'origine de la structure mais nous pouvons le déplacer et en le mettre au centre de la structure et ce à partir de menu (**View-change axes location**) une boîte de dialogue sera apparaître, dans cette dernière on peut déplacer notre repère dans n'importe quelle position on injectant des valeurs des coordonnées x, y et z.

Pour modifier les hauteurs et les longueurs il faut que pour chaque élément correspond une ligne de grille, pour cela nous traçons une nouvelle grille ; en double cliquant sur une importe quelle grille ; on aura une boîte de dialogue

- Coches la case spacing et introduire les longueurs de chaque travée dans les deux directions

-Enfin on valide avec OK.

➤ Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à spécifier les propriétés des membrures pour la structure à modéliser

a- Choix des sections :

Il existe une multitude de sections prédéfinies dans ETABS. Il est possible .par exemple, de choisir parmi une longue liste de profiles en acier qui contient toutes les informations pour une section donnée. Pour les constructions en béton armé comme les sections ne sont pas "standard", Il faut d'abord définir des nouvelles propriétés de section pour les poutres et poteaux. Il faut ensuite les assigner aux éléments Correspondants.

b- Définition des sections

Dans le menu déroulant choisir :

Define puis Frame sections

Comme nos sections sont rectangulaires on choisit dans la liste d'ajout de section : **Add rectangular** (Dans la deuxième liste à droite de la boîte)

La boîte de dialogue suivante permet de définir la géométrie de la section :

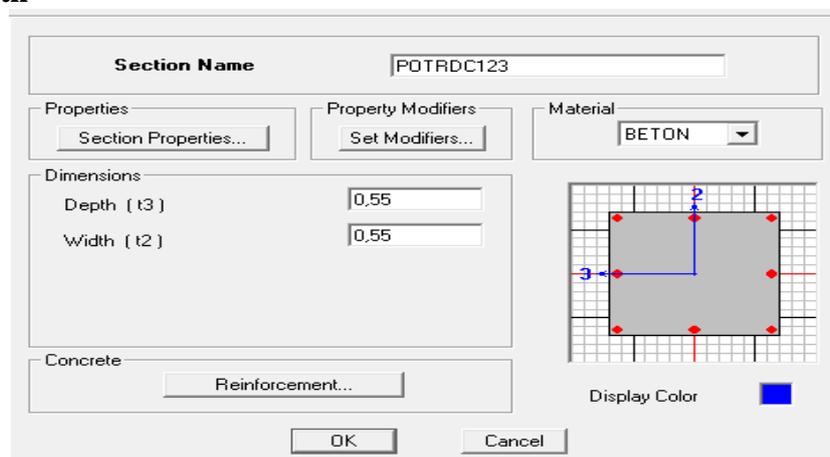
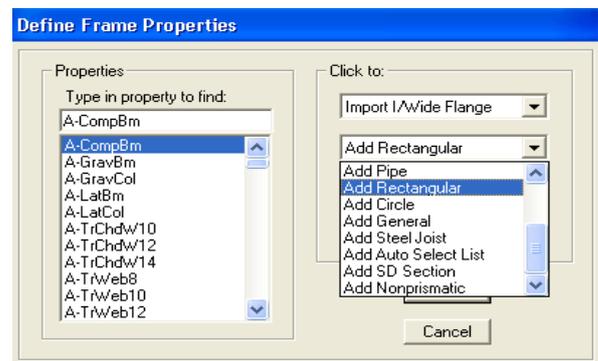
- Nom de la section **SectionName**

-choisir dans la liste des matériaux

Concrete qui veut dire béton : **Material-CONC**

-Hauteur : **Depth**

-Largeur : **width**



Nous validons avec OK, et on refait la même opération jusqu'à définir toutes les sections

c- Affectation des sections aux éléments des portiques :

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments :

-Sélectionner les éléments de même section en cliquant dessus avec la souris ou en utilisant l'outil de sélection rapide dans la barre d'outil flottante  qui permet de sélectionner plusieurs éléments à la fois en traçant un droit avec la souris

-Dans la barre d'outil nous cliquons sur  où **Assign-Frame-sections**

-On aura une boîte de dialogue qui est celle de **Define Frame sections** et dans la liste titre par **Frame section -Name** : on choisit la section appropriée aux éléments sélectionnés et on valide avec **OK**. On refait le même travail jusqu'à dimensionner tous les éléments de l'ossature.

On peut ajouter un ou plusieurs éléments pour la structure en les traçant.

- Cliquer sur  ensuite sur une ligne de grille et un nouveau élément sera tracé entre deux croisements de lignes successifs horizontalement ou verticalement ça dépend de la ligne visée (une seule clique suffira pour le tracer).

-Pour tracer librement l'élément on choisit  et en clique sur le point de départ ensuite sur le point final il faut seulement que ces points soient des croisements de lignes.

NB : pour se déplacer d'un niveau à un autre ou d'un portique à un autre on utilise les flèches qui se trouvent dans la barre d'outils.



Voiles: Define -Wall/slab/deck section

Clique sur **Add New wall**, une nouvelle fenêtre va apparaître ; là où il faut introduire un nom pour la section du voile et son épaisseur.

Pour rajouter des voiles :

-cliquer sur  et cliquer entre les lignes de la grille et le voile aura comme limite deux lignes successive verticales et deux horizontales dans la fenêtre de travail.

-Pour tracer le voile librement on choisit 

-Pour affecter **Shell sections** au voile : sélectionner le voile et cliquer sur  et choisir la section correspondante dans la liste de **Define Shell Sections**.

- **Remarque :**

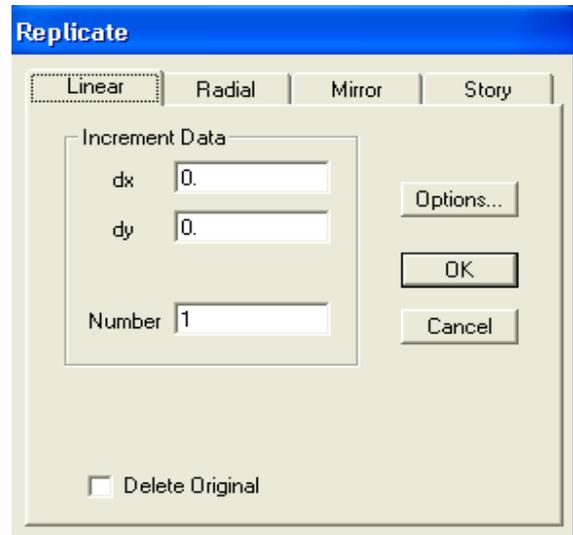
Quand la structure n'est régulière en plan et qu'elle dispose de beaucoup de décrochement il vaut mieux créer un modèle à un seul plancher et lui faire les modifications nécessaire ensuite le copier pour cela ETABS nous offre des outils de travail très performant tel que : radial, mirror et story, copier ...

Après sélection : **Edit-Replicate(Ctrl+R)**.

Comme indiqué sur la figure suivante, dans le cas où on veut faire des copies linéaires, on a qu'à introduire les distances entre les éléments sélectionnés et ceux à créer (dx,dy, number) et le nombre de copies à faire, pour une structure à 14 niveaux :

-Après avoir créé et modifier le premier niveau, on sélectionne tout **Edit-Replicate(Ctrl+R)**

-Pour x et y c'est zéro et pour z c'est la hauteur d'étage et mettre 6 pour **Number OK**



➤ **Troisième étape :**

La troisième étape consiste à spécifier les conditions limites (appuis, ect..) pour la structure à modéliser.

a) Appuis : (restraints)

-Sélectionner les nœuds de la base dans la fenêtre X-Y, en dessinant une fenêtre à l'aide de la souris.

-On attribue des appuis (**restraints**) avec le menu **Assign/point**, puis **Restraints (support)**, ou en cliquant  sur

-cliquer sur l'icône qui représente un encastrement dans la fenêtre qui apparaît (encastrement à La base des portiques pour les structures en B.A)

-ce menu peut être utilisé pour attribuer n'importe quelle combinaison de degrés liberté à un nœud quelconque

- pour les autres nœuds :

Translation dans le sens de X (libérer translation 1)

Translation dans le sens de Y (libérer translation 2)

Rotation autour de Z (libérer rotation about 3)

Pas de translation dans le sens de Z ; pas de rotation autour Y et X

(Bloquer translation 3.rotation about 1 et rotation about 2)

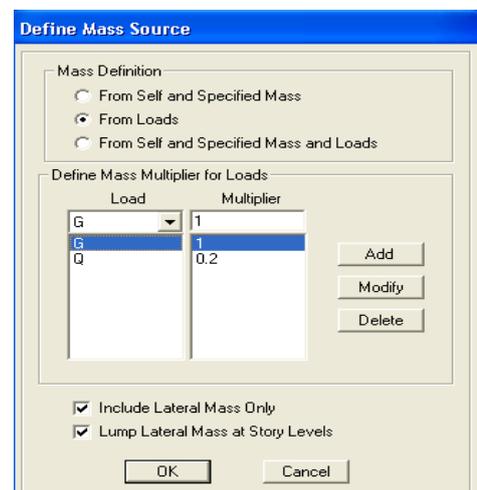
b) Masse-Source (masse revenant à chaque plancher)

La masse des planchers est supposée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notion de **Masse Source**

- pour créer ces masses on passe par define masse source une fenêtre sera apparaître
- on donne la valeur 1 pour la charge permanente

- **Remarque :**

Le modèle va prendre les charges permanentes et d'exploitation comme des charges réparties on couchant la case **fromload**



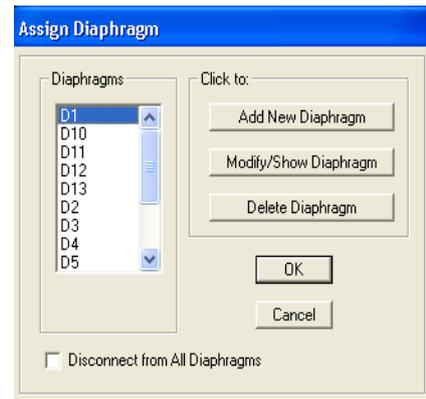
c- diaphragmes (constraints) :

Comme les planchers sont supposés infiniment rigide ; on doit relier tous les nœuds d'un même plancher a son nœud maître de sorte qu'ils forment un Diaphragme, pour cela :

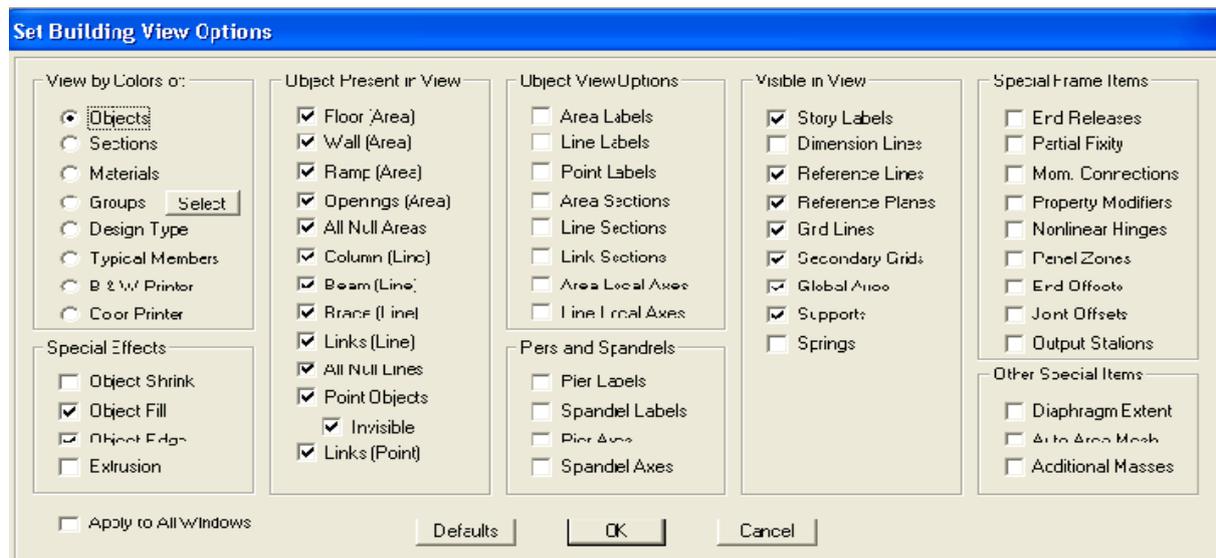
- sélectionner le premier plancher dans la fenêtre X-Y, dans le menu déroulant :

Assigne/pointnt – rigide diaphragm

- on choisit **Add diaphragm** →
- on va appeler cette **D1 : ETAGE 1**
- on refait l'opération pour le deuxième plancher qu'on va appeler D2 et ainsi de suite pour tous les autres plancher



Il est possible d'afficher différente information (numéros de nœuds d'éléments. etc) sur le modèle sélectionner la fenêtre 3D du modèle en cliquant sur l'icône **Set elements** 



Nous pouvons choisir les options d'affichages suivantes :

- nom de poutres et poteaux et les numéros des nœuds (labels)
- restraints : d d l
- constraints : diaphragme...etc.
- Masses
- Axes locaux
- Section des éléments
- Hide pour faire cacher l'élément
- ...etc.

➤ **Quatrième étape**

La quatrième étape consiste à définir les charges appliquées sur la structure a modéliser.

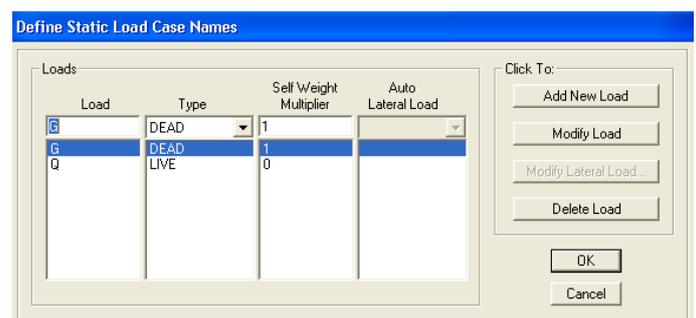
A) charge statique

a) définition de charge statique :

Choisir dans le menu déroulant : **Define** →

Staticload cases

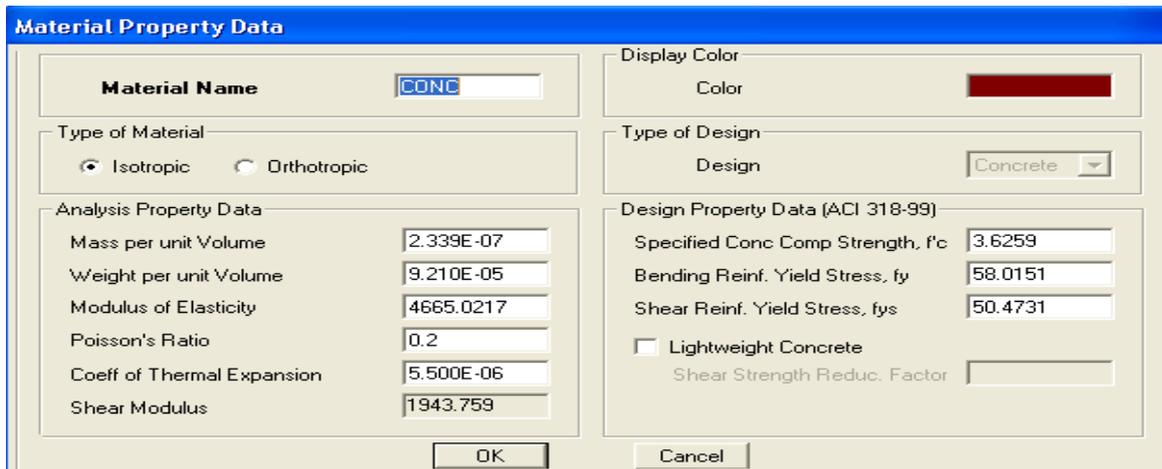
- pour les charges permanentes : entrer **G** comme nom (**Load**) et **DEAD** comme type et 1 comme multiplication interne



- (Self weight multiplier) et cliquer sur **add new Load**.
- Pour les surcharges : **Q** comme nom et **live** pour type et **0** comme coefficient interne (**Add new load**)
- **OK**

Define – Materials →

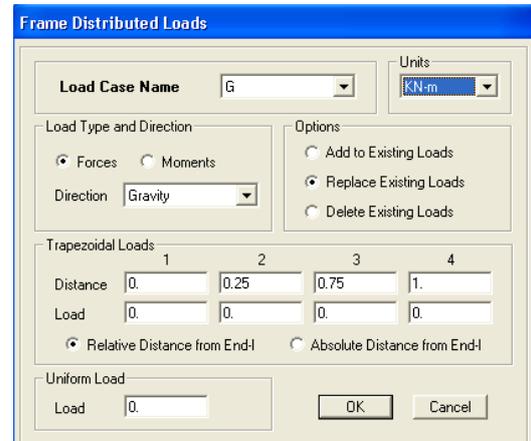
- pour l'ajout d'un nouveau matériau : cliquer sur **Add new material** pour modifier les caractéristiques du béton : Sélectionner **CONC** et cliquer sur **Modify/ Show Material**



b) chargement :

Après la sélection de l'élément à charge, on clique sur  qui se trouve dans la barre d'outils. Dans la boîte de dialogue qui apparaît, on aura à spécifier :

- Le nom de la charge, son type (force ou moment), sa direction –
- La valeur et le point d'application pour les charges concentrées
- La valeur de la charge uniformément répartie.
- L'opération à faire (ajouter, remplacer ou supprimer) en fin on valide avec OK (pour annuler on appuie sur cancel).
- Pour charger un voile on clique sur 

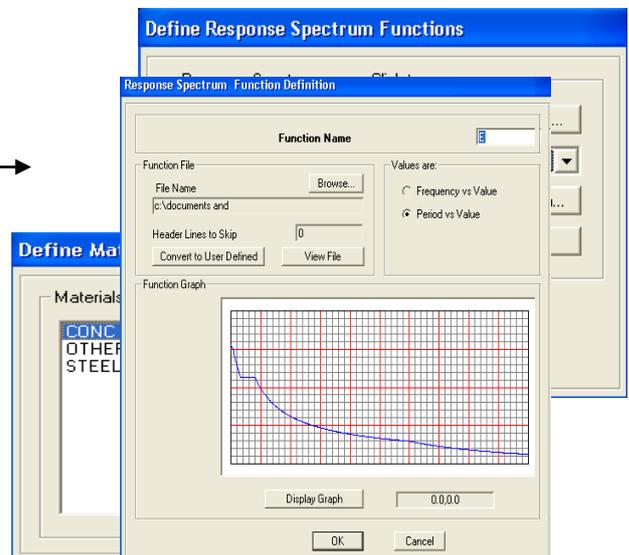


B) charge sismique

- a) **Spectre de réponse :**
- Define Réponse spectrum functions :**

Cliquer sur **Add spectrum from file**
On introduit le nom de la fonction

- **Remarque :**
On peut introduire le spectre sous forme de fichier texte c'est-à-dire avec une extension:
- Cliquez sur **Add spectrum from file**



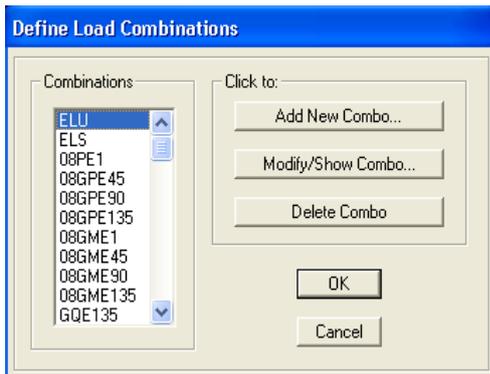
- Cliquer sur **brwns** et chercher le fichier texte qui contient le spectre qu'on préparé bien avant avec les programmes appropriés comme celui conçu par le CGS, donnant le spectre de réponse du RPA99, ce fichier doit seulement comporter les valeurs de T et de l'accélération (deux colonnes) et il doit être dépourvu de textes. Cocher **period and values, OK.**

ETABS a des spectres de réponse prédéfinis qui sont ceux caractérisant le sol américaine (UBC94S1, UBC94S2, UBC94S3, UNIT)

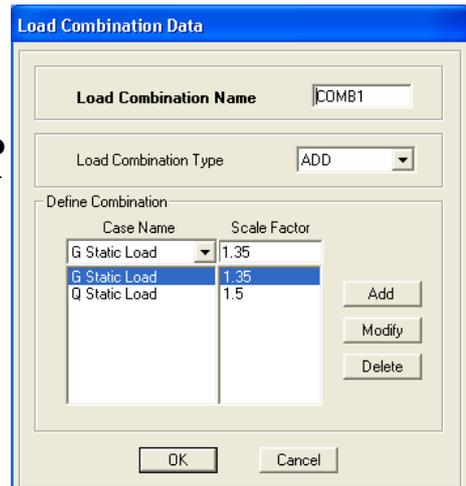
➤ **cinquième étape :**

La cinquième étape consiste a spécifier les combinaisons de charges

Define → Load combination



Add new Combo



Dans la boite de dialogue qui apparait après avoir Cliquer sur **Add new Combo**, on aura à introduire :

Le nom de la combinaison et les charges avec leur coefficients par exemple l'ULU (**1.35G + 1.5Q**).

- choisir **G** dans Case Name et introduire **1.35** dans Scale Factor et cliquer sur Add
- choisir **Q** dans Case Name et introduire **1.5** dans Scale Factor et cliquer sur Add

Valider avec **OK** et on revient vers la fenêtre de **Define → Loadcombination.**

Pour définir le coefficient une autre combinaison on refait le même travail

Pour modifier le coefficient d'un charge on procédé avec le **modify**

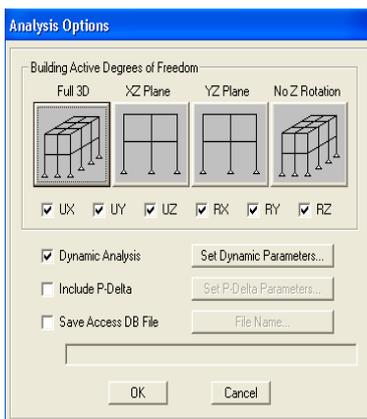
Pour modifier une combinaison : sélectionner la combinaison et clique sur **Modify**

➤ **sixième étape :**

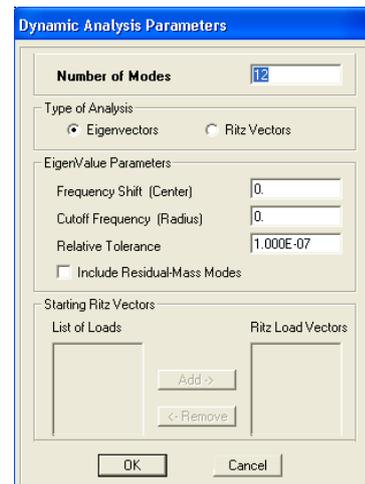
La sixième étape consiste à démarrer l'exécution du problème du mais avant l'exécution il y a lieu de spécifier de modes propre en conciliation et la création d'un fichier et l'indication de son contenu.

Modes de vibration :

Analyze → Set analysis Options



Set Dynamic parameters



On spécifier le nombre de modes a prendre en considération la ou s'est écrit **Nombre of modes** et on valide avec **OK**. Valider une autre fois dans la fenêtre d'Analysis **option**.

Exécution :

Analyze → **Run(F5)**, ou cliquer sur  Le ETABS va demander un nom pour le fichier c'est-à-dire qu'il va lancer la procédure d'enregistrement chose qui peut être bien avant avec :

File → **Save as**.

➤ Septième étape

La septième étape consiste à visualiser les résultats de l'analyse.

a) Résultat sur fichier :

S'il n'y a pas eu d'erreur lors de l'exécution du problème les résultats choisis avec **Set Options** dans le menu **analyzese** retrouve dans un fichier **.Out**, généré par l'analyse. Ce fichier peut être édité et imprimé et qu'on peut ouvrir dans un environnement texte tel que **Win Word**, **Wordpar** ou le **bloc not** de Windows ; pour le faire :

- fermer le SAP2000 sans arrêter l'analyse.
- chercher le fichier **.Out** avec recherche de windows.

b) visualisation des résultats a l'écran :

L'interface graphique d'ETABS permet de visualiser les résultats sous différentes formes.

Déplacements :

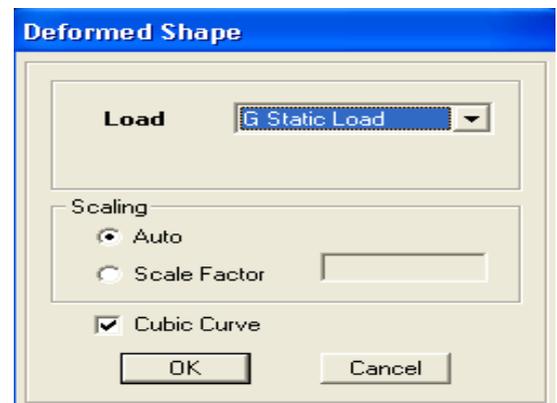
Avec le menu Display il est possible de choisir **Show Deformedshape**

Pour visualiser les déplacements. Le menu **Show Deformed** conduit à la fenêtre suivante :

Il faut spécifier le cas de chargement, **G**

Dans cet exemple. L'option **LOAD** permet de spécifier un facteur de multiplication pour le déplacement ou laisser ETABS en choisissant un **(Auto)** L'option **CubicCurve** permet d'illustrer la déformée avec une interpolation cubique tenant compte non seulement des translations mais également des rotations et donc représentation de la flexion dans les membrures.

Il est possible d'animer les déplacements en cliquant sur **Start animation**



au bas de l'écran pour voir tel même en l'entendre si on a une carte de son de la structure danser. («et» c'est pour aller d'un mode à un autre) .De plus ;il est même Possible de créer un fichier vidéo **avide** l'animation avec menu **View** et **CreatOpenView** on peut également imprimer la structure déformée avec le menu **File** et **Print Graphies**

Réaction :

Le menu Display permet d'afficher les réactions avec **Show Member Forces/ Stresses Diagram-Support/Springreaction.**

On aura la boîte de dialogue suivante :

- sélectionner le cas de chargement
- Cocher **Réactions**
- Valider pour voir les réactions affichées sur les appuis.

**Les efforts internes :**

Le menu Display permet d'afficher les efforts internes avec **Show Member Forces/Stresses Diagram/support/springreaction.** Et On aura la fenêtre suivante :

- Sélectionner le cas de chargement
- L'option **Axial force** permet d'afficher le diagramme d'efforts normaux (DEN)
- L'option **Shear 2-2** permet d'afficher le diagramme d'efforts tranchants (DET)
- L'option **Shear 3-3** affiché l'effort tranchant hors plan.
- L'option **Moment 3-3** affiché le diagramme de moments fléchissant trans (DMF)
- L'option **Torsion et Moment 2-2** affichent les moments autour d'axes
- L'option **Scalefactor** permet d'ajuster la taille des diagrammes.
- Pour voir les valeurs dans les diagrammes on décoche **FillDiagram** et on coche **Show Values on Diagram.**

- **Remarque**

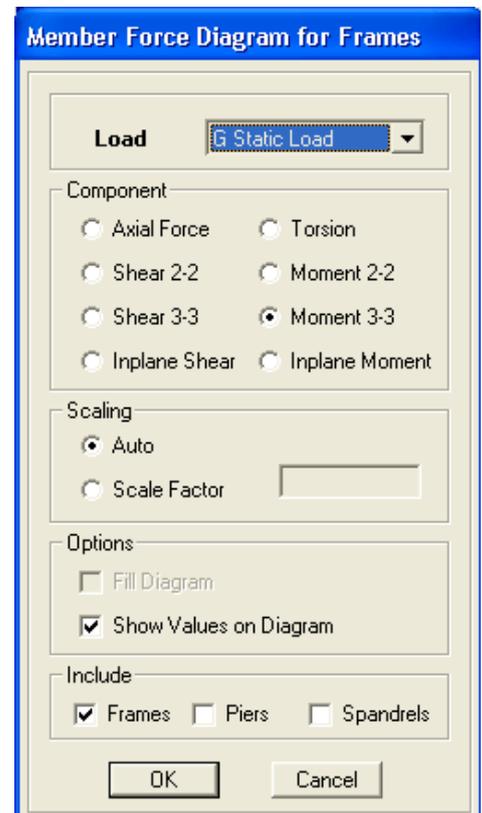
2-2, 3-3 et 1-1 sont les axes locaux des sections.

Ils sont comme indiqués sur la figure suivante avec 1-1 sortant :

1-1 est sortant (z dans les rotations habituelles)

2-2 (y dans les notations habituelles)

3-3 (x dans les notations habituelles)



- Tous les graphes peuvent être imprimés : **Fill-print Graphics** (c'est la fenêtre active qui va être imprimé et pour activer une fenêtre d'affichage on a qu'à cliquer dessus) .
- Lorsque l'analyse est effectuée. ETABS « verrouille » le modèle .ainsi. pendant toute l'étape de visualisation des résultats. Il est impossible de modifier (géométrie. Connectivité, matériaux, appuis, charges, etc.) L'icône de verrouillage. Dans la barre d'outils. En haut de L'écran, est enfoncé : , pour faire des modifications il faut d'abord déverrouiller le fichier en cliquant sur l'icône de verrouillage alors elle deviendra comme suit ...
- Lors de l'exécution, ETABS crée une multitude de fichiers avec différentes extensions
- Une fois qu'on a fermé le fichier, pour l'ouvrir une autre fois on passe par : **File** puis **Import** ensuite on va chercher le fichier qui a l'extension **EDB**
- On peut même travailler avec ETABS, mais suivant les règlements Américains, Anglais, Australiens ou l'UEROCOD et non pas suivant le B A E L.

VI .Introduction :

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste. Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

Pour cela, le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

VI.1. Choix de la méthode de calcul :

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le **RPA99/ version 2003** prévoit d'utiliser soit :

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

VI.1.1 Méthode statique équivalente :

➤ Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

➤ Conditions d'application de la MSE :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec :

$$H \leq 65m \text{ en zones I, II}_a, \text{II}_b.$$

$$H \leq 30m \text{ en zone III.}$$

- b) Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration régulière, tout en respectant les conditions complémentaires exigées par le RPA (**Art 4.1.2**) en plus de la hauteur énoncée en a).

VI.1.2 Méthode dynamique modale spectrale :

➤ Principe de la méthode dynamique modale :

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

➤ Les hypothèses :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitres) ;
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte ;
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans ;
- le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse totale.

VI.1.3 Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

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

VI.1.4 Vérification des conditions de la MSE :

➤ Condition sur la hauteur :

- TIZI-OUZOU, zone II a
 - $H_t = 40,8\text{m} > 14\text{ m}$.
- } \Rightarrow Condition non vérifiée

Conclusion :

- Dans notre cas les conditions d'application de la méthode statique ne sont pas toutes satisfaites car la condition sur la hauteur du bâtiment n'est pas vérifiée donc on va opter pour la méthode dynamique.

Avant d'exploiter les résultats du **ETABS version 9.06** on doit vérifier les conditions suivantes :

VI.1.5 Modes de vibrations : Le nombre de modes à considérer :

Pour les structures représentés par des modèles plan dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans des directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes soit égales 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de (3) dans chaque direction considérée.

Dans notre cas on doit considérer 14 modes de vibration.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,979811	70,4603	0,0001	0	70,4603	0,0001	0
2	0,874904	0,0001	68,2315	0	70,4603	68,2315	0
3	0,648593	1,5548	0	0	72,0151	68,2316	0
4	0,281417	14,1146	0	0	86,1297	68,2316	0
5	0,211147	0	18,3838	0	86,1298	86,6154	0
6	0,159418	0,9154	0,0001	0	87,0451	86,6155	0
7	0,132359	5,5616	0	0	92,6067	86,6155	0
8	0,092168	0	6,73	0	92,6067	93,3456	0
9	0,077639	3,077	0	0	95,6837	93,3456	0
10	0,070964	0,0998	0,0001	0	95,7835	93,3457	0
11	0,054378	0	3,127	0	95,7835	96,4727	0
12	0,051732	1,6497	0	0	97,4332	96,4728	0
13	0,042756	0,0528	0,0001	0	97,486	96,4728	0
14	0,037479	0,9407	0,0063	0	98,4268	96,4792	0

La valeur de la participation massique a atteint les 90% dans le mode 8.

VI.1.6 Vérification de la période :

• Estimation de la période fondamentale de la structure

- La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.
- La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante:

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

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

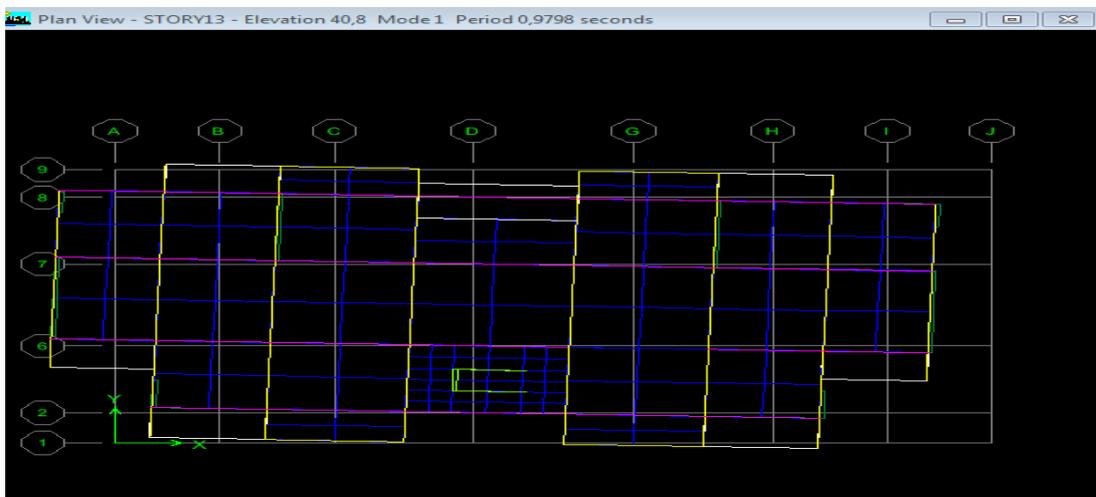
C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 du RPA2003.... [1] $\longrightarrow C_T=0.05$.

Remarque

Les valeurs de T , calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$T = 0,05 \times 40,8^{3/4} = \mathbf{0.807s}$$

D'où : $T = 1,3 \times 0,807 = 1.0491 \geq T_{Etabs} = 0.9798[s] \dots \dots \dots (\text{Condition vérifiée}).$



1^{er} mode de vibration
 $T = 0.9798s$ (Translation suivant Ox).



2^{eme} mode de vibration
 $T = 0.8749s$ (Translation suivant Oy).



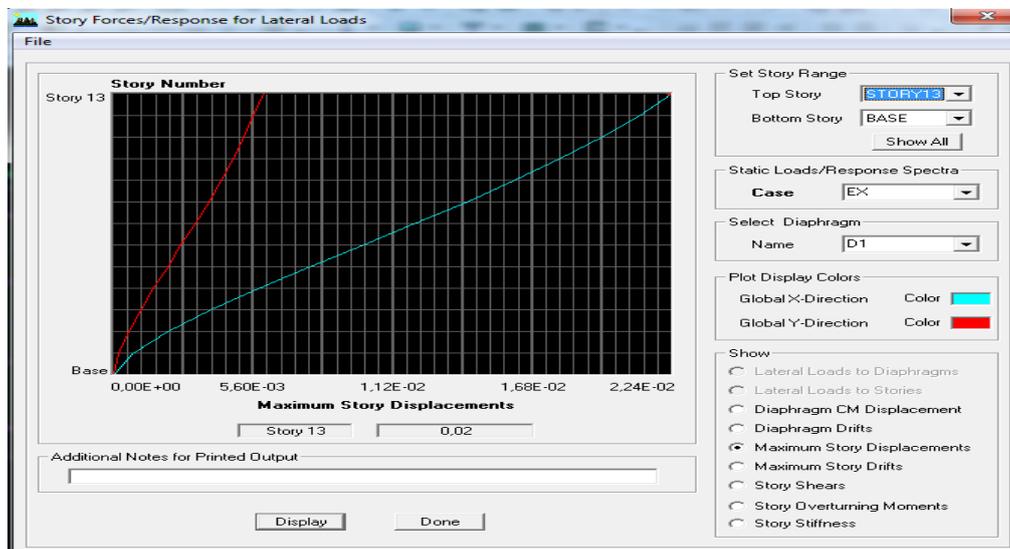
3^{ème} mode de vibration
 $T = 0,6486s$ (Rotation autour de l'axe zz).

Réponse de la structure :

- MODE 1 : $T_1 = 0,9798 S$ —————> translation suivant (xx)
- MODE 2 : $T_2 = 0,8749 S$ —————> translation suivant (yy)
- MODE 3 : $T_3 = 0,6486 S$ —————> Torsion suivant (zz)

VI.1.7 Vérification des déplacements

Déplacement maximal : Sens transversal : Vérification des déplacements selon E_x.



On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{max} \leq f = \frac{Ht}{500}$$

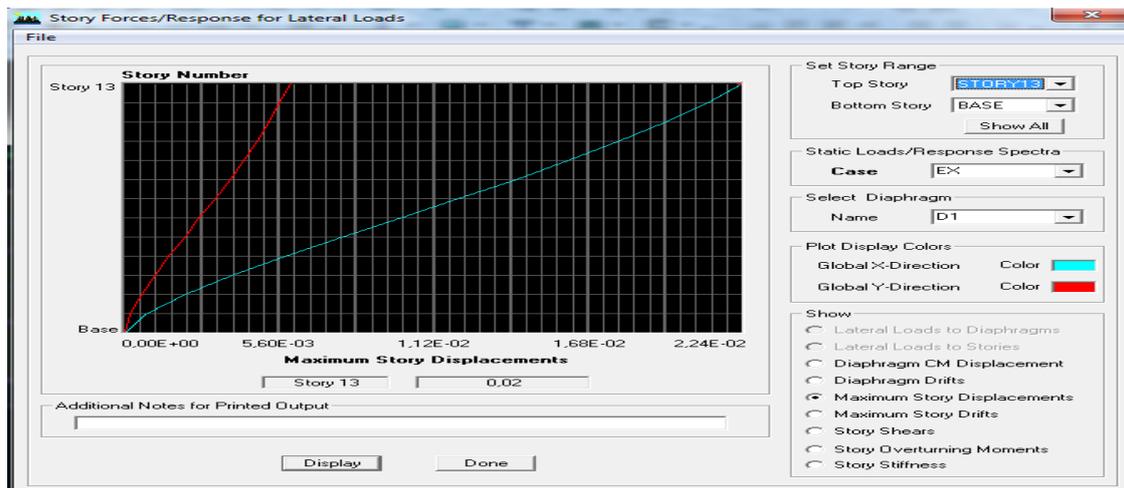
f : La flèche admissible.

Ht : La hauteur totale du bâtiment.

$$\delta_{max} = 0.02 \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{40,8}{500} = 0.0816 \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

➤ **Sens longitudinal :**

Vérification des déplacements selon E_y.



On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{max} \leq f = \frac{Ht}{500}$$

f : La flèche admissible.

Ht : La hauteur totale du bâtiment.

$$\delta_{max} = 0.02 \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{40.8}{500} = 0.0816 \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

VI.1.8 Calcul des déplacements relatifs (Art 4-4-3 RPA)..... [2]

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit

$$\delta_k = R \delta_{ek} \quad \text{et} \quad \delta_{ek} = \frac{T_k}{R_{jk}} \delta_{ek} : \text{Déplacement dû aux forces sismiques } F_i.$$

R : Coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau «k» par rapport au niveau « k+1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{Justification vis-à-vis des déformations}$$

D’après le RPA Art 5-10... [1], les déplacements latéraux d’un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l’étage.

$$\Delta_k = \Delta_k \leq 0.01 h_e$$

➤ Les résultats sont donnés par les tableaux suivant

Sens x-x : Déplacements relatifs sous l’action Ex

Story	R	$\delta_{ek} (m)$	$\delta_k (m)$	$\Delta k (m)$	$1\%h (m)$	OBS
STORY13	3.5	0.0192	0.0672	0.0042	0.0306	C.Vérifiée
STORY12	3.5	0.018	0.063	0.0049	0.0306	C.Vérifiée
STORY11	3.5	0.0166	0.0581	0.0049	0.0306	C.Vérifiée
STORY10	3.5	0.0152	0.0532	0.0056	0.0306	C.Vérifiée
STORY9	3.5	0.0136	0.0476	0.0056	0.0306	C.Vérifiée
STORY8	3.5	0.012	0.042	0.0063	0.0306	C.Vérifiée
STORY7	3.5	0.0102	0.0357	0.0059	0.0306	C.Vérifiée
STORY6	3.5	0.0085	0.0298	0.0063	0.0306	C.Vérifiée
STORY5	3.5	0.0067	0.0235	0.0063	0.0306	C.Vérifiée
STORY4	3.5	0.0049	0.0172	0.0056	0.0306	C.Vérifiée
STORY3	3.5	0.0033	0.0116	0.0049	0.0306	C.Vérifiée
STORY2	3.5	0.0019	0.0067	0.0042	0.0306	C.Vérifiée
STORY1	3.5	0.0007	0.0025	0.0025	0.0408	C.Vérifiée
Base	3.5	0	0	0	0	C.Vérifiée

Sens y-y: Déplacements relatifs sous l'action E_y .

Story	R	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	Δk (m)	$l\%h$ (m)	OBS
STORY13	3.5	0.0174	0.0609	0.0052	0.0306	C.Vérifiée
STORY12	3.5	0.0159	0.0557	0.0053	0.0306	C.Vérifiée
STORY11	3.5	0.0144	0.0504	0.0056	0.0306	C.Vérifiée
STORY10	3.5	0.0128	0.0448	0.0056	0.0306	C.Vérifiée
STORY9	3.5	0.0112	0.0392	0.0056	0.0306	C.Vérifiée
STORY8	3.5	0.0096	0.0336	0.0059	0.0306	C.Vérifiée
STORY7	3.5	0.0079	0.0277	0.0053	0.0306	C.Vérifiée
STORY6	3.5	0.0064	0.0224	0.0052	0.0306	C.Vérifiée
STORY5	3.5	0.0049	0.0172	0.0049	0.0306	C.Vérifiée
STORY4	3.5	0.0035	0.0123	0.0042	0.0306	C.Vérifiée
STORY3	3.5	0.0023	0.0081	0.0035	0.0306	C.Vérifiée
STORY2	3.5	0.0013	0.0046	0.0028	0.0306	C.Vérifiée
STORY1	3.5	0.0005	0.0018	0.0018	0.0408	C.Vérifiée
Base	3.5	0	0	0	0	C.Vérifiée

VI.1.9 Caractéristiques géométriques de la Structure :➤ **l'excentricité :**

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs

➤ **Excentricité théorique et excentricité accidentelle :**

Story	Diaphragm	Masse		centre de masse		centre de torsion	
		Mass X	Mass Y	XCM	YCM	XCR	YCR
STORY1	D1	348,0707	348,0707	12,594	7,905	12,554	8,914
STORY2	D2	355,6465	355,6465	12,595	7,805	12,561	10,422
STORY3	D3	349,9874	349,9874	12,595	7,804	12,568	10,98
STORY4	D4	343,7663	343,7663	12,595	7,804	12,572	11,052
STORY5	D5	338,4089	338,4089	12,595	7,804	12,575	10,907
STORY6	D6	338,4089	338,4089	12,595	7,804	12,577	10,664
STORY7	D7	332,7728	332,7728	12,595	7,804	12,579	10,388
STORY8	D8	327,9226	327,9226	12,595	7,803	12,581	10,105
STORY9	D9	327,9226	327,9226	12,595	7,803	12,582	9,829
STORY10	D10	322,8715	322,8715	12,594	7,803	12,584	9,57
STORY12	D11	318,6063	318,6063	12,594	7,803	12,586	9,15
STORY11	D11	318,6063	318,6063	12,594	7,803	12,585	9,34
STORY13	D12	280,3289	280,3289	12,58	7,686	12,587	9,031

Tableau 2 : Centre de torsion et centre de masse de la structure.

➤ **Excentricité accidentelle :**

Les aspects aléatoires de la torsion sont supposés couverts par la prise en compte d'une excentricité dite accidentelle égale dans chaque direction principale à 5% de la dimension du bâtiment dans la direction orthogonale.

RPA2003-Art4 .2.7 :

Elle est prise égale à 5% de la plus grande dimension du bâtiment au niveau considéré (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion). Son calcul est donné comme suit : $e = 0.15 L_x$ **RPA2003-Art4 .3.7**

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, l'excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $0.15L$ (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 d'où :

Suivant le sens X-X(ex) : on doit vérifier que : $e_x = CM - CR \leq 15\% L_y$

Suivant Y-Y(ey) : on vérifie que : $e_y = CM - CR \leq 15\% L_x$

➤ **Excentricité théorique :**

C'est la distance entre le centre de flexion du système de contreventement et le centre de gravité, projetée sur la direction considérée. Cette excentricité est calculée par le concepteur sur base des plans de structures et elle doit être inférieure à la valeur de l'excentricité accidentelle calculée, elle est donnée par les formules suivantes

Story	e_x	E_y	$15L_x$	$15L_y$	OBSERVATION
STORY1	0,04	-1,009	3.84	1.8	Condition vérifiée
STORY2	0,034	-2,617	3.84	1.8	Condition vérifiée
STORY3	0,027	-3,176	3.84	1.8	Condition vérifiée
STORY4	0,023	-3,248	3.84	1.8	Condition vérifiée
STORY5	0,02	-3,103	3.84	1.8	Condition vérifiée
STORY6	0,018	-2,86	3.84	1.8	Condition vérifiée
STORY7	0,016	-2,584	3.84	1.8	Condition vérifiée
STORY8	0,014	-2,302	3.84	1.8	Condition vérifiée
STORY9	0,013	-2,026	3.84	1.8	Condition vérifiée
STORY10	0,01	-1,767	3.84	1.8	Condition vérifiée
STORY12	0,008	-1,347	3.84	1.8	Condition vérifiée
STORY11	0,009	-1,537	3.84	1.8	Condition vérifiée
STORY13	-0,007	-1,345	3.84	1.8	Condition vérifiée

VI.1.10 Vérification de l'effet P-Delta

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta).

- 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, la valeur de l'effet P-delta est souvent gérée de telle façon à être considérée négligeable et donc ignoré dans le calcul.

Il y'a deux types d'effet P-Delta :

P_k: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au

$$\mathbf{P_k = WGi + 0.2WQi}$$

V_k: effort tranchant d'étage au niveau «k»

Δ_k: déplacement relatif du niveau «k» par rapport au niveau «k

h_k: hauteur d'étage «k».

Si $\Theta_k \leq 0.1$ \longrightarrow effet P-Delta peut être négligé

Si $0.1 \leq \Theta_k \leq 0.2$ \longrightarrow Amplifiant les effets de l'action sismique par $1/(1-\Theta_k)$

Si $\Theta_k \geq 0.2$ \longrightarrow Structure instable et doit être redimensionnée.

$$\theta = \mathbf{P_k \cdot \Delta k / V_k \cdot h_k} \leq 0.10$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant

Caractéristiques des niveaux			Sens XX			Sens YY		
Story	P (kn)	h _k (cm)	Δ _k (cm)	V _k	θ _x	Δ _k (cm)	V _k	θ _y
STORY13	3316.04	3.06	0.0042	303.89	0.0150	0.0052	353.76	0.0160
STORY12	6502.15	3.06	0.0049	552.81	0.0188	0.0053	634.9	0.0177
STORY11	9688.27	3.06	0.0049	760.14	0.0292	0.0056	850.11	0.021
STORY10	12973.44	3.06	0.0056	941.76	0.0252	0.0056	1034.88	0.0229
STORY9	16258.62	3.06	0.0056	1101.15	0.0270	0.0056	1199.68	0.0248
STORY8	19543.8	3.06	0.0063	1240.65	0.0324	0.0059	1345.16	0.0280
STORY7	22939.52	3.06	0.0059	1367.14	0.0323	0.0053	1475.34	0.0299
STORY6	26335.24	3.06	0.0063	1483.07	0.0365	0.0052	1591.81	0.0281
STORY5	29730.96	3.06	0.0063	1585.5	0.0386	0.0049	1693.74	0.0281
STORY4	33247.17	3.06	0.0056	1673.49	0.0364	0.0042	1783.7	0.026
STORY3	36764.91	3.06	0.0049	1745.8	0.0337	0.0035	1862.76	0.023
STORY2	40337.38	3.06	0.0042	1803.19	0.0307	0.0028	1930.9	0.0191
STORY1	44049.55	4.08	0.0025	1841.91	0.0147	0.0018	1979.79	0.0098

VI.2 Vérification de l'effort tranchant à la base

VI.2.1 Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente

$$\mathbf{V = \frac{A.D.Q}{R} W}$$

Pour faire le calcul, on doit déterminer les coefficients suivants :

$$\mathbf{W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ et } W_i = WGi + \beta WQi}$$

W_G_i : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitations.

β : Coefficient de pondération avec : $\beta = 0.2$ donné par le tableau (4.5) du RPA

W est donné par l'ETABS comme suit :

Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
Summation	0, 0, Base	G	0	0	42460.44	331267.771	-534734.932	0
Summation	0, 0, Base	Q	0	0	7945.56	62407.843	-100122.858	0

$$WGi = 42460.44KN$$

$$WQi = 7945.56KN$$

$$W_i = 42460.44 + 0.2 \times 7945.56 = 44049.55 \text{ KN}$$

➤ **Coefficient d'accélération de zone (A)**

Le coefficient A est donné par le tableau 4-1-RPA 2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

$$A = 0.10 \text{ (groupe d'usage 3, zone IIa)} \dots \dots \dots [1]$$

➤ **Coefficient de comportement global de la structure (R)**

Le coefficient R est donné par le tableau (4.3 RPA 2003)..... [1] structure contreventé par voile cas : $R=3.5$

➤ **Facteur d'amplification moyen D**

Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \left(T_2 / T \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0 s \\ 2,5 \eta \left(T_2 / 3,0 \right)^{\frac{2}{3}} \left(3,0 / T \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0 s \end{cases}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 (RPA 99 ver 2003)..... [1]

$$\text{Site 3} \longrightarrow T_2 = 0.50 [s] \text{ (Site meuble)} \dots \dots [1]$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

ξ : pourcentage d'amortissements critique fonction de matériaux.

Voiles ou murs : remplissages en Béton armé/ maçonnerie $\Rightarrow \xi = 10\%$.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 10}} = 0,764 > 0,7 \quad \text{vérifiée.}$$

➤ **Facteur de qualité (Q)**

P_q : pénalité à retenir selon la satisfaction ou non du critère de qualité, sa valeur est donnée par le tableau suivant :

Sens x-x :

Critère q	observé	p _q
1-condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0.00
2-redondance en plan	Oui	0.00
3-régularité en plan	Oui	0.00
4-régularité en élévation	Oui	0.00
5-contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05
6-contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.10

$$Q=1+\sum_{q=1}^6 p_q = 1+0.05+0.10=1.15$$

Sens y-y :

Critère q	observé	p _q
1-condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0.00
2-redondance en plan	Oui	0.00
3-régularité en plan	Oui	0.00
4-régularité en élévation	Oui	0.00
5-contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05
6-contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.10

$$Q=1+\sum_{q=1}^6 p_q = 1+0.05+0.10=1.15$$

➤ Sens x-x

$$T_x = \min\left(C_T \times h_N^{3/4}, 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_x}}\right)$$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le **tableau 4.6 du RPA2003**..... [2]

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau :

$$h_N = 40,8m$$

D_X, D_Y : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée

$$D_x = 25,20m$$

Donc :

$$T_x = \min\left(\left(0.05 \times 40.8^{3/4}\right); \left(0.09 \frac{40.8}{\sqrt{25,20}}\right)\right)$$

$$T_x = \min(0.807s; 0.731s) \longrightarrow T_x = 0.731s$$

Donc :

$$D = 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} = 1.48$$

$$V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{0.10 \times 1.48 \times 1.15}{5} \times 44049.55 = 1499.45 \text{ KN}$$

$$0.8V_x = 1199.56 \text{ kN}$$

➤ **Sens y-y**

$$D_y = 11.6 \text{ m}$$

$$\begin{cases} T_y = \min(0.05 \times 40.8^{3/4}, 0.09 \times \frac{40.8}{\sqrt{11.6}}) \\ T_y = \min(0.807 \text{ s}, 1.078 \text{ s}) \longrightarrow T_y = 0.807 \text{ s} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } D = 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} = 1.39$$

$$V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{0.10 \times 1.39 \times 1.15}{5} \times 44049.5 = 1408.26 \text{ KN}$$

$$0.8V_y = 1126.61 \text{ kN}$$

VI.2.2 Efforts tranchants obtenus par la méthode dynamique

$$\begin{cases} V_x = 1841.91 \text{ [KN]}. \\ V_y = 1979.79 \text{ [KN]}. \end{cases}$$

Application numérique

$$V_x = 1199.56 \text{ KN.}$$

$$V_y = 1126.61 \text{ KN.}$$

$$V_{x \text{ dyn}} = 1841.91 > 80\% V_x = 1199.56 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{y \text{ dyn}} = 1979.79 > 80\% V_y = 1126.61 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Résultante des forces sismiques de calcul : (RPA99 modifié 2003/Art 4.3.6)**

La résultante des forces sismiques à la base V obtenue par combinaison des valeurs modales ; calculée par *ETABS* ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la *méthode statique équivalente* V_{\max} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. ($V > 0.80 V_t$)

- ✓ Si $V < 0.80 V_{\max}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V_t/V$.

V.2.3 calcul du pourcentage de participation des voiles :

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y			
Start Point	29,9609	0			
End Point	-5,773	0			

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	12,094	2,6498	0,	180

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	2264,3786	2,1725	-1,974E-06	0,	0,	0,
Moment	-61,7513	65438,653	8404,8491	0,	0,	0,

Close Refresh

Figure V. 1 Efforts repris par l'ensemble selon Ex.

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y			
Start Point	29,9609	0			
End Point	-5,773	0			

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	12,094	2,6498	0,	180

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	1997,2197	1,9029	3,2656	0,	0,	0,
Moment	-11,5102	56412,902	7298,3461	0,	0,	0,

Close Refresh

Figure V.2: Efforts repris par les voiles selon Ex.

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y			
Start Point	30,6616	0			
End Point	-6,3958	0			

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	12,1329	2,066	0,	180

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	1,991	1979,7876	1,173E-06	0,	0,	0,
Moment	52858,806	41,3367	5312,3267	0,	0,	0,

Close Refresh

Figure V.3: Efforts repris par l'ensemble selon Ey.

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y			
Start Point	30,6616	0			
End Point	-6,3958	0			

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	12,1329	2,066	0,	180

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	5,856	1856,5207	67,0877	0,	0,	0,
Moment	20582,9873	406,2255	5047,3579	0,	0,	0,

Figure V.4 : Efforts repris par les voiles selon Ey.

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y		
Start Point	32,1408	0		
End Point	-6,0844	0		

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	13,0282	2,2606	0,	180

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	214,1957	0,2306	2,6648	0,	0,	0,
Moment	33,4785	7132,9193	1113,9014	0,	0,	0,

Figure V.5 : Efforts repris par les portiques selon EX

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y		
Start Point	30,6616	0		
End Point	-6,3958	0		

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	12,1329	2,066	0,	180

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	4,231	123,6118	67,0877	0,	0,	0,
Moment	32329,016	400,4962	265,0432	0,	0,	0,

Figure V.6 : Efforts repris par les portiques selon Ey.

➤ **Suivant xx :**

Efforts repris par l'ensemble : **2264.3786 KN**

Efforts repris par les portiques : **214.1957KN**

Efforts repris par les voiles : **1997.2197KN**

Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **9.46%**

Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **88.20%**

➤ **Suivant yy :**

Efforts repris par l'ensemble : **1979.7876 KN**

Efforts repris par les portiques : **123.6118KN**

Efforts repris par les voiles : **1856.5207KN**

Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **6.23%**

Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **93.77%**

Conclusion :

On constate que :

L'effort repris par les voiles est plus important que celui repris par les portiques et cela dans les deux sens (les voiles vont reprendre plus de **90%** des sollicitations dues aux charges horizontales).

D'après le **RPA99modifié2003**, le système de contreventement est du type **4_b** : système de contreventement assuré par des voiles, donc les portiques ne reprendront que les efforts verticaux.

Dans notre cas, l'étude est faite avec le logiciel **ETABS**, ce dernier va répartir les efforts sur les poteaux et les voiles. Donc les portiques seront aussi calculés sous les efforts horizontaux.

VII. Introduction :

Les sollicitations à prendre en considération pour le calcul des ferrillages sont imposées par le BAEL 99, et le RPA99modifié 2003.

➤ **Combinaisons du BAEL 99 :**

ELU : $1.35G + 1.5 Q$

ELS : $G + Q$

➤ **Combinaisons du RPA99modifié 2003 (Art 5.2) :**

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie du calcul aux états limite.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations, et des déformations de calcul sont :

$$\begin{cases} G + Q + E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

G: Charges permanentes

Q: Charges d'exploitation non pondérées

E : Action du séisme représentée par ses composantes horizontales

Dans les combinaisons précédentes, il y a lieu de tenir compte de la réversibilité des charges sismiques.

VII.1 Les portiques :

Les combinaisons de charges à prendre sont :

Élément	BAEL 99		RPA 99	
	ELU	ELS		
Poutres	$1.35 G + 1.5 Q$	$G + Q$	$G + Q + E$	$0.8 G \pm E$
Poteaux	$1.35 G + 1.5 Q$	$G + Q$	$G + Q + E$	$0.8 G \pm E$

VII.2 Les voile :

Les combinaisons de charges à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

- $G + Q + E$
- $0.8 G \pm E$
- ELU
- ELS

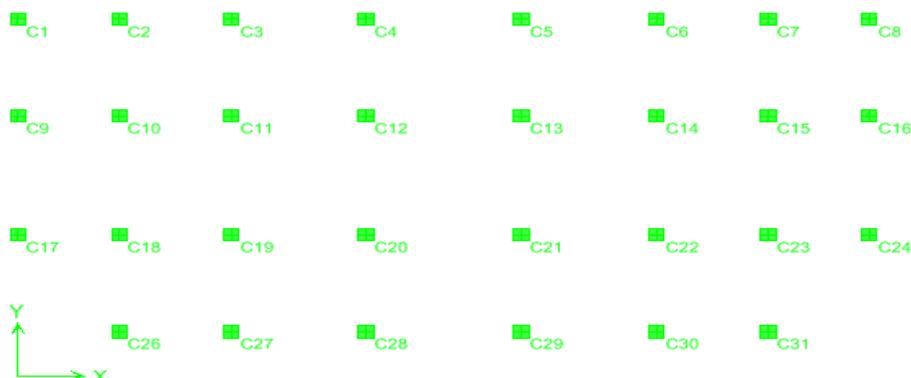
VII.3 Les efforts internes dans les éléments :**VII.3.1 Les poteaux :**

Figure VII.1 : La disposition et les noms des poteaux selon le logiciel ETABS.

Les résultats donnés dans les tableaux suivant sont obtenus en fonction des combinaisons d'actions :

- $|N_{max}| \Rightarrow M_2 \text{ et } M_3$
- $|M_{2(max)}| \Rightarrow P \text{ et } M_3$
- $|M_{3(max)}| \Rightarrow P \text{ et } M_2$

Remarque :

On pose : N : P.

On désigne les combinaisons par les notations suivantes :

P : plus (+) ;

M : Moins (-) ;

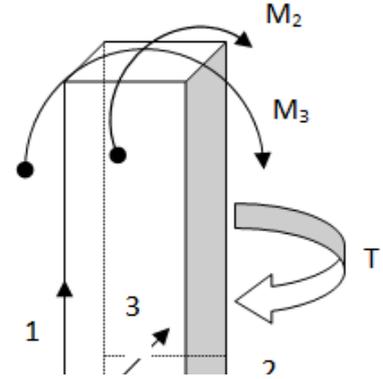


Figure VII.2 : Efforts internes dans les poteaux selon ETABS.

➤ **Poteaux (55x55):**

COMB1.....ELU

ELEMENT	P (KN)	V2 (KN)	V3 (KN)	M2(KN.m)	M3(KN.m)
C5	-2066,1	2,13	7,35	9,81	2,817
C8	-586,19	1,58	0,95	-1,235	-2,157
C27	-1159,45	-15,24	9,54	13,628	-22,155
C23	-1288,42	9,08	-16,86	-29,508	14,202

COMB 2.....ELS

ELEMENT	P (KN)	V2 (KN)	V3 (KN)	M2(KN.m)	M3(KN.m)
C5	-1496,72	1,52	5,17	6,905	2,009
C8	-428,67	1,15	0,69	-0,9	-1,562
C23	-937,15	6,48	-11,94	-20,813	10,114
C27	-843,09	-11,07	6,87	9,823	-16,104

COMB 3.....0.8G ± E

ELEMENT	P (KN)	V2 (KN)	V3 (KN)	M2 (KN. m)	M3 (KN. m)
C24	-1846,99	-1,25	-6,47	-25,466	-2,791
C24	1011,45	2,83	6,23	3,886	1,817
C23	-539,99	-11,61	-29,55	-47,881	-16,843
C30	-291,15	55,07	5,46	7,826	85,063

COMB 4.....G + Q ± E

ELEMENT	P (KN)	V2 (KN)	V3 (KN)	M2 (KN. m)	M3 (KN. m)
C24	-2030,91	-0,46	-6,62	-25,668	-1,745
C24	833,11	3,62	6,07	4,248	-0,044
C23	-781,44	-8,25	-32,45	-52,161	-12,003
C30	-573,54	58,81	8,23	11,731	90,491

➤ **Poteaux (50x50):**

COMB 1.....ELU

ELEMENT	P (KN)	V2 (KN)	V3 (KN)	M2 (KN. m)	M3 (KN. m)
C5	-1357,43	1,31	-2,42	-3,313	1,537
C8	-361,97	1,47	0,62	-0,772	-1,822
C23	-665,48	17,16	-11,54	-16,993	25,004
C27	-756,57	-20,45	9,33	13,842	-29,948

COMB 2.....ELS

ELEMENT	P (KN)	V2 (KN)	V3 (KN)	M2 (KN. m)	M3 (KN. m)
C5	-984,87	0,94	-1,78	-2,446	1,095
C8	-264,55	1,06	0,45	-0,562	-1,317
C23	-484,42	12,41	-8,37	-12,33	18,087
C27	-550,18	-14,87	6,71	9,954	-21,777

COMB 3.....0.8G ± E

ELEMENT	P (KN)	V2 (KN)	V3 (KN)	M2 (KN. m)	M3 (KN. m)
C5	-797,42	-4,61	-8,58	-15,192	-7,005
C24	263,86	19,87	5,28	3,72	14,882
C23	-340,97	-13,09	-32,76	-49,352	-19,302
C27	-589,61	-51,28	1,77	2,751	-79,582

COMB 4.....G + Q ± E

ELEMENT	P (KN)	V2 (KN)	V3 (KN)	M2 (KN.)	M3 (KN. m)
C5	-1142,94	-4,17	-9	-15,74	-6,474
C24	157,84	22,13	5,35	3,652	12,128
C23	-499,27	-8,47	-35,69	-53,673	-12,562
C27	-667,82	-58,31	4,3	6,282	-86,32

➤ **Poteaux (45x45):****COMB 1.....ELU**

ELEMENT	P (KN)	V2 (KN)	V3 (KN)	M2 (KN. m)	M3 (KN. m)
C5	-871,38	4,14	-4,14	-5,833	5,81
C17	-171	-12,4	0,08	-0,056	14,624
C23	-360,74	19,86	-11,76	-17,321	29,157
C27	-410,38	-23,58	8,51	12,564	-34,67

COMB 2.....ELS

ELEMENT	P (KN)	V2 (KN)	V3 (KN)	M2 (KN. m)	M3 (KN. m)
C5	-632,23	2,98	-3,02	-4,257	4,176
C17	-124,85	-8,97	0,05	-0,033	10,578
C23	-262,68	14,38	-8,54	-12,579	21,105
C27	-298,55	-17,15	6,12	9,027	-25,221

COMB 3.....0.8G ± E

ELEMENT	P (KN)	V2 (KN)	V3 (KN)	M2 (KN. m)	M3 (KN. m)
C5	-507,91	-3,69	-8,79	-13,302	-5,618
C10	59,93	1,37	4,96	0,813	3,796
C23	-231,8	-10,5	-28,67	-44,389	-16,255
C27	-307,39	-42,01	0,84	1,184	-64,227

COMB 4.....G + Q ± E

ELEMENT	P (KN)	V2 (KN)	V3 (KN)	M2 (KN. m)	M3 (KN. m)
C5	-729,68	-2,45	-9,73	-14,618	-3,863
C10	20,82	1,03	6,22	-0,676	4,176
C23	-340,12	-5,84	-31,38	-48,561	-9,153
C27	-433,01	-47,04	3,28	5,001	-71,903

➤ **Poteaux (40x40):**

COMB 1.....ELU

ELEMENT	P (KN)	V2 (KN)	V3 (KN)	M2 (KN. m)	M3 (KN. m)
C8	-14,07	1,13	0,29	-0,529	-1,795
C5	-423,26	5,73	-5,36	-7,682	8,256
C23	-90,52	21,72	-13,44	-18,48	30,746
C27	-105,01	-26,54	10,22	13,235	-37,466

COMB 2.....ELS

ELEMENT	P (KN)	V2 (KN)	V3 (KN)	M2(KN. m)	M3(KN. m)
C8	-10,26	0,82	0,21	-0,387	-1,297
C5	-307,22	4,13	-3,9	-5,585	5,945
C23	-66,26	15,74	-9,8	-13,46	22,276
C27	-76,74	-19,33	7,34	9,503	-27,274

COMB 3.....0.8G ± E

ELEMENT	P (KN)	V2 (KN)	V3 (KN)	M2 (KN. m)	M3 (KN. m)
C10	68,7	0,71	3,72	0,236	2,357
C5	-242,11	-2,15	-7,63	-10,972	-3,305
C23	-49,61	-8,07	-28,7	-39,353	-11,464
C27	-63,76	-31,42	0,61	0,635	-44,381

COMB 4.....G + Q ± E

ELEMENT	P (KN)	V2 (KN)	V3 (KN)	M2 (KN. m)	M3 (KN. m)
C10	52,76	0,04	4,58	-0,805	2,065
C5	-348,96	-0,48	-8,94	-12,845	-0,886
C23	-68,54	-2,42	-31,76	-43,692	-3,417
C27	-86,66	-37,68	3,73	4,699	-53,28

VII.3.2 Les Poutres :

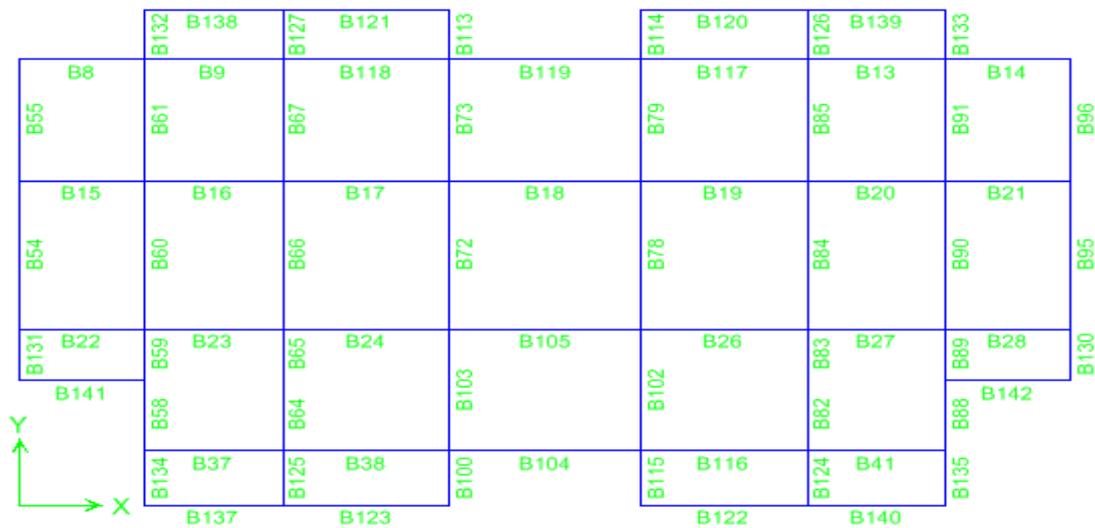


Figure VII.3 : La disposition et les noms des poutres selon le logiciel ETABS.

Les résultats donnés dans les tableaux suivant sont obtenus en fonction des combinaisons d'actions est :

- M_3^+ (max) ⇒ Moment en travées.
- M_3^- (max) ⇒ Moment aux appuis.

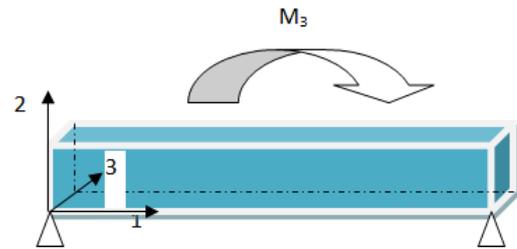


Figure VII.4 : Efforts internes dans la poutre selon ETABS.

VII.3.2.1 Les poutres Principales (30x40) :

❖ Plancher RDC+ étages (1, 2, 3) :

COMB1.....ELU

ELEMENT	V2	T	M3
B18	0	0	27,805
B18	63,45	0	-36,438

COMB2.....ELS

ELEMENT	V2	T	M3
B18	0	0	19,61
B18	44,75	0	-25,699

COMB3.....0.8G±E

ELEMENT	V2	T	M3
B19	49,5	0,345	77,007
B41	-65,69	-0,456	-93,048

COMB4.....G+Q±E

ELEMENT	V2	T	M3
B19	45,96	0,35	78,558
B41	-54,13	-0,553	-101,772

❖ Planchers d'étages (4, 5, 6 et 7) :

COMB1.....ELU

ELEMENT	V2	T	M3
B41	24,08	-0,476	25,159
B41	63,87	-0,485	-52,042

COMB2.....ELS

ELEMENT	V2	T	M3
B41	17,39	-0,342	18,188
B41	46,28	-0,349	-37,695

COMB3.....0.8G±E

ELEMENT	V2	T	M3
B17	62,76	0,345	81,225
B41	-59,08	-0,45	-94,003

COMB4.....G+Q±E

ELEMENT	V2	T	M3
B19	49,71	0,377	83,883
B41	-37,87	-0,532	-104,77

❖ **Planchers d'étages (8 , 9, 10, et 11) :****COMB1.....ELU**

ELEMENT	V2	T	M3
B37	-32,25	0,508	31,481
B37	-77,09	0,519	-65,525

COMB2.....ELS

ELEMENT	V2	T	M3
B37	-23,33	0,365	22,784
B37	-55,89	0,373	-47,505

COMB3.....0.8G±E

ELEMENT	V2	T	M3
B17	50,23	0,314	70,752
B37	-84,94	-0,076	-76,763

COMB4.....G+Q±E

ELEMENT	V2	T	M3
B17	52,11	0,31	74,672
B37	-102,91	0,056	-91,573

❖ **Plancher terrasse (12)****COMB1.....ELU**

ELEMENT	V2	T	M3
B8	-26,8	-0,887	22,138
B37	-64,15	1,377	-56,685

COMB2.....ELS

ELEMENT	V2	T	M3
B8	-19,2	-0,618	15,913
B37	-46,52	0,99	-41,088

COMB3.....0.8G±E

ELEMENT	V2	T	M3
B17	28,32	0,2	42,032
B16	-42,84	-0,45	-52,806

COMB4.....G+Q±E

ELEMENT	V2	T	M3
B17	29,76	0,136	46,12
B16	-52,41	-0,636	-60,438

VII.3.2.2 Les poutres Secondaires (30x35) :**❖ Planchers RDC+ étages (1, 2 et 3) :****COMB1.....ELU**

ELEMENT	V2	T	M3
B72	-64,27	0,027	74,633
B72	71,59	0,027	-56,621

COMB2.....ELS

ELEMENT	V2	T	M3
B72	-44,99	0,019	52,36
B72	50,4	0,019	-39,788

COMB3.....0.8G±E

ELEMENT	V2	T	M3
B96	65,37	0,241	59,034
B96	-41,78	-0,209	-69,974

COMB4.....G+Q±E

ELEMENT	V2	T	M3
B96	72,03	0,252	55,957
B96	-35,13	-0,199	-73,051

❖ Planchers d'étages (4, 5, 6 et 7):**COMB1.....ELU**

ELEMENT	V2	T	M3
B72	-39,31	0,034	46,893
B84	46,19	-0,387	-44,231

COMB2.....ELS

ELEMENT	V2	T	M3
B72	-28,33	0,024	33,862
B84	33,46	-0,279	-32,012

COMB3.....0.8G±E

ELEMENT	V2	T	M3
B96	74,34	0,236	68,398
B96	-49,39	-0,176	-80,718

COMB4.....G+Q±E

ELEMENT	V2	T	M3
B96	81,24	0,248	65,018
B88	-102,81	-8,183	-84,266

❖ Planchers d'étages (8, 9, 10 et 11) :**COMB1.....ELU**

ELEMENT	V2	T	M3
B72	-38,94	0,043	46,913
B84	47,97	-0,619	-48,839

COMB2.....ELS

ELEMENT	V2	T	M3
B72	-28,06	0,031	33,878
B84	34,76	-0,446	-35,361

COMB3.....0.8G ± E

ELEMENT	V2	T	M3
B96	73,09	0,218	66,237
B96	-47,95	-0,167	-79,099

COMB4.....G + Q ± E

ELEMENT	V2	T	M3
B96	80,1	0,232	62,725
B88	-103,51	-8,291	-84,654

❖ **Planchers terrasse (12):****COMB1.....ELU**

ELEMENT	V2	T	M3
B72	-37,22	0,074	45,434
B66	46,97	1,075	-47,767

COMB2.....ELS

ELEMENT	V2	T	M3
B72	-27,05	0,054	33,081
B66	34,25	0,776	-34,779

COMB3.....0.8G ± E

ELEMENT	V2	T	M3
B96	63,08	0,145	53,47
B55	-37,04	-0,146	-66,289

COMB4.....G + Q ± E

ELEMENT	V2	T	M3
B55	47,49	0,112	51
B55	-31,05	-0,149	-69,364

VII.3.3 Les Voiles :

Nous allons ferrailer par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux ;

Zone I ⇒ RDC, étages : (1 ,2 et3).

Zone II ⇒ étages : (4, 5, 6).

Zone III ⇒ Étages (7,8 et 9).

Zone IV ⇒ Étages (10,11 et 12).

Le calcul des contraintes est fait par les formules suivantes :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \times \hat{V} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} \times \hat{V} \end{cases}$$

Avec : $v = v' = \frac{L}{2}$

L : la longueur du voile.

S : la section du voile. ($S = L \times e$).

I : le moment d'inertie du voile. ($I = \frac{e \times L^3}{12}$).

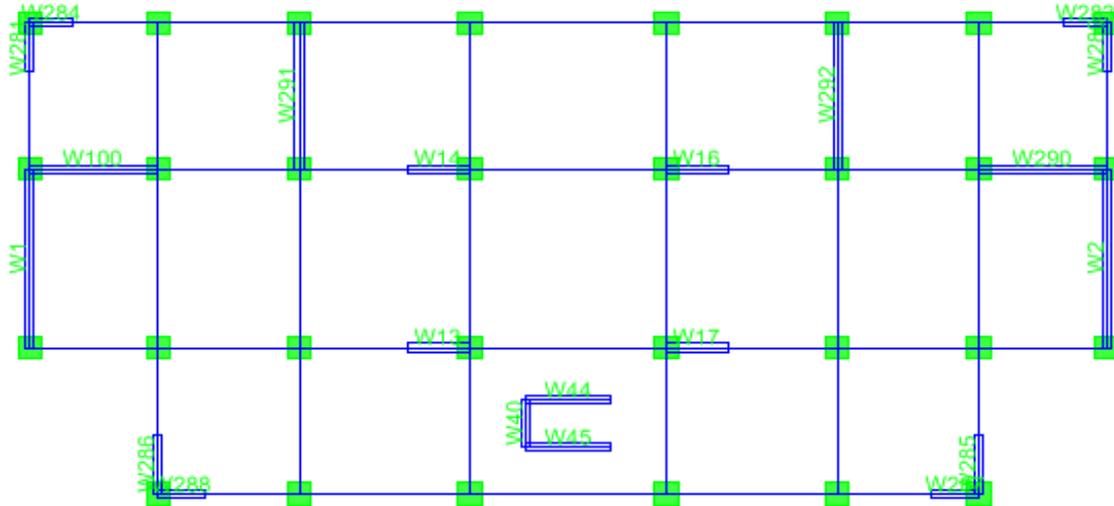


Figure VII.5 Disposition des voiles.

Les valeurs des contraintes minimales et maximales sont récapitulées dans les tableaux suivant :

V1 : L= 3m

ZONE	Efforts internes		Contraintes	
	P(KN)	V2(KN)	σ_{min} (MPa)	σ_{max} (MPa)
ZONEI	-944,31	72,84	-9112,64	444,39
ZONEII	-690,87	75,5	-4267,82	793,85
ZONEIII	-399,36	84,68	-3111,24	882,91
ZONEIV	-76,97	117,79	-2687,64	1861,77

V2 :L= 1,1m

ZONE	Efforts internes		Contraintes	
	P(KN)	V2(KN)	σ_{min} (MPa)	σ_{max} (MPa)
ZONEI	-483,99	27,09	-8007,56	2259,43
ZONEII	-364,2	37,2	-4393,64	132,45
ZONEIII	-215,92		-3098,36	395,75
ZONEIV	-53,89	65,83	-2152,82	745,32

V3 :L= 1m

ZONE	Efforts internes		Contraintes	
	P(KN)	V2(KN)	σ_{min} (MPa)	σ_{max} (MPa)
ZONEI	-297,3	18,68	-5488,03	1267,41
ZONEII	-221,18	24,74	-3745,66	626,55
ZONEIII	-128,78	27,57	-2566,67	384,3
ZONEIV	-29,72	44,44	-1497,63	443

V4 :L= 2m

ZONE	Efforts internes		Contraintes	
	P(KN)	V2(KN)	σ_{min} (MPa)	σ_{min} (MPa)
ZONEI	-285,34	0,33	-7382,16	5086,65
ZONEII	-194,53	0,25	-2103,68	546,87
ZONEIII	-103,31	0,39	-1729,47	944,85
ZONEIV	-12,65	1,89	-1487,09	991,77

V5 :L= 1,33m

ZONE	Efforts internes		Contraintes	
	P(KN)	V2(KN)	σ_{min} (MPa)	σ_{min} (MPa)
ZONEI	-806,25	13,39	-9305,66	1773,76
ZONEII	-603,63	27,89	-5150,31	279,36
ZONEIII	-362,93	31,27	-4189,04	432,13
ZONEIV	-58,03	47,24	-3343,93	1983,79

V6 :L= 4,4m

ZONE	Efforts internes		Contraintes	
	P(KN)	V2(KN)	σ_{min} (MPa)	σ_{min} (MPa)
ZONEI	-1366,31	2,48	-11019,16	6812,49
ZONEII	-996,31	10,35	-6265,64	3520,32
ZONEIII	-572,05	14,76	-3787,8	2170,98
ZONEIV	-83,16	25,68	-4422,14	3398,59

V7 :L= 3,6m

ZONE	Efforts internes		Contraintes	
	P(KN)	V2(KN)	σ_{min} (MPa)	σ_{min} (MPa)
ZONEI	-1674,09	21,72	-9605,75	3299,84
ZONEII	-1253,84	2,35	-5741,09	975,86
ZONEIII	-751,6	4,92	-5081,64	1712,25
ZONEIV	-159,87	6,5	-4378,69	3482,49

V8 :L= 1,2m

ZONE	Efforts internes		Contraintes	
	P(KN)	V2(KN)	σ_{min} (MPa)	σ_{min} (MPa)
ZONEI	-354,81	13,66	-7214,65	1142,9
ZONEII	-264,13	13,7	-4841,05	485,05
ZONEIII	-153,87	11,94	-3582,94	1325,68
ZONEIV	-24,93	14,43	-2663,04	2331,66

V9 :L= 1,15m

ZONE	Efforts internes		Contraintes	
	P(KN)	V2(KN)	σ_{min} (MPa)	σ_{min} (MPa)
ZONEI	-166,03	0,51	-5824,48	3504,94
ZONEII	-113,37	0,32	-1824,84	244,49
ZONEIII	-61,07	0,36	-1438,26	589,64
ZONEIV	-8,04	0,29	-1163,47	655,34

VIII.1 Introduction

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal), en tenant compte des combinaisons considérées comme suit :

- a- $1.35 G + 1.5 Q$: à l'ELU
 $G + Q$: à l'ELS
 b- $G + Q + 1.2 E$: RPA 2003
 $0.8G + E$: RPA 2003

Puis vérifier à l'état limite de service.

VIII.1.1 Recommandation du RPA 2003

VIII.1.1.1 Les armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

-Le pourcentage minimale sera de : 0,80 % x sections du poteau (Zone IIa).

$$\text{Poteau (55x55)} \quad A_{\min} = 0.008 \times 55 \times 55 = 23,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (50x50)} \quad A_{\min} = 0.008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (45x45)} \quad A_{\min} = 0.008 \times 45 \times 45 = 16,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (40x40)} \quad A_{\min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12,8 \text{ cm}^2$$

-Le pourcentage maximal en zone courante sera de : 4 % (zone IIa)

$$\text{Poteau (55x55)} \quad A_{\max} = 0.04 \times 55 \times 55 = 121 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (50x50)} \quad A_{\max} = 0.04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (45x45)} \quad A_{\max} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (40x40)} \quad A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$$

-Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de : 6 % (zone IIa)

$$\text{Poteau (55x55)} \quad A_{\max} = 0.06 \times 55 \times 55 = 181,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (50x50)} \quad A_{\max} = 0.06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (45x45)} \quad A_{\max} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (40x40)} \quad A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$$

-Le diamètre minimal des aciers est de $\Phi 12$

-La longueur de recouvrement minimal $L_R = 40\Phi$ (zone IIa)

-La distance entre les barres longitudinales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
 $L = 25 \text{ cm}$ (zone IIa).

-Les jonctions par recouvrements doivent être fait, si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critique).

VIII.1.1.2 Les armatures transversales

-Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul,

h_t : hauteur totale de la section brute,

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale,

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{I_f}{b}$$

I_f : la longueur de flambement des poteaux

S_t : espacement des armatures transversales

a, b : dimensions de la section droite du poteau

$$\begin{cases} S_t \leq \min (10\Phi_1^{\min} \text{ 15cm}) & \text{en zone nodale} \\ S_t \leq 15\Phi_1^{\min} & \text{en zone courante} \end{cases}$$

Φ : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

-La quantité minimale d'armatures transversales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0.3\%$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0.8\%$$

$$3 < \lambda_g < 5 \quad \text{Interpolation entre les valeurs limites du poteau.}$$

-Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135^0 , ayant une longueur droite de 10Φ minimum.

VIII.1.2. Calcul du ferraillage

VIII.1.2.1 Étape de calcul en flexion composée

- Si $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$ Alors la section est partiellement comprimée

- Si $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$ Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c}{h})bh^2f_{bc} \rightarrow (A)$$

Avec : $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) \rightarrow$ Moment fictif

➤ Si l'égalité est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait comme suit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2f_{bc}}$$

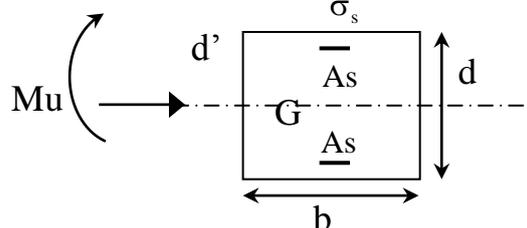
Si $\mu_b < \mu_r$, la section est simplement armée,

Si $\mu_b > \mu_r$, la section est doublement armée. Il faut calculer A_1 et A_1' .

$$\mu_r = 0.392$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

La section réelle est donnée par : $A_s = A_1 - \frac{N}{\sigma_s}$



➤ Si l'inégalité (A) est vérifiée, la section est entièrement comprimée.

Il faut vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u(d-c) - M_f > (0.5h - c)b \cdot h \cdot f_{bc} \rightarrow (B)$$

➤ Si l'inégalité (B) est vérifiée ; alors la section à besoin d'armatures inférieures comprimées.

$$A' = \frac{M - (d - 0.5h)b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s(d - c)}$$

$$A_s = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_s'$$

➤ Si l'inégalité (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures inférieures.

$$A_s' = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} \text{ et } A_s = 0$$

$$\Psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d-c) - M}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.857 - \frac{c}{h}}$$

Les résultats seront donnés par le tableau ci-après.

VIII.1.2.2 Armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvements des aciers longitudinaux vers les parois des poteaux.

➤ Leur diamètre doit être tel que :

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_t^{\max}}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} , \text{ soit } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Adopter des cadres de section $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ Espacement des armatures selon le RPA version 2003 :

-En zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\Phi_t^{\min}, 15 \text{ cm}) = \min(10 \times 1, 15 \text{ cm}) = 10 \text{ cm} \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

-En zone courante :

$$S_t \leq 15 \Phi_t^{\min} = 15 \text{ cm} \rightarrow S_t = 12 \text{ cm}$$

Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40\Phi_t = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$$

➤ Vérification de la quantité d'armatures :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} , i = \sqrt{\frac{I}{B}} , l_f = 0.7 h_e$$

Pour le cas le plus défavorable :

$$l_f = 0.7 \times 4.08 = 2.856 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{a \cdot b^3}{12 \cdot a \cdot b}} = \sqrt{\frac{b^2}{12}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{i} = \frac{2.856}{0.158} = 18.07$$

En zone nodale :

$$A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 55 \times 10 = 1.65 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

$$A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 55 \times 12 = 1.98 \text{ cm}^2$$

Donc

$$\begin{cases} A_{\min} = 1.65 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 1.98 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

VIII.1.2.3 Vérification à l'ELS

Dans le cas des poteaux, il y a lieu de vérifier :

-État limite d'ouverture des fissures.

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

-Contrainte dans le béton :

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

On a deux cas à vérifier :

- Si $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$ → est entièrement comprimée.

Vérification des contraintes :

- La section homogène est :

$$B_0 = b \cdot h + \eta (A_s + A'_s)$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15 (A_s \cdot c' + A'_s \cdot d) \right] \rightarrow V_2 = h - V_1$$

- Le moment d'inertie de la section total homogène :

$$I = \frac{b}{3} \cdot (V_1^3 + V_2^3) + 15 [A_s (V_1 - c)^2 + A'_s (V_2 - c)^2]$$

$$\sigma_{b1} = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s^{v1}}{I_G} \right) \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{b2} = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s^{v2}}{I_G} \right) \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Et

$$\sigma_{s1} = 15 \left[\frac{N}{B_0} + \frac{M(V_1 - c')}{I} \right] \leq \frac{f_e}{1.15}$$

$$\sigma_{s2} = 15 \left[\frac{N}{B_0} - \frac{M(V_2 - c)}{I} \right] \leq \frac{f_e}{1.15}$$

Puisque $\sigma_{b1} > \sigma_{b2}$, il suffit de vérifier que $\sigma_{b1} < \bar{\sigma}_b$

N_s : effort de compression à l'ELS,

M_s : moment fléchissant à l'ELS,

B_o : section homogénéisée.

$$B_o = b \cdot h + 15 A_s$$

- Si $\frac{M_s}{N_s} \leq \frac{h}{6}$ \longrightarrow la section est partiellement comprimée.

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1$$

$$K = \frac{M_s}{I_{x-x}} \quad \text{avec} \quad I_{x-x} = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \left[A_s (d - y)^2 + A'_s (y - c')^2 \right]$$

$$y_1 = y_2 + c$$

y_2 : est à déterminer par l'équation suivante :

$$y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$$

Avec :

$$p = -3c^2 - \frac{90 A'_s}{b} (c - c') + \frac{90 A_s}{b} (d - c)$$

$$q = -2c^3 - \frac{90 A'_s}{b} (c - c')^2 + \frac{90 A_s}{b} (d - c)^2$$

$c = \frac{h}{2} - e$: Distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

Ferrailage des poteaux sens transversal :

NIV	N (KN)	M (KN.m)	bxh	Obs	A_S (cm ²)	A_S' (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix des barres
RDC . 1 . 2.3	$N_{max}=$ 2066,1	$M_{cor}=$ 2,817	55x55	SEC	0	0	24,2	25	4HA14+6HA20
	$N_{min}= -$ 291,15	$M_{cor}=$ 85,063		SPC	0,62	0			
	$N_{cor}=$ 573,54	$M_{max} =$ 90,491		SEC	0	0			
4. 5. 6	$N_{max}=-$ 1357,43	$M_{cor}=$ 1,537	50x50	SEC	0	0	20	23,36	4HA12+6HA20
	N_{min} =157,84	$M_{cor}=$ 12,128		SEC	0	0			
	$N_{cor}= -$ 667,82	$M_{max} = -$ 86,32		SEC	0	0			
7. 8. 9	$N_{max}= -$ 871,38	$M_{cor}=$ 5,81	45x45	SEC	0	0	16,2	16,57	4HA12+6HA16
	$N_{min}=$ 20,82	$M_{cor}=$ 4,176		SEC	0	0			
	$N_{cor}= -$ 433,01	$M_{max} = -$ 71,903		SEC	0	0			
10. 11. 12	$N_{max}= -$ 423,26	$M_{cor}=$ 8,256	40x40	SEC	0	0	12,8	13,76	4HA12+6HA14
	$N_{min}= -$ 14,07	$M_{cor}= -$ 1,795		SEC	0	0			
	$N_{cor}= -$ 86,66	$M_{max} = -$ 53,28		SPC	2,97	0			

Ferraillage des poteaux sens longitudinal plan (1-3)

NIV	N (KN)	M (KN.m)	bxh	Obs	A _S (cm ²)		A _{min} (cm ²)		Choix des barres
					A _S ' (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)			
RDC. 1. 2.3	N _{max} = 2066,1	M _{cor} = 9,81	55x55	SEC	0	0	24,2	25	4HA14+6HA20
	N _{min} = - 291,15	M _{cor} = 7,826		SEC	0	0			
	N _{cor} = 781,44	M _{max} = 52,161		SEC	0	0			
4. 5. 6	N _{max} =- 1357,43	M _{cor} = - 3,313	50x50	SEC	0	0	20	23,36	4HA12+6HA20
	N _{min} =157,84	M _{cor} = 3,652		SEC	0	0			
	N _{cor} = - 499,27	M _{max} = - 53,673		SEC	0	0			
7. 8. 9	N _{max} = - 871,38	M _{cor} = - 5,833	45x45	SEC	0	0	16,2	16,57	4HA12+6HA16
	N _{min} = 20,82	M _{cor} = - 0,676		SEC	0	0			
	N _{cor} = - 340,12	M _{max} = - 48,561		SEC	0	0			
10. 11. 12	N _{max} = - 423,26	M _{cor} = - 7,682	40x40	SEC	0	0	12,8	13,76	4HA12+6HA14
	N _{min} = - 14,07	M _{cor} = - 0,529		SEC	0	0			
	N _{cor} = - 68,54	M _{max} = - 43,692		SPC	2,43	0			

Vérification des contraintes à l'ELS sens longitudinal

NIV	N (KN)	M (KN.m)	bxh	Obs	σ_{sup}	σ_{inf}	$\bar{\sigma}_b$	Obs
RDC. 1. 2.3	$N_{max} = -1496,72$	$M_{cor} = 6,905$	55x55	SEC	5,92	3,17	15	CV
	$N_{min} = -428,67$	$M_{cor} = -0,9$		SEC	1,66	0,93		
	$N_{cor} = -937,15$	$M_{max} = -20,813$		SEC	4,22	1,57		
4. 5. 6	$N_{max} = -984,87$	$M_{cor} = -2,446$	50x50	SEC	4,69	2,47	15	CV
	$N_{min} = -1264,55$	$M_{cor} = -0,562$		SEC	1,26	0,67		
	$N_{cor} = -484,42$	$M_{max} = -12,33$		SEC	2,76	0,86		
7. 8.9	$N_{max} = -632,23$	$M_{cor} = -4,257$	45x45	SEC	3,83	1,92	15	CV
	$N_{min} = -124,85$	$M_{cor} = -0,033$		SEC	0,71	0,42		
	$N_{cor} = -262,68$	$M_{max} = -12,579$		SEC	2,21	0,29		
10.11. 12	$N_{max} = -307,22$	$M_{cor} = -5,585$	40x40	SEC	2,65	0,95	15	CV
	$N_{min} = -10,66$	$M_{cor} = -0,387$		SEC	0,1	0,02		
	$N_{cor} = -66,26$	$M_{max} = -13,46$		SPC	1,75	0		

Vérification des contraintes à l'ELS sens transversal

NIV	N (KN)	M (KN.m)	bxh	Obs	σ_{sup}	σ_{inf}	$\overline{\sigma}_b$	Obs
RDC. 1. 2.3	$N_{max} = -1496,72$	$M_{cor} = 2,009$	55x55	SEC	5,77	3,29	15	CV
	$N_{min} = 428,67$	$M_{cor} = -1,562$		SEC	1,68	0,92		
	$N_{cor} = 843,09$	$M_{max} = 16,104$		SEC	3,71	1,48		
4. 5. 6	$N_{max} = 984,87$	$M_{cor} = -1,095$	50x50	SEC	4,63	2,52	15	CV
	$N_{min} = 1264,55$	$M_{cor} = -1,317$		SEC	1,29	0,64		
	$N_{cor} = 550,18$	$M_{max} = 21,777$		SEC	3,45	0,72		
7. 8. 9	$N_{max} = 632,23$	$M_{cor} = 4,176$	45x45	SEC	3,82	1,93	15	CV
	$N_{min} = 124,85$	$M_{cor} = 10,578$		SPC	1,31	0		
	$N_{cor} = 298,55$	$M_{max} = 25,221$		SPC	3,14	0		
10. 11. 12	$N_{max} = 307,22$	$M_{cor} = 5,945$	40x40	SEC	2,68	0,93	15	CV
	$N_{min} = 10,66$	$M_{cor} = -1,297$		SPC	0,19	0		
	$N_{cor} = 76,74$	$M_{max} = 27,274$		SPC	3,27	0		

VIII.2 Ferrailage des poutres :

VIII.2.1 Armatures longitudinales :

D'après le (RPA 99 modifié 2003/Art 7.5.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique II est limité par :

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante
 - 6% en zone de recouvrement
- ✓ Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ .

Les poutres sont ferrillées en flexion simple. Elles sont calculées en travées puis aux appuis sous les sollicitations les plus défavorables.

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\text{Avec } f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ MPa} \text{ et } \gamma_b = 1,5$$

Si $\mu \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (SSA) ; la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule : $A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$

Si $\mu \geq \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ la section est doublement armée (SDA) ; dans ce cas nous allons procéder comme suit :

Calcul de M_ℓ ; $M_\ell = \mu_\ell b d^2 f_{bu}$ et $\Delta M = M_u - M_\ell$

Avec M_u : moment sollicitant.

M_ℓ : moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

La section d'acier nécessaire sera donnée par la formule :

$$A_{st} = \frac{M_\ell}{\beta_\ell \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}} \text{ (en traction)}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{sc}} \text{ (en compression) et } \sigma_{sc} = f_e / \gamma_s$$

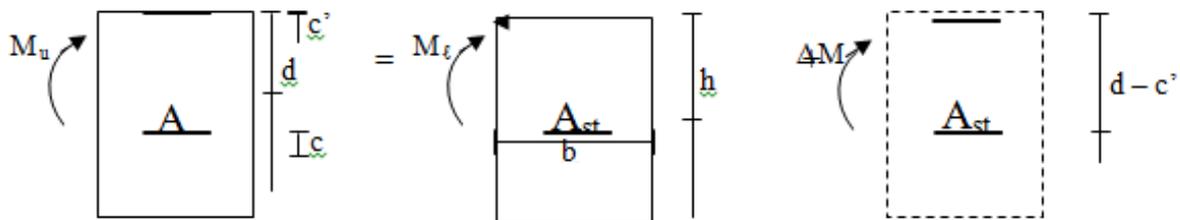


Schéma de calcul en flexion simple

	γ_b	γ_s	f_{c28} [MPa]	f_{bu} [MPa]	f_e [MPa]	σ_{st} [MPa]
Situation durable	1.5	1.15	25	14.2	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	25	21.74	400	400

VIII.2.2 Armatures longitudinales :

➤ Poutres principales (30x40) :

1) En travée :

NIVEAU	M(KN.M)	μ	OBS	β	As(cm ²)	Amin (cm ²)	Aadop (cm ²)	Choix des barres
RDC ETAGE1, 2, 3	78,558	0,128	SSA	0,931	6,38	6	8,01	3T14+3T12
ETAGE 4, 5,6,7	83,883	0,136	SSA	0,927	6,84	6	8,01	3T14+3T12
ETAGE 8, 9, 10, 11	74,672	0,121	SSA	0,936	6,03	6	8,01	3T14+3T12
ETAGE 12	46,12	0,075	SSA	0,961	3,63	6	8,01	3T14+3T12

2) Aux appuis :

NIVEAU	M(KN.M)	μ	OBS	β	As(cm ²)	Amin (cm ²)	Aadop (cm ²)	Choix des barres
RDC ETAGE1, 2, 3	36,438	0,059	SSA	0,969	2,84	6	8,01	3T14+3T12
ETAGE4, 5, 6, 7	52,042	0,085	SSA	0,956	4,12	6	8,01	3T14+3T12
ETAGE8, 9, 10, 11	65,525	0,106	SSA	0,944	5,25	6	8,01	3T14+3T12
ETAGE 12	52,806	0,086	SSA	0,955	4,18	6	8,01	3T14+3T12

➤ Poutres secondaires (30x35) :

1. En travée :

NIVEAU	M(KN.M)	μ	OBS	B	As(cm ²)	Amin (cm ²)	Aadop (cm ²)	Choix des barres
RDC ETAGE1,2,3	74,633	0,161	SSA	0,912	7,13	5,25	6,77	3T12fil+3T12Chap
ETAGE4,5,6,7	68,398	0,147	SSA	0,92	6,47	5,25	6,77	3T12fil+3T12Chap
ETAGE8, 9,10, 11	66,237	0,143	SSA	0,923	6,25	5,25	6,77	3T12fil+3T12Chap
ETAGE 12	53,47	0,115	SSA	0,939	4,96	5,25	6,77	3T12fil+3T12Chap

2. Aux appuis :

NIVEAU	M(KN.M)	μ	OBS	B	As(cm ²)	Amin (cm ²)	Aadop(cm ²)	Choix des barres
RDC ETAGE1,2,3	56,621	0,122	SSA	0,935	5,27	5,25	6,77	3T12fil+3T12Chap
ETAGE4,5,6,7	44,231	0,095	SSA	0,95	4,05	5,25	6,77	3T12fil+3T12Chap
ETAGE8, 9, 10, 11	48,839	0,105	SSA	0,945	4,5	5,25	6,77	3T12fil+3T12Chap
ETAGE 12	47,767	0,103	SSA	0,946	4,4	5,25	6,77	3T12fil+3T12Chap

➤ **Poutres de chaînage (25x30) :**

1. En travée :

NIVEAU	M(KN.M)	μ	OBS	B	As(cm ²)	Amin (cm ²)	Aadop(cm ²)	Choix des barres
RDC								
ETAGE,2,3	11,151	0,040	SSA	0,980	1,17	3,75	4,52	2T12fil+2T12Chap
ETAGE4,5,6,7	10,861	0,039	SSA	0,981	1,14	3,75	4,52	2T12fil+2T12Chap
ETAGE8, 9, 10, 11	11,582	0,042	SSA	0,979	1,2	3,75	4,52	2T12fil+2T12Chap
ETAGE 12	11,552	0,042	SSA	0,979	1,2	3,75	4,52	2T12fil+2T12Chap

2. Aux appuis :

NIVEAU	M(KN.M)	μ	OBS	B	As(cm ²)	Amin (cm ²)	Aadop(cm ²)	Choix des barres
RDC								
ETAGE1,2,3	8,874	0,032	SSA	0,984	0,93	3,75	4,52	2T12fil+2T12Chap
ETAGE4,5,6,7	9,627	0,035	SSA	0,983	1,00	3,75	4,52	2T12fil+2T12Chap
ETAGE8, 9, 10, 11	10,475	0,038	SSA	0,981	1,09	3,75	4,52	2T12fil+2T12Chap
ETAGE 12	10,495	0,038	SSA	0,981	1,09	3,75	4,52	2T12fil+2T12Chap

VIII.2.3 Les recommandations du RPA99 modifié 2003:

VIII.2.3.1 Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être des aciers haute adhérence.

Le pourcentage total minimal des aciers sur toute la longueur de la poutre est :

$A_{\min} = 0.5 \% (b \times h)$.

Poutres principales (30×40) : $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6.00 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires (30×35) : $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$.

Poutres secondaires (25×30) : $A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 30 = 3.75 \text{ cm}^2$.

Pourcentage total maximum :

$A_{\max} = 4 \% (b \times h)$ en zone courante.

$A_{\max} = 6 \% (b \times h)$ en zone de recouvrement.

• **Poutres principales (30×40) :**

$A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$ (en zone courante).

$A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).

• **Poutres secondaires : (30x35)**

$A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 30 = 42 \text{ cm}^2$ (en zone courante)

$A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 30 = 63 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).

• **Poutres chaînage : (25x30)**

$A_{\max} = 0.04 \times 25 \times 30 = 30 \text{ cm}^2$ (en zone courante)

$A_{\max} = 0.06 \times 25 \times 30 = 45 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).

VIII.2.3.2 Armatures transversales : (RPA99 modifié 2003/art :7.5.2.2).

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t^{\max} = \min \left(\frac{h}{4}; 12\Phi, 30\text{cm} \right) \quad \text{en zone nodale ; si les armatures comprimées sont nécessaires.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} ; \quad \text{En dehors de la zone nodale.}$$

Avec : Φ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

- **Poutres principales (30x40):**

$$S_t \leq \min (10; 14.4,30) \Rightarrow \text{Soit: } S_t = 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \left(\frac{40}{2} \right) = 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ en dehors de la zone nodale.}$$

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.9 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit : (1 cadres de } \emptyset 8 + 1 \text{ étrier de } \emptyset 8) \dots\dots\dots \text{ en zone nodale.}$$

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 1.8 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit: (1 cadres de } \emptyset 8 + 1 \text{ étrier de } \emptyset 8) \dots \text{ en dehors de la zone nodale.}$$

- **Poutres secondaires (30x35) :**

$$S_t \leq \min (8,75 ; 14.4 ,30) \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 8,75 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ en zone nodale}$$

$$S_t \leq \left(\frac{35}{2} \right) = 17,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 17.5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ En dehors de la zone nodale.}$$

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.8 \text{ cm}^2: \text{ (1 cadres de } \emptyset 8 + 1 \text{ étrier de } \emptyset 8) \dots\dots\dots \text{ en zone nodale}$$

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 1.575 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit: (1 cadres de } \emptyset 8 + 1 \text{ étrier de } \emptyset 8) \dots \text{ En dehors de la zone nodale.}$$

- **Poutres chaînage (25x30) :**

$$S_t \leq \min (7.5 ; 14.4 ,30) \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 7 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ en zone nodale}$$

$$S_t \leq \left(\frac{30}{2} \right) = 15 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ En dehors de la zone nodale.}$$

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.525 \text{ cm}^2: \text{ (1 cadres de } \emptyset 8 + 1 \text{ étrier de } \emptyset 8) \dots\dots\dots \text{ en zone nodale}$$

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 1.125 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit: (1 cadres de } \emptyset 8 + 1 \text{ étrier de } \emptyset 8) \dots\dots \text{ En dehors de la zone nodale.}$$

VIII.2.4 Vérifications à L'ELU :**VIII.2.4.1 Vérification de la condition de non fragilité :(BAEL99/art4.2.1)**

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c}$$

- **Poutres principales (30x40) cm²:**

$$b = 30\text{cm} ; h = 40\text{cm} ; d = 38\text{cm}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 38 \times \frac{2.1}{40} = 1.38\text{cm}^2 < 7,60\text{cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

- **Poutres secondaires (30x35) cm²:**

$$b = 30\text{cm} ; h = 35\text{cm} ; d = 33\text{cm}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 33 \times \frac{2.1}{40} = 1,2 \text{ cm}^2 < 6,77\text{cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

- **Poutres chaînage (25×30) cm²:**

$$b = 25\text{cm} ; h = 30\text{cm} ; d = 28\text{cm}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 25 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2 < 4.52\text{cm}^2 \Rightarrow \text{vérifié}$$

VIII.2.4.2 vérification de l'effort tranchant : (BAEL99.art A.5.1)

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 :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} : \text{Effort tranchant max à l'ELU.}$$

- Poutres principales (30x40) : $\tau_u = \frac{102,91 \times 10^3}{300 \times 380} = 0,90 \text{ MPa.}$

- Poutres secondaires (30x35) $\tau_u = \frac{103,51 \times 10^3}{300 \times 330} = 1,05 \text{ MPa.}$

- Poutres chaînage (25x30) $\tau_u = \frac{16,07 \times 10^3}{250 \times 280} = 0.23 \text{ MPa.}$

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$;

Avec :

$$\tau_u \bar{=} \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \tau_u \bar{=} \min (0.2 \times 25 / 1.5 ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

- Poutres principales (30x40) $\tau_u = 0,90 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

- Poutres secondaires (30x35) $\tau_u = 1,05 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

- Poutres chaînage (25x30) $\tau_u = 0.23 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

VIII.2.4.3 vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

➤ **Sur les aciers : (BAEL 99.Art5.1.321)**

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u + \frac{M_u}{0.9d} > 0$ on doit prolonger au-delà de l'appareil de

l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $(T_u + \frac{M_u}{0.9d}) \times \frac{1}{\sigma_{st}}$

$$D'où : A_s \geq \frac{1.15}{f_c} \times \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right).$$

- Poutres principales (30x40) : $102,91 - \frac{91,573}{0.9 \times 0.380} = -164,85 < 0$

- Poutres secondaires (30x35) : $103.51 - \frac{84,654}{0.9 \times 0.330} = -181,52 < 0$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

➤ **Sur le béton : (BAEL99.Art A.5.313)**

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.40 \times f_c 28 \frac{0.9d.b}{\gamma_b}$$

- Poutres principales (30x40) :

$$T_u = 102,91 \text{KN} < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 380 \times 300 \times 25 \times 10^{-3}}{1.5} = 684 \text{KN}$$

- Poutres secondaires (30x35) :

$$T_u = 103.51 \text{KN} < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 330 \times 300 \times 25 \times 10^{-3}}{1.5} = 594 \text{KN}$$

- Poutres chainage (25x30)

$$T_u = 16,07 \text{KN} < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 280 \times 300 \times 25 \times 10^{-3}}{1.5} = 504 \text{KN}$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

VIII.2.4.4 Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis : (Art. A.6.1,3 BAEL 99)

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa. Avec : } \Psi = 1.5 \text{ Pour les aciers HA.}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec : } \sum U : \text{ périmètre utile des aciers.}$$

- Poutres principales (25x40) :

$$\sum U = 6 \times 3.14 \times 1.2 = 22.61 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U} = \frac{102.91 \times 10^3}{0.9 \times 380 \times 226.1} = 1.33 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se}$$

- Poutres secondaires (25x30) :

$$\sum U = 6 \times 3.14 \times 1.2 = 22.61 \text{ cm}$$

- Poutres chainage (25x30) :

$$\sum U = 3 \times 3.14 \times 1.4 + 2 \times 3.14 \times 1.2 = 15.072 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U} = \frac{50.96 \times 10^3}{0.9 \times 275 \times 207.2} = 0.99 \text{ MPa}$$

Conclusion :

La contrainte d'adhérence est vérifiée.

Calcul de la longueur de scellement droit des barres : (BAEL 91 modifié 99/ Art A.6.1, 21).

$$l_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa.}$$

Pour les T₁₂ : l_s = 42.32cm.

Pour les T₁₄ : l_s = 49.38cm.

Dans ce cas L_s dépasse l'épaisseur de la poutre , donc il faut prévoir un ancrage avec des crochets.

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 aciers HA.

Pour les Φ12 : l_a = 16.93cm. Soit L_a = 17cm

Pour les Φ14 : l_a = 19.75cm. Soit L_a = 20cm

- **Délimitation de la zone nodale : (RPA99modéfié 2003 .Art 7.4.2.1).**

$$L' = 2h \text{ et } H' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right\}$$

h : Hauteur de la poutre.

b₁ et h₁ : Dimensions du poteau.

h_e : Hauteur entre nus des poteaux.

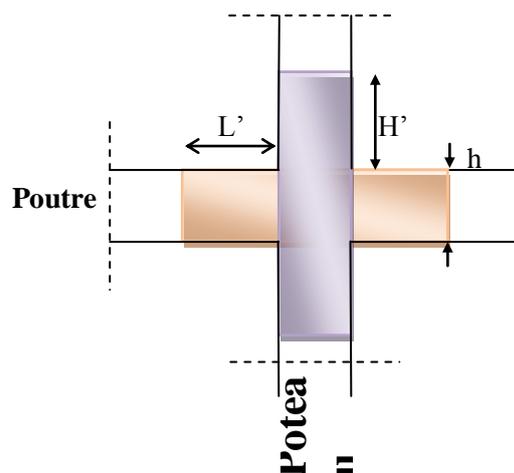
On aura : H' = max {61.33 ; 40 ; 45 ; 60cm} = 61.33cm soit H' = 65cm.

L' = 2 × 40 = 80 cm : poutres principales.

L' = 2 × 35 = 70 cm : poutres secondaires.

L' = 2 × 30 = 60 cm : poutres palières.

NB : Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui



Délimitation de la zone nodale

VIII.2.5 Vérification à l'ELS :**VIII.2.5.1 État limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

VIII.2.5.2 État limite de compression du béton : (BAEL 91/ Art.A.4.5,2)

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \quad \text{Où} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$$

$$k_1 ; \beta_1 \text{ Sont données par le tableau en fonction de } \rho_1 = \frac{100 A}{bd}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Vérification du ferrailage des poutres Principales (30x40) à l'ELS.

Niveau	MS (KN.m)	AS (cm ²)	ρ_1	β_1	K	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{adm}$ (MPa)	OBS
RDC, Etages	19,61	8,01	0,703	0,878	25,82	73,38	2,84	15	Vérifiée
1, 2, 3	25,699	8,01	0,703	0,878	25,82	96,16	3,72	15	Vérifiée
Etages 4, 5 , 6, 7	18,188	8,01	0,703	0,878	25,82	68,06	2,64	15	Vérifiée
	37,695	8,01	0,703	0,878	25,82	141,05	5,46	15	Vérifiée
Etages 8,9, 10	22,784	8,01	0,703	0,878	25,82	85,25	3,30	15	Vérifiée
	47,505	8,01	0,703	0,878	25,82	177,76	6,88	15	Vérifiée
Etages 12	15,913	8,01	0,703	0,878	25,82	59,54	2,30	15	Vérifiée
	41,088	8,01	0,703	0,878	25,82	153,75	5,95	15	Vérifiée

Vérification du ferrailage des poutres secondaires (30x35) à l'ELS.

Niveau	MS (KN.m)	AS (cm ²)	ρ_1	β_1	K	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{adm}$ (MPa)	OBS
RDC, Etages ,2,3	52,36	6,77	0,684	0,88	26,67	266,33	9,99	15	Vérifiée
	39,788	6,77	0,684	0,88	26,67	202,38	7,59	15	Vérifiée
Etages 4, 5 , 6, 7	33,862	6,77	0,684	0,88	26,67	172,24	6,46	15	Vérifiée
	32,012	6,77	0,684	0,88	26,67	162,83	6,11	15	Vérifiée
Etages 8, 9 , 10	33,878	6,77	0,684	0,88	26,67	172,32	6,46	15	Vérifiée
	35,361	6,77	0,684	0,88	26,67	179,86	6,74	15	Vérifiée
Etages 12	33,081	6,77	0,684	0,88	26,67	168,26	6,31	15	Vérifiée
	34,779	6,77	0,684	0,88	26,67	176,9	6,64	15	Vérifiée

Vérification du ferrailage des poutres chaînages (25x30) à l'ELS.

Niveau	MS (KN.m)	AS (cm ²)	ρ_1	β_1	K	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	OBS
RDC, Etages 1, 2, 3	8,088	4,52	0,646	0,882	27,19	72,46	2,66	15	Vérifiée
	4,656	4,52	0,646	0,882	27,19	41,71	1,53	15	Vérifiée
Etages 4, 5, 6, 7	7,927	4,52	0,646	0,882	27,19	71,01	2,61	15	Vérifiée
	5,796	4,52	0,646	0,882	27,19	51,92	1,91	15	Vérifiée
Etages 8, 9, 10, 11	8,448	4,52	0,646	0,882	27,19	75,68	2,78	15	Vérifiée
	7,348	4,52	0,646	0,882	27,19	65,83	2,42	15	Vérifiée
Etages 12	8,709	4,52	0,646	0,882	27,19	78,02	2,86	15	Vérifiée
	7,24	4,52	0,646	0,882	27,19	64,86	2,39	15	Vérifiée

VIII.2.5.3 État 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.

➤ **Calcul de la flèche :**

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens. (BAEL99/Art.6.5.2)

• **Sens des Poutres principales (30x40)**

$$\text{La flèche admissible : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{460}{500} = 0.92 \text{ cm} = 9.2 \text{ mm}$$

• **Sens des Poutres secondaires :(30x35)**

$$\text{La flèche admissible : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{440}{500} = 0.88 \text{ cm} = 8.8 \text{ mm.}$$

• **Sens des Poutres chaînage :(25x30)**

$$\text{La flèche admissible : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{330}{500} = 0.66 \text{ cm} = 6,60 \text{ mm.}$$

$$\text{La valeur de la flèche est : } f = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$$

$$\text{Avec : } E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ MPa}$$

$$I_{fv} : \text{Inertie fictive de la section pour des charges de longue durée : } I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (\lambda \times u)}$$

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

$$\text{(Pourcentage d'armatures). } \rho = \frac{A}{b_0 \times d}$$

La contrainte dans les aciers tendus : σ_s est calculée précédemment.

$$\text{Calcul des coefficients : } \lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{5 \times \rho} = \frac{0.0084}{\rho} \quad ; \quad \mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\}$$

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivants :

➤ **Vérification de la flèche dans les poutres Principales :(30x40)**

Niveau	Ms (KN.m)	L (cm)	Ev (MPa)	h (cm)	A (cm ²)	ρ	λ	σs (MPa)	β1	μ	I0 (cm ⁴)	If (cm ⁴)	f (mm)	fadm (mm)	OBS
RDC, Etages1,2,3	19,61	460	10818,86	40	8,01	0,007	1,2	73,29	0.879	0,11	198928,6	193305,17	1,98	9,2	vérifiée
Etages4,5,6,7	18,188	460	10818,86	40	8,01	0,007	1,2	67,98	0.879	0,082	198928,6	199218,37	1,78	9,2	vérifiée
Etages8,9,10, 11	22,784	460	10818,86	40	8,01	0,007	1,2	85,16	0.879	0,181	198928,6	179774,45	2,48	9,2	vérifiée
Etages 12	15,913	460	10818,86	40	8,01	0,007	1,2	59,48	0.879	0,024	198928,6	212695,82	1,46	9,2	vérifiée

➤ **Vérification de la flèche dans les poutres secondaires :(30x35)**

Niveau	Ms (KN.m)	L (cm)	Ev (MPa)	h (cm)	A (cm ²)	ρ	λ	σs (MPa)	β1	μ	I0 (cm ⁴)	If (cm ⁴)	f (mm)	fadm (mm)	OBS
RDC, Etages1,2,3	52,36	440	10818,86	35	6,77	0,0068	1,235	266,33	0,88	0,607	131584,89	82727,28	1,01	8,8	vérifiée
Etages4,5,6,7	33,862	440	10818,86	35	6,77	0,0068	1,235	172,24	0,88	0,458	131584,89	92450,57	6,55	8,8	vérifiée
Etages8,9,10, 11	33,878	440	10818,86	35	6,77	0,0068	1,235	172,32	0,88	0,459	131584,89	92377,7	6,56	8,8	vérifiée
Etages 12	33,081	440	10818,86	35	6,77	0,0068	1,235	168,26	0,88	0,449	131584,89	93111,6	6,35	8,8	vérifiée

➤ **Vérification de la flèche dans les poutres chainages :(25x30)**

Niveau	Ms (KN.m)	L (cm)	Ev (MPa)	h (cm)	A (cm ²)	ρ	λ	σs (MPa)	β1	μ	I0 (cm ⁴)	If (cm ⁴)	f (mm)	fadm (mm)	OBS
RDC, Etages1,2,3	8,088	330	10818,86	30	4,52	0,0064	1,312	72,46	0,882	0,071	67708,2	68132,35	1,18	6,6	vérifiée
Etages4,5,6,7	7,927	330	10818,86	30	4,52	0,0064	1,312	71,01	0,882	0,062	67708,2	68876,34	1,16	6,6	vérifiée
Etages8,9,10, 11	8,448	330	10818,86	30	4,52	0,0064	1,312	75,68	0,882	0,090	67708,2	66613,32	1,28	6,6	vérifiée
Etages 12	8,709	330	10818,86	30	4,52	0,0064	1,312	78,02	0,882	0,103	67708,2	65612,42	1,34	6,6	vérifiée

III.2.5.4 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.

IX. introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme.

Le calcul se fera en flexion composée et au cisaillement.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

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

Notre ouvrage comprend neuf (9) types de voiles, que nous allons ferrailer par zone. Car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau.

Ceci, dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs.

-Zone I : RDC,1.2.3.

-Zone II : 4.5.6

-Zone III: 7.8.9

-Zone III:10.11.12

IX. 1. Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\begin{array}{l} \text{Selon le BAEL 91} \\ \text{Selon le RPA version 2003} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \\ G + Q + E \\ 0.8 G + E \end{array} \right.$$

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

IX. 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

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

Avec :

B : section du voile $B = e \times L$.

I : inertie du voile.

V, V' : bras de levier ($V = V' = \frac{L_{voile}}{2}$).

Le calcul se fera pour des bandes de longueur « d » :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3} \right) \quad (\text{Art -7-7-4. RPA 99})$$

Avec :

L_c : longueur de la zone comprimée ($L_c = L_{voile} - L_t$).

h_e : hauteur d'étage.

L_t : longueur de la zone tendue.

IX. 3. Détermination des armateurs :

Selon les contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimée(SEC).
- Section partiellement comprimée(SPC).
- Section entièrement tendue(SET).

IX. 3.1 Armatures verticales :

- **1^{er} cas : Section entièrement comprimée et entièrement tendue (SEC et SET) :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

e : épaisseur du voile.

La section d'armature est calculée comme suit :

SEC :

- **Armatures verticales :**

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s (2\%)}$$

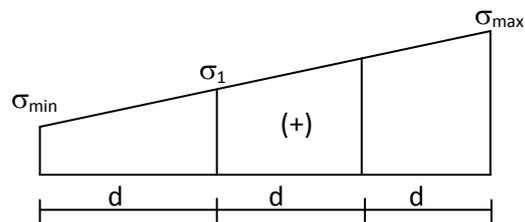
Avec :

$$B = d \times e.$$

$$f_{bc} = 14,2 MP_a$$

$\sigma_s (2\%)$: Contrainte dans les aciers correspondante à un raccourcissement de 2 ‰.

$$\sigma_s (2\%) = 348 MP_a.$$



- **Armatures minimales : (BAEL 91)**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

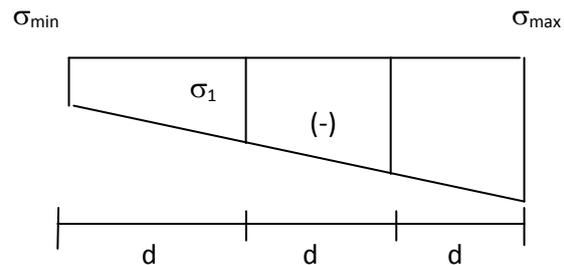
$$0,2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 5\%$$

❖ **SET :**

- **Armatures verticales :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s (2\%)}$$

Avec :



- **Armatures minimales : (BAEL 91)**

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{B \times f_{t28}}{f_e} ; 0,002 \times B \right)$$

➤ 2^{ème} cas : Section partiellement comprimée (SPC) :

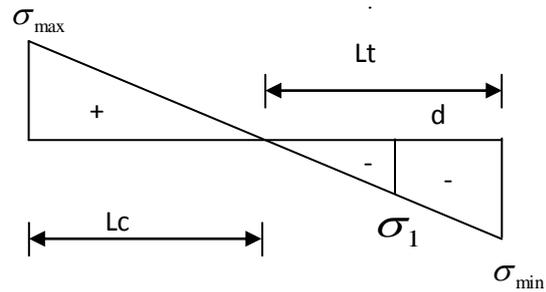
$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d)\sigma_{\min}}{L_t}$$

Avec : $L_t = L - L_c$

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$



La section d'armateur est calculée comme suit :

○ **Armatures verticales :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa} .$$

○ **Armatures minimales :**

- D'après le BAEL 91 : $A_{\min} = B \frac{f_{c28}}{f_e}$ (cm^2)

- D'après le RPA 99 : $A_{\min} = 0,2 \% B$ (cm^2)

$$\text{Donc : } A_{\min} \geq \max \left(\frac{B f_{t28}}{f_e} ; 0,002B \right)$$

IX. 3.2 Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposée de manière à ce qu'elles servent de cadres aux armatures verticales.

La section d'armature est donnée par les formules suivantes :

❖ **D'après le RPA 99 version 2003 :**

$$A_H \geq 0,15 \% B \quad \text{Globalement dans la section du voile.}$$

$$A_H \geq 0,10 \% B \quad \text{En zone courante.}$$

❖ **D'après le BAEL**

$$A_H \geq \frac{A_V}{4}$$

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 couture dont la section est calculée avec la formule :

$$A_{vj} = \frac{1.1 \times \bar{V}}{f_e} \quad \text{Avec : } \bar{V} = 1,4 \times V_u$$

Et :

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

IX. 3. 3 Armatures transversales :

Ce sont généralement des épingles reliant les deux nappes d'armatures verticales dont le rôle est d'empêcher le flambement de ces derniers.

D'après le RPA 99/VER 2003, les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré.

IX. 3.4 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.

IX. 3.5 Dispositions constructives :

- **Espacement constructive** : (Art:7.7.4. 3, RPA 99/Ver 2003)

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min \{1,5e; 30cm\}$$

Avec :

e : épaisseur du voile.

Aux extrémités des voiles l'espacement doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.

- **Longueur de recouvrement** : (Art:7.7.4. 3, RPA 99/Ver 2003)

La longueur de recouvrement doit être égale à :

- 40Φ : pour les barres situées dans les zones où 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

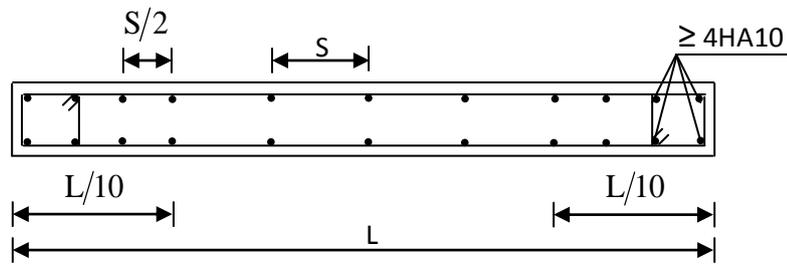


Figure (IX-3-1) Disposition des armatures verticales dans les voiles.

IX.4 Vérifications :➤ **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

Avec :

 $N_s = G + Q$ (effort normal maximal de service) B : section du béton. $A = A_v$: section d'armatures adoptées.➤ **Vérification de la contrainte au cisaillement :**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée :

➤ Selon le RPA 99/Ver 2003 : (Art : 7.7.2)

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \bar{V} = 1,4 \times V_u$$

Avec :

 e : épaisseur du voile. $d = 0,9 h$: hauteur utile. h : hauteur totale de la section brute.

➤ Selon le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{T}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 3,26 \text{ Mpa} \quad (\text{avec } \gamma_b = 1.15).$$

IX.5 Exemple du ferrailage

IX.5.1 Exemple de calcul : Soit à calculer le ferrailage du voile transversal sur la zone (I) : $L = 4.4 \text{ m}$. $e = 0.20 \text{ m}$.

$$\sigma_{\max} = 6812.49 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

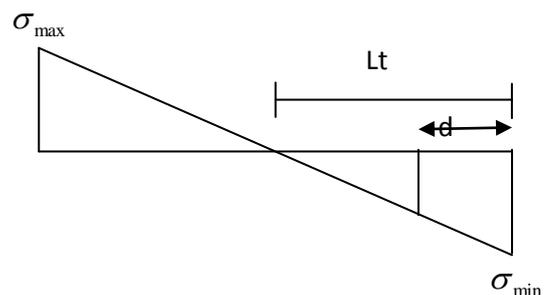
$$\sigma_{\min} = -11019.16 \text{ KN} \cdot \text{m} \quad \text{SPC}$$

➤ **calcul de « L_t » et « L_c » :**

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

$$L_c = \frac{6812.49}{6812.49 + 11019.16} \times 4.4 = 1.68 \text{ m.}$$

$$L_t = L - L_c = 4.4 - 1.68 = 2.72 \text{ m.}$$



➤ **Calcul de « d » :**

$$d \leq \min \left\{ \frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3} \right\} = \min \{1,53; 1,12\}$$

Le découpage de diagramme est en une bande de longueur de $D=L_t/2$

$$D=2,72/2=1,36\text{m}$$

Donc : on prend $d=1,36\text{m}$

➤ **Détermination de « N » :**

• **Bande 1 :**

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d)\sigma_{min}}{L_t} = \frac{(2,72 - 1,36) \times 11019,16}{2,72} = 5509,58 \text{ KPa}$$

$$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_1 = \frac{11019,16 + 5509,58}{2} \times 1,36 \times 0,2 = 2247,90 \text{ Kn}$$

• **Bande 2 :**

On a :

$$\sigma_2 = \frac{(L_c - d)\sigma_{max}}{L_c} = \frac{(1,68 - 1,36) \times 6812,49}{1,68} = 1297,61 \text{ kn}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} (l_t - d) \times e$$

$$N_2 = \frac{5509,58}{2} (2,72 - 1,36) \times 0,2 = 749,30 \text{ Kn}$$

➤ **Calcul des armatures :**

• **Bande 1 :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{2247,92}{400} \times 10 = 56,20 \text{ cm}^2.$$

• **Bande 2 :**

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{749,30}{400} \times 10 = 18,73 \text{ cm}^2.$$

➤ **Armatures minimales :**

$$A_{min} \geq \max \left(\frac{B f_{t28}}{f_e}; 0,002B \right)$$

$$A_{min} \geq \max (14,28 \text{ cm}^2; 5,44 \text{ cm}^2)$$

$$A_{min} = 14,28 \text{ cm}^2$$

La section d'armature est calculée comme suit :

➤ **Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{2247.92}{400} \times 10 = 56.19 \text{ cm}^2.$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{749.30}{400} \times 10 = 18.73 \text{ cm}^2.$$

➤ **Armatures de coutures :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section est calculée avec la formule :

$$A_{vj} = \frac{1.1 \times \bar{V}}{f_c} \quad \text{Avec : } \bar{V} = 1.4 \times V_u$$

Et :

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement

$$\text{Avec : } A_{VJ} = \frac{1.1 \times 1.4 \times 24.8 \times 10}{400} = 0.1 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = A_{V1} + \frac{A_{VJ}}{4} = 56.21 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_{V2} + \frac{A_{VJ}}{4} = 18.75 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 56.21 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 14.28 \text{ cm}^2 \quad \text{on ferraille avec } A_1$$

$$A_2 = 18.75 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 14.28 \text{ cm}^2 \quad \text{on ferraille avec } A_2$$

le ferrailage adopté

$$A_1 = 2 \times 25 \text{ HA12} = 56.5 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$A_2 = 2 \times 9 \text{ HA12} = 20.34 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } S_t = 16 \text{ cm}$$

➤ **Armatures transversales :**

Ce sont généralement des épingles reliant les deux nappes d'armatures verticales dont le rôle est d'empêcher le flambement de ces derniers.

D'après le RPA 99/VER 2003, les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré.

➤ **Armatures horizontales :**

$$A_h = \max \left(\frac{A_v}{4}, 0.15\% B \right)$$

$$A_h = \max \left(\frac{56.5}{4}, 0.0015 \times 0.2 \times 0.88 \times 10^4 \right) = 14.13 \text{ cm}^2$$

Le choix / nappe = **19HA10** = 14.82 cm², avec un espacement $S_H = 8 \text{ cm}$.

➤ **Armatures transversales :** 4 épingle de $\phi 8 / \text{m}^2$ (**4HA8/m²**)

$$\text{Diamètre minimum } \phi \leq \frac{e}{10} = \frac{20}{10} = 2 \text{ cm}$$

$$\phi \leq 2 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de la contrainte du béton comprimé a ELS:**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{B+15.A} = \frac{1366.31 \times 1000}{200 \times 4400 + 15(7684)} = 1.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.4 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{verifiée}$$

➤ **Contrainte de cisaillement :**

• **Selon RPA :**

$$\tau_b = \frac{1.4.Vu}{b_0.d} = \frac{1.4 \times 2.48 \times 1000}{200 \times 4400 \times 0.9} = 0.004 \text{ MPa} < 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.004 \text{ MPa} < 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

• **Selon BAEL91 :**

$$\tau_u = \frac{Vu}{b_0.d} = \frac{2.48 \times 1000}{200 \times 0.9 \times 4400} = 0.003 \text{ MPa} < \min \left(\frac{0.15}{\gamma_b} \times f_{c28}, 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_u = 0.003 < 2.5 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{verifiée}$$

Les autres résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Les voiles longitudinales :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3	3	3	3	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.6	0.6	0.6	0.6	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	4445.39	793.85	882.91	1861.77	
	σ_{min} [KN/m ²]	-9112.64	-4267.82	-3111.24	-2687.64	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		72.84	75.5	84.68	117.79
	L _t (m)		2.02	2.53	2.34	1.77
	L _c (m)		0.98	0.47	0.66	1.23
	d (m)		1.008	1.265	1.168	0.886
	σ_1 [KN/m ²]		4556.32	2133.91	1555.62	1343.82
	N (kN)	N ₁	1378.08	809.66	545.29	357.25
		N ₂	459.36	269.886	181.762	119.083
	A _v (cm ²)	A _{v1}	34.45	20.24	13.63	8.93
		A _{v2}	11.48	6.75	4.54	2.98
	A _{vj} (cm ²)		2.8	2.91	3.26	4.53
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	35.15	20.97	14.45	10.06
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	11.48	7.47	5.36	4.11
	A _{min} (cm ²)		10.59	13.28	12.27	9.3
	A _{vadopté} (cm ²)	Bonde1	36.16	24.96	24.96	24.96
		Bonde 2	13.56	13.56	13.56	9.36
	Choix des barres	Bonde1	2*16HA12	2*16HA10	2*16HA10	2*16HA10
		Bonde 2	2*6HA12	2*6HA12	2*6HA12	2*6HA10
S _t (cm)	Bonde1	7cm	7cm	7cm	7 cm	
	Bonde 2	17cm	17cm	17cm	17cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		6.05	5.41	7.01	5.32	
A _H /nappe (cm ²)		9.04	5.65	3.96	2.83	
Choix des barres/nappe (cm ²)		12HA10	8HA10	9HA10	7HA10	
ep =20cm		(A=9.36cm ²)	(A=6.24cm ²)	(A=7.02cm ²)	(A=5.46cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ_u (MPa)	0.135	0.14	0.157	0.218
		τ_b (MPa)	0.189	0.196	0.22	0.305
	ELS	N _s (kN)	-944.31	-690.87	-399.36	-76.97
		σ_b (MPa)	-1.40	-1.10	-0.62	-0.12

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV		
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.1	1.1	1.1	1.1		
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2		
	B (m)	0.22	0.22	0.22	0.22		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	2259.43	132.45	395.75	745.32		
	σ_{min} [KN/m ²]	-8007.56	-4393.64	-3098.36	-2152.82		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC		
	V _u (kN)	27.09	37.2	43.1	65.83		
	L _t (m)	0.86	1.07	0.98	0.82		
	L _c (m)	0.24	0.03	0.12	0.28		
	d (m)	0.429	0.534	0.488	0.409		
	σ_1 [KN/m ²]	4003.78	2196.82	1549.18	1076.41		
	N (kN)	N ₁	515.24	351.87	226.66	131.93	
		N ₂	171.747	117.289	75.554	43.977	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	12.88	8.8	5.67	3.3	
		A _{v2}	4.29	2.93	1.89	1.1	
	A _{vj} (cm ²)		1.04	1.43	1.66	2.53	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	13.14	9.15	6.08	3.93	
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	4.29	3.29	2.3	1.73	
	A _{min} (cm ²)		4.5	5.61	5.12	4.29	
	A _{vadopté} (cm ²)	Bonde1	13.56	13.56	9.36	9.36	
		Bonde 2	6.78	6.78	6.78	6.78	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*6HA12	2*6HA12	2*6HA10	2*6HA10
			Bonde 2	2*3HA12	2*3HA12	2*3HA12	2*3HA12
S _t (cm)		Bonde1	8cm	8cm	8cm	8cm	
		Bonde 2	22cm	22cm	22cm	22cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		2.57	5.41	2.93	2.45		
A _H /nappe (cm ²)		3.39	2.83	1.7	1.13		
Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA10	7HA10	4HA10	4HA10		
ep =20cm		(A=3.90cm ²)	(A=5.46cm ²)	(A=3.12cm ²)	(A=3.12cm ²)		
Armature transversal		4 Epingles HA8/m²					
Vérification des contraintes		contrainte	τ_u (MPa)	0.137	0.188	0.218	0.332
	τ_b (MPa)		0.192	0.263	0.305	0.465	
	ELS	N _s (kN)	-483.99	-364.2	-215.92	-53.89	
		σ_b (MPa)	-2.00	-1.50	-0.90	-0.23	

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1	1	1	1	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	1267.41	626.55	384.3	443	
	σ_{min} [KN/m ²]	-5488.03	-3745.66	-2566.67	-1497.63	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	18.68	24.74	27.57	44.44	
	L _t (m)	0.81	0.86	0.87	0.77	
	L _c (m)	0.19	0.14	0.13	0.23	
	d (m)	0.406	0.428	0.435	0.386	
	σ_1 [KN/m ²]	2744.015	1872.83	1283.335	748.815	
	N (kN)	N ₁	334.38	240.67	167.43	86.68
		N ₂	111.46	80.222	55.81	28.894
	A _v (cm ²)	A _{v1}	8.36	6.02	4.19	2.17
		A _{v2}	2.79	2.01	1.4	0.72
	A _{vj} (cm ²)		0.72	0.95	1.06	1.71
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	8.54	6.25	4.45	2.59
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	2.79	2.24	1.66	1.15
	A _{min} (cm ²)		4.27	4.5	4.57	4.05
	A _{vadopté} (cm ²)	Bonde1	9.04	9.04	6.24	6.24
Bonde 2		4.52	4.52	4.52	4.52	
Ferrillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*4HA12	2*4HA12	2*4HA10	2*4HA10
		Bonde 2	2*2HA12	2*2HA12	2*2HA12	2*2HA12
	S _t (cm)	Bonde1	11cm	11cm	11cm	11cm
		Bonde 2	21cm	21cm	21cm	21cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		2.44	5.41	2.61	2.32
	A _H /nappe (cm ²)		2.26	1.7	1.7	1.13
	Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA10	7HA10	4HA10	3HA10
ep =20cm		(A=3.12cm ²)	(A=5.46cm ²)	(A=3.12cm ²)	(A=2.34cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²			
	contrainte	τ_u (MPa)	0.104	0.137	0.153	0.247
		τ_b (MPa)	0.145	0.192	0.214	0.346
	ELS	N _s (kN)	-297.3	-221.18	-128.78	-29.72
σ_b (MPa)		-1.30	-1.00	-0.58	-0.14	

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV		
Caractéristiques géométriques	L (m)	2	2	2	2		
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2		
	B (m)	0.4	0.4	0.4	0.4		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	5086.65	546.87	944.85	991.77		
	σ_{min} [KN/m ²]	-7382.16	-2103.68	-1729.47	-1487.09		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	0.33	0.25	0.39	1.89		
	L _t (m)	1.18	1.59	1.29	1.2		
	L _c (m)	0.82	0.41	0.71	0.8		
	d (m)	0.592	0.794	0.647	0.6		
	σ_1 [KN/m ²]	3691.08	1051.84	864.735	743.545		
	N (kN)	N ₁	655.59	250.45	167.77	133.82	
		N ₂	218.53	83.482	55.922	44.606	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	16.39	6.26	4.19	3.35	
		A _{v2}	5.46	2.09	1.4	1.12	
	A _{vj} (cm ²)		0.01	0.01	0.02	0.07	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	16.39	6.26	4.2	3.36	
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	5.46	2.09	1.4	1.13	
	A _{min} (cm ²)		6.22	8.33	6.79	6.3	
	A _{vadopté} (cm ²)	Bonde1	18.08	12.48	12.48	12.48	
		Bonde 2	9.04	9.04	6.24	6.24	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*8HA12	2*8HA10	2*8HA10	2*8HA10
			Bonde 2	2*4HA12	2*4HA12	2*4HA10	2*4HA10
S _t (cm)		Bonde1	8cm	8cm	8cm	8cm	
		Bonde 2	20cm	20cm	20cm	20cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		3.55	5.41	3.88	3.6		
A _H /nappe (cm ²)		4.52	2.26	2.26	1.7		
Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA10	7HA10	5HA10	5HA10		
ep =20cm		(A=3.9cm ²)	(A=5.46cm ²)	(A=3.9cm ²)	(A=3.9cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²				
	contrainte	τ_u (MPa)	0.001	0.001	0.001	0.005	
		τ_b (MPa)	0.001	0.001	0.002	0.007	
	ELS	N _s (kN)	-285.34	-194.53	-103.31	-12.65	
		σ_b (MPa)	-0.65	-0.46	-0.24	-0.03	

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV		
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.33	1.33	1.33	1.33		
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2		
	B (m)	0.266	0.266	0.266	0.266		
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	1773.76	279.36	432.13	1983.79		
	σ_{\min} [KN/m ²]	-9305.66	-5150.31	-4189.04	-3343.93		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC		
	V _u (kN)	13.39	27.89	31.27	47.24		
	L _t (m)	1.12	1.26	1.21	0.83		
	L _c (m)	0.21	0.07	0.12	0.5		
	d (m)	0.559	0.631	0.603	0.417		
	σ_1 [KN/m ²]	4652.83	2575.155	2094.52	1671.965		
	N (kN)	N ₁	779.63	487.31	378.78	209.36	
		N ₂	259.878	162.437	126.261	69.785	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	19.49	12.18	9.47	5.23	
		A _{v2}	6.5	4.06	3.16	1.74	
	A _{vj} (cm ²)		0.52	1.07	1.2	1.82	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	19.62	12.45	9.77	5.69	
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	6.5	4.33	3.46	2.2	
	A _{min} (cm ²)		5.86	6.62	6.33	4.38	
	A _{vadopté} (cm ²)	Bonde1	20.34	14.04	14.04	14.04	
		Bonde 2	6.78	6.78	6.78	4.52	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*9HA12	2*9HA10	2*9HA10	2*9HA10
			Bonde 2	2*3HA12	2*3HA12	2*3HA12	2*3HA10
S _t (cm)		Bonde1	7cm	7cm	7cm	7cm	
		Bonde 2	19cm	19cm	19cm	19cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		3.35	5.41	3.62	2.5		
A _H /nappe (cm ²)		5.09	3.39	2.83	1.7		
Choix des barres/nappe (cm ²)		7HA10	7HA10	5HA10	4HA10		
ep =20cm		(A=5.46cm ²)	(A=5.46cm ²)	(A=3.9cm ²)	(A=3.12cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²				
	contrainte	τ_u (MPa)	0.056	0.116	0.131	0.197	
		τ_b (MPa)	0.078	0.163	0.183	0.276	
	ELS	N _s (kN)	-806.25	-603.63	-362.93	-58.03	
σ_b (MPa)		-2.60	-2.00	-1.20	-0.21		

Les voiles transversales :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV		
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.6	3.6	3.6	3.6		
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2		
	B (m)	0.72	0.72	0.72	0.72		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	3299.84	975.86	1712.25	3482.49		
	σ_{min} [KN/m ²]	-9605.75	-5741.09	-5081.64	-4378.69		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC		
	V _u (kN)	21.72	2.35	4.92	6.5		
	L _t (m)	2.68	3.08	2.69	2.01		
	L _c (m)	0.92	0.52	0.91	1.59		
	d (m)	1.34	1.538	1.346	1.003		
	σ_1 [KN/m ²]	4802.875	2870.545	2540.82	2189.345		
	N (kN)	N ₁	1930.41	1324.89	1026.25	658.51	
		N ₂	643.468	441.631	342.083	219.504	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	48.26	33.12	25.66	16.46	
		A _{v2}	16.09	11.04	8.55	5.49	
	A _{vj} (cm ²)		0.84	0.09	0.19	0.25	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	48.47	33.14	25.7	16.53	
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	16.09	11.06	8.6	5.55	
	A _{min} (cm ²)		14.07	16.15	14.14	10.53	
	A _{vadopté} (cm ²)	Bonde 1	49.72	34.32	34.32	34.32	
		Bonde 2	18.08	18.08	18.08	12.48	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde 1	2*22HA12	2*22HA10	2*22HA10	2*22HA10
			Bonde 2	2*8HA12	2*8HA12	2*8HA12	2*8HA10
S _t (cm)		Bonde 1	7cm	7cm	7cm	7cm	
		Bonde 2	17cm	17cm	17cm	17cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande			8.04	5.41	8.08	6.02	
A _H /nappe (cm ²)			12.43	3.39	6.78	4.52	
Choix des barres/nappe (cm ²)			16HA10	7HA10	11HA10	8HA10	
ep =20cm		(A=12.48cm ²)	(A=5.46cm ²)	(A=8.58cm ²)	(A=6.24cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²				
	contrainte	τ_u (MPa)	0.034	0.004	0.008	0.01	
		τ_b (MPa)	0.047	0.005	0.011	0.014	
	ELS	N _s (kN)	-1674.09	-1253.84	-751.6	-159.87	
σ_b (MPa)		-2.00	-1.60	-0.96	-0.21		

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV		
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.2	1.2	1.2	1.2		
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2		
	B (m)	0.24	0.24	0.24	0.24		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	1442.9	485.05	1325.68	2331.66		
	σ_{min} [KN/m ²]	-7214.65	-4841.05	-3582.94	-2663.04		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC		
	V _u (kN)	13.66	13.7	11.94	14.43		
	L _t (m)	1	1.09	0.88	0.64		
	L _c (m)	0.2	0.11	0.32	0.56		
	d (m)	0.5	0.545	0.438	0.32		
	σ_1 [KN/m ²]	3607.325	2420.525	1791.47	1331.52		
	N (kN)	N ₁	541.1	396.02	235.38	127.79	
		N ₂	180.367	132.005	78.459	42.596	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	13.53	9.9	5.88	3.19	
		A _{v2}	4.51	3.3	1.96	1.06	
	A _{vj} (cm ²)		0.53	0.53	0.46	0.56	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	13.66	10.03	6	3.33	
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	4.51	3.43	2.08	1.2	
	A _{min} (cm ²)		5.25	5.73	4.6	3.36	
	A _{vadopté} (cm ²)	Bonde1	15.82	15.82	10.92	10.92	
		Bonde 2	6.78	6.78	6.78	4.68	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*7HA12	2*7HA12	2*7HA10	2*7HA10
			Bonde 2	2*3HA12	2*3HA12	2*3HA12	2*3HA10
S _t (cm)		Bonde1	8cm	8cm	8cm	8cm	
		Bonde 2	17cm	17cm	17cm	17cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande			3	5.41	2.63	1.92	
A _H /nappe (cm ²)			3.96	2.83	1.7	1.13	
Choix des barres/nappe (cm ²)			6HA10	7HA10	4HA10	3HA10	
ep =20cm		(A=4.68cm ²)	(A=5.46cm ²)	(A=3.12cm ²)	(A=2.34cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²				
	contrainte	τ_u (MPa)	0.063	0.063	0.055	0.067	
		τ_b (MPa)	0.089	0.089	0.077	0.094	
	ELS	N _s (kN)	-354.81	-264.13	-153.87	-24.93	
σ_b (MPa)		-1.30	-0.99	-0.59	-0.10		

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV		
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.15	1.15	1.15	1.15		
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2		
	B (m)	0.23	0.23	0.23	0.23		
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	1442.9	485.05	1325.68	2331.66		
	σ_{\min} [KN/m ²]	-5824.48	-1824.84	-1438.26	-1163.47		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	0.51	0.32	0.36	0.29		
	L _t (m)	0.92	0.91	0.6	0.38		
	L _c (m)	0.23	0.24	0.55	0.77		
	d (m)	0.461	0.454	0.299	0.191		
	σ_1 [KN/m ²]	2912.24	912.42	719.13	581.735		
	N (kN)	N ₁	402.62	124.34	64.55	33.4	
		N ₂	134.207	41.447	21.517	11.135	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	10.07	3.11	1.61	0.84	
		A _{v2}	3.36	1.04	0.54	0.28	
	A _{vi} (cm ²)		0.02	0.01	0.01	0.01	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	10.07	3.11	1.62	0.84	
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	3.36	1.04	0.54	0.28	
	A _{min} (cm ²)		4.84	4.77	3.14	2.01	
	A _{vadopté} (cm ²)	Bonde1	11.3	7.80	7.80	7.80	
		Bonde 2	6.78	6.78	4.68	4.68	
	Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*5HA12	2*5HA10	2*5HA10	2*5HA10
			Bonde 2	2*3HA12	2*3HA12	2*3HA10	2*3HA10
S _t (cm)		Bonde1	10cm	10cm	10cm	10cm	
		Bonde 2	16cm	16cm	16cm	16cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		2.77	5.41	1.8	1.15		
A _H /nappe (cm ²)		2.83	1.7	1.13	1.13		
Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA10	7HA10	3HA10	2HA10		
ep =20cm		(A=3.12cm ²)	(A=5.46cm ²)	(A=2.34cm ²)	(A=1.56cm ²)		
Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²					
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u (MPa)	0.002	0.002	0.002	0.001	
		τ_b (MPa)	0.003	0.002	0.002	0.002	
	ELS	N _s (kN)	-166.03	-113.37	-61.07	-8.04	
		σ_b (MPa)	-0.65	-0.45	-0.25	-0.03	

X.1 Introduction :

Les fondations d'une construction sont les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol, auquel elles transmettent les charges de la superstructure. Un choix judicieux du système de fondations doit toujours satisfaire les exigences concernant la sécurité (capacité portante) et l'aptitude au service. De plus, des considérations d'ordre économique, esthétique et d'impact sur l'environnement sont à respecter.

L'ingénieur est généralement confronté à plusieurs solutions possibles et doit opérer des choix concernant le :

- Taux de travail sur le sol
- Genre de structure (souple, rigide)
- Type de fondations

Choix et type de fondations :

- le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :
- stabilité de l'ouvrage (rigide).
- facilite d'exécution (coffrage).
- économie.

Etude de sol :

L'étude géologique du site de notre ouvrage, a donné une contrainte de 2 bars.

Remarque :

Les semelles reposent toujours sur une couche de béton de propreté de 5 à 10cm d'épaisseur dosé à 150Kg/m^3 de ciment.

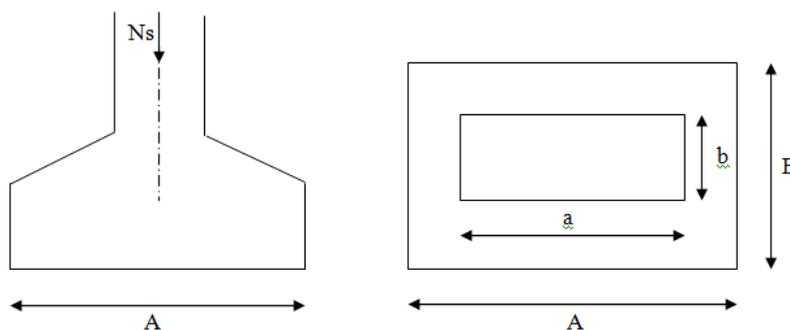
X.2 Semelles isolés sous poteaux :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal $N_{s_{\max}}$ qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous sol.

$$A \times B \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$\text{Homothétie des dimensions : } \frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Rightarrow \frac{55}{55} = 1 \Rightarrow A = B$$

$$\text{D'où } B \geq \sqrt{\frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}}$$



Exemple de calcul :

$$N_{ser} = 1496,72 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 0.2 \text{ MPa.}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1496,72}{200}} = 2.74 \text{ m} \Rightarrow A = B = 2.74 \text{ m}$$

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles entrain un chevauchement des fondations, alors Il y'a lieu donc d'opter pour des semelles filantes.

X.3 semelles filantes :**X.3.1 Semelles sous poteaux :****a) hypothèses de calcul :**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane tel que le centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

b) Etape du calcul :

- détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$.
- détermination des coordonnées de la structure R :

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$$

- détermination de la distribution par (ml) de semelle :

$$e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \text{ et } q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

- détermination de largeur B de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$$

c) Exemple de calcul :**D**

Poteaux	N (G+Q) (KN)	N totale (KN)	Moments (KN.m)	e _i (m)	N _i e _i (KN.m)
C5	1496,72		6,905	6,075	9092,57
C13	1174,51	4907,35	2,512	2,475	2906,9
C21	1104,93		9,866	-2,475	-2734,7
C29	1131,19		7,756	-6,075	-6871,98
					2392,79

Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux : (portique B-B) :○ **Résultante :**

$$R = \sum N_i = 4907,35 \text{ KN}$$

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{2392,79 + 27,039}{4907,35} = 0,49 \text{ m}$$

Donc l'excentricité e vaut : **0,49 m**

○ **Distribution par (ml) de la semelle :**

$$e = 0,49 \leq \frac{12,15}{6} = 2,025 \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{4907,35}{12,15} \left(1 + \frac{6 \times 0,49}{12,15} \right) = 501,63 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{4907,35}{12,15} \left(1 - \frac{6 \times 0,49}{12,15} \right) = 306,16 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(B/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) = \frac{4907,35}{12,15} \times \left(1 + \frac{3 \times 0,49}{12,15} \right) = 452,76 \text{ KN / ml}$$

Calcul de la largeur B :

$$B \geq \frac{q_{(B/4)}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{452,76}{200} = 2,26 \text{ m}$$

Soit $B=2,30 \text{ m}$

Nous aurons donc, $S=2,30 \times 12,15 = 27,95 \text{ m}^2$

La surface totale des semelles sous poteaux :

$$St = 27,95 \times 4 = 111,8 \text{ m}^2$$

X.3.2 semelles filantes sous voiles :

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort N , données par la condition la plus défavorable.

$$N_s = G + Q$$

La largeur (B) de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{\text{sol}} \cdot L}$$

Avec : B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle sous voile

G : Charge permanente revenant au voile considéré.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

➤ **sens longitudinale :**

Voiles	(G+Q)KN	L (m)	B (m)	S=B.L (m2)
V3,V20	1883,62	4,4	2,14	9,42
V7,V15	2290,15	3,6	3,18	11,45
V18,V22,V50	847,26	1,2	3,53	4,24
S12	242,24	1,15	1,05	1,21
				26,32

➤ **sens transversal :**

Voiles	(G+Q)KN	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
V2,V16	1344,41	3	2,24	6,72
V4,V23	631,22	1,1	2,87	3,16
V6,V19	386,96	1	1,93	1,93
S10	423,51	2	1,06	2,12
C1,C2,C3,C4	1170,32	1,33	4,4	5,85
				19,78

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$\rightarrow S_v = 46,1 \text{ m}^2$$

Enfin, la surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_T = S_v + S_p$$

La surface totale du bâtiment : $S_{bat} = 270,72 \text{ m}^2$

La surface totale des semelles filantes : $S_t = 46,1 + 111,8 = 157,9 \text{ m}^2$ (58,33%)

$$S_t > 50 \% S_{bat}$$

Vu que les semelles occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise, on adopte pour un radier général comme fondation à ce bâtiment.

X.4 Radier général :

Le radier général est défini comme étant une fondation superficielle, travaillent comme un plancher renverser dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol et à son poids propre.

Les caractéristiques du radier sont :

- Rigide en son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire).
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution.
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

X.5.1. Pré dimensionnement du radier

a) Selon la condition d'épaisseur minimale, la hauteur du radier doit avoir au moins 25 cm.

b) Selon la condition forfaitaire

- Sous voile :

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

$$L_{max} = 4,6\text{m} \quad 57,5 \text{ cm} \leq h_d \leq 92\text{cm}$$

On prend : $h_r = 75\text{cm}$.

- Sous poteau :

la dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25 cm

$$h_d \geq \frac{460}{20} = 23\text{cm}$$

On prend : $h_d = 30\text{cm}$.

c) La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n avec:

$$h_n \geq \frac{460}{10} = 46 \text{ cm}$$

Soit : $h_n = 50 \text{ cm}$.

$0,4h < b < 0,7h$ LA BASE NERVURE

$b = 55 \text{ m}$

d) Vérification de la longueur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec, L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40 \text{ MPa}$.

$I = \frac{bh^3}{12}$: L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m).

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa}$.

L_{\max} : Distance maximale entre deux voiles successives.

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.60\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0.94 \text{ m}$$

Soit : $h = 95 \text{ cm}$.

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 95 \text{ cm}$ Hauteur de la nervure.

$h_d = 30 \text{ cm}$ Hauteur de la dalle.

$b = 55 \text{ cm}$ Largeur de la nervure.

X.4.2 Détermination de la surface nécessaire du radier :

On a: $G_t = 42460, 44 \text{ KN}$.

$Q_t = 7945, 56 \text{ KN}$.

Combinaison d'actions :

A l'ELU : $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 69239,93 \text{ KN}$

A l'ELS : $N_s = G + Q = 50406 \text{ KN}$

$$\text{A l'ELU : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{2 \sigma_{\text{sol}}} = \frac{69239,93}{2 \times 200} = 173,1 \text{ m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{50406}{200} = 252,03 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{rad}} = \max(S_{\text{nec}}^{\text{ELU}}; S_{\text{nec}}^{\text{ELS}}) = 252,03 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 270,72 > S_{\text{rad}} = 252,03$$

D'après le BAEL nous devons ajouter un débord minimal de largeur $L_{\text{débord}}$:

$$L_{\text{debord}} \geq \max\left(\frac{h_n}{2}, 30\right) = 47,5 \text{ cm}$$

Donc le débord est de : 50 cm dans les 4 sens

$$\Rightarrow S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{debord}} = 270,72 + (25,2 + 11,6) \times 2 \times 0,5 = 307,52 \text{ m}^2$$

X. 4.2.1 détermination des efforts :

❖ charge permanente

Poids de radier :

G = Poids de la dalle + Poids de la nervure + Poids de (T.V.O) + Poids de la dalle flottante

Poids de la dalle :

$$P_{\text{de la dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{\text{de la dalle}} = 307,52 \times 0,30 \times 25 = 2306,4 \text{ KN}$$

Poids de la nervure :

$$P_{\text{ner}} = b_n \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b$$

$$P_{\text{ner}} = 0,5 \times (0,95 - 0,30) \times (25,2 \times 8 + 11,6 \times 4) \times 25 = 2015 \text{ KN}$$

$$S_{\text{ner}} = (0,5 \times 25,2 \times 8) + (0,5 \times 11,6 \times 4) = 124 \text{ m}^2$$

Poids de la dalle flottante :

$$P_{\text{dalle flottante}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times e_p \times \rho_b =$$

$$P_{\text{dalle flottante}} = (307,52 - 124) \times 0,15 \times 25 = 688,2 \text{ KN}$$

Poids de (T.V.O) :

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_n - e_{df}) \times \rho$$

$$P_{\text{TVO}} = (307,52 - 124) \times (0,95 - 0,15) \times 17 = 2495,87 \text{ KN}$$

Poids de radier :

$$G = 7505,47 \text{ KN}$$

Surcharge d'exploitation :

$$Q = 307,52 \times 5 = 1537,6 \text{ KN: Surcharge de radier.}$$

$$Q_t = 7945,56 \text{ KN: Surcharge de bâtiment.}$$

Poids totale de la structure :

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{radier}} + G_{\text{bat}} = 7505,47 + 42460,44 = 49965,91 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{radier}} + Q_{\text{bat}} = 1537,6 + 7945,56 = 9483,16 \text{ KN}$$

IV-2-2) Combinaisons d'actions :

$$L'ELU : N_{u \text{ tot}} = 1,35 \cdot G_{\text{tot}} + 1,5 \cdot Q_{\text{tot}} = 81678,72 \text{ KN}$$

$$L'ELS : N_{s \text{ tot}} = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 59449,07 \text{ KN}$$

❖ Vérification de contrainte de cisaillement :

Nous devons vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$b = 100 \text{ cm}; \quad d = 0.9 \cdot h_d = 0.9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{81678,72 \times 1}{307,52} \times \frac{4,6}{2} = 610,89 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{610,89 \times 10^3}{1000 \times 270} = 2,26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Vérification de la stabilité du radier :

Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 6.12 \text{ m}; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 12.6 \text{ m}$$

Moment d'inertie du radier :

$$I_{yy} = 15453.37 \text{ m}^4$$

$$I_{xx} = 3266.21 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

-Effort normal (N) dû aux charges verticales.

-Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec : M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment.

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment.

h : Profondeur de l'infrastructure (dalle + nervure).

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi ; nous devons vérifier que :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2\sigma_{SOL}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL} \quad \text{avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

-Sens longitudinal :

$$\text{A l'ELU : } M_x = 41.615 + 15132.269 \times 0.95 = 14417.27 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 69239,94 \text{ KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{69239,94}{307,52} + \frac{14417,27}{15453,37} \times 1 = 226,08 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{69239,94}{307,52} - \frac{14417,27}{15453,37} \times 1 = 224,22 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 226,08 + 224,22}{4} = 225,615 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \sigma_m < 2\sigma_{sol} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$2\sigma_{sol} = 2 \times 200 = 400 \text{ KN/m}^2$$

A P'ELS : $M_x = 14417,27 \text{ KNm}$
 $N_s = 50406 \text{ KN}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{50406}{307,52} + \frac{14417,27}{15453,37} \times 1 = 164,84 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{50406}{307,52} - \frac{14417,27}{15453,37} \times 1 = 162,97 \text{ N/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 164,84 + 162,97}{4} = 164,37 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \sigma_m < \sigma_{sol} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

-Sens transversal :

A P'ELU : $M_y = 41,321 + 29334,51 \times 0,95 = 27909,10 \text{ KNm}$
 $N_u = 69239,94 \text{ KN}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{69239,94}{307,52} + \frac{27909,11}{3266,21} \times 1 = 233,70 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{69239,94}{307,52} - \frac{27909,11}{3266,21} \times 1 = 216,61 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 233,7 + 216,61}{4} = 206,65 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad 2\sigma_{sol} = 2 \times 200 = 400 \text{ N/m}^2$$

$$\sigma_m < 2\sigma_{sol} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

A P'ELS : $M_y = 27909,11 \text{ m}$
 $N_s = 50406 \text{ KN}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{50406}{307,52} + \frac{27909,10}{3266,21} \times 1 = 172,46 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{50406}{307,52} - \frac{27909,10}{3266,21} \times 1 = 155,36 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 172,46 + 155,36}{4} = 168,18 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{sol} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification au poinçonnement BAEL91 [Art.A.5.2.42] :**

Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

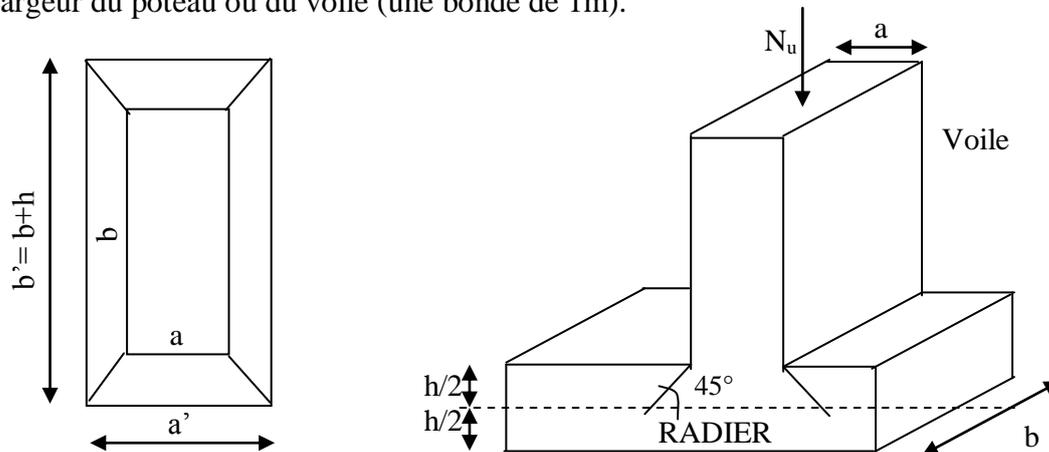


Figure: Périmètre utile des voiles et des poteaux

-Calcul du périmètre utile μ_c :

• **Poteaux**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0.55 + 0.55 + 2 \times 0.95) = 6 \text{ m et } N_u = 2066.1 \text{ KN.}$$

$$N_u < \frac{0.045 \times 6 \times 0.95 \times 25000}{1.5} = 4275 \text{ KN} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

VOILE

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0.2 + 1 + 2 \times 0.95) = 6.2 \text{ m et } N_u = 3147.94 \text{ KN}$$

$$N_u < \frac{0.045 \times 6.2 \times 0.95 \times 25000}{1.5} = 4417.5 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

❖ **Vérification à l'effort sous pression :**

$$P \geq \alpha \times S_{\text{rad}} \times \gamma \times Z$$

P : poids total à la base du radier.

Z : profondeur de l'infrastructure $Z = 0.95 \text{ m}$.

α : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement $\alpha = 1.5$.

$$P = G_{\text{total}} = 49965.91 \text{ KN}$$

$$P = 49965.91 \text{ KN} \geq \alpha \times S_{\text{rad}} \times \gamma \times Z = 1.5 \times 307.52 \times 10 \times 0.95 = 4382.16 \text{ KN}$$

(condition vérifiée).

X-5) ferrailage du radier :

Pour le ferrailage du radier, nous utiliserons les méthodes exposées dans le (BEAL 91)

➤ **Ferraillage des panneaux encastres sur 4 appuis** : Nous distinguons deux cas :

1^{er} Cas : $\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{oy} = 0$$

2^{eme} Cas :

$0,4 \leq \rho \leq 1$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} \quad (L_x < L_y)$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferraillage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

❖ **Identification du panneau le plus sollicité :**

$$v=0, \quad \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,40}{4,60} = 0,95 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0410 \\ \mu_y = 0,888 \end{cases}$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Les contraintes prises en compte dans les calculs:

$$\text{-A l'ELU : } q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 225,615 - \frac{7505,47}{307,52} = 201,21 \text{ KN/ml}$$

$$\text{- A l'ELS : } q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 168,18 - \frac{7505,47}{307,52} = 143,77 \text{ KN/ml}$$

-Calcul des armatures à l'ELU :

- Evaluation des moments M_x, M_y :

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,0410 \times 201,21 \times 4,4^2 = 159,71 \text{ KNm}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0,888 \times 159,71 = 141,82 \text{ KNm}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastres de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant (0.5) aux appuis et (0.75) en travées.

Le ferraillage se fait dans les deux sens (x-x et y-y). Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci dessous.

$$\text{Avec : } \mu_u = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \quad \text{sinon} \Rightarrow \text{SDA} \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

1-Ferraillage dans le sens x-x :**Moments aux appuis**

$$M_{ua} = (-0,5) \cdot M_{u_{max}}$$

$$M_{ua} = (-0,5) \times 159,71$$

$$M_{ua} = -79,86 \text{KNm}$$

Moments en travée

$$M_{ut} = 0,85 \cdot M_{u_{max}}$$

$$M_{ut} = 0,85 \times 159,71$$

$$M_{ut} = 135,75 \text{KN.m}$$

$$\text{➤ Aux appuis : } \mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{79,86 \times 10^3}{100 \times 28^2 \times 14,2} = 0,072 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,072 \rightarrow \beta_u = 0,963$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{79,86 \times 10^3}{0,963 \times 28 \times 348} = 8,51 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ua} = 8,51 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } 6\text{HA}14/\text{ml} = 9,24 \text{cm}^2/\text{ml} .$$

$$S_t = 17 \text{cm}$$

➤ En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{135,75 \times 10^3}{100 \times 28^2 \times 14,2} = 0,122 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,122 \rightarrow \beta_u = 0,935$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{135,75 \times 10^3}{0,935 \times 28 \times 348} = 14,90 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ut} = 14,90 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } 6\text{HA}16/\text{ml} + 2\text{HA}14/\text{ml} = 15,14 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$S_t = 13 \text{cm}$$

2-Ferraillage dans le sens y-y :**Moments aux appuis**

$$M_{ua} = (-0,5) \cdot M_{u_{max}}$$

$$M_{ua} = (-0,5) \times 141,82$$

$$M_{ua} = -70,91 \text{KNm}$$

Moments en travée

$$M_{ut} = 0,85 \cdot M_{u_{\max}}$$

$$M_{ut} = 0,85 \times 141,82$$

$$M_{ut} = 120,55 \text{ KN.m}$$

$$\text{➤ Aux appuis : } \mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{70,91 \times 10^3}{100 \times 28^2 \times 14,2} = 0,064 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,064 \rightarrow \beta_u = 0,967$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{70,91 \times 10^3}{0,967 \times 28 \times 348} = 7,53 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ua} = 7,53 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } 6\text{HA}14/\text{ml} = 9,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$S_t = 17 \text{ cm}$$

➤ En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{120,55 \times 10^3}{100 \times 28^2 \times 14,2} = 0,108 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,108 \rightarrow \beta_u = 0,943$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{120,55 \times 10^3}{0,943 \times 28 \times 348} = 13,12 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ut} = 13,12 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } 6\text{HA}16/\text{ml} + 2\text{HA}14/\text{ml} = 15,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$S_t = 13 \text{ cm}$$

➤ Vérification à l'E.L.U :**a) Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91 modifié 99/art. B.7.4) :**

$$\text{Avec : } A_{\min} = \delta_o \cdot b \cdot h \left(\frac{3-\rho}{2} \right)$$

$$\delta_o = 0,8\text{‰ pour les HA}$$

$$A_{\min} = \delta_o \cdot b \cdot h \left(\frac{3-\rho}{2} \right) = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \left(\frac{3-0,95}{2} \right) = 2,46 \text{ cm}^2.$$

Sens xx :

$$A_s^a = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,46 \text{ cm}^2$$

$$A_s^t = 15,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,46 \text{ cm}^2$$

Sens y-y :

$$A_s^a = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,46 \text{ cm}^2$$

$$A_s^t = 15,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,46 \text{ cm}^2$$

b) Diamètre maximal des armatures (BAEL91 modifié 99/ Art A.8.2.42) :

On doit vérifier que :

$$\varphi \leq \varphi_{\max} = \frac{h}{10} = \frac{300}{10} = 30 \text{ mm}$$

$$\phi = 16 \text{ mm} < \phi_{\max} = 30 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c) Rapport minimale des aciers en travées :

$$A_y = \frac{A_x}{3} = \frac{9,24}{3} = 3,08 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_y = 15,14 \text{ cm}^2 > 3,08 \text{ cm}^2$$

d) Espacement des armatures (BAEL91 modifié 99/ Art A.8.2.42):

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

Direction la plus sollicitée : $\min(3h_t, 33 \text{ cm})$.

Direction perpendiculaire : $\min(4h_t, 45 \text{ cm})$.

Sens x-x:

Armatures supérieures : $S_t = 17 \text{ cm} < \min(90 \text{ cm}, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

Armatures inférieures : $S_t = 13 \text{ cm} < \min(90 \text{ cm}, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

Sens y-y:

Armatures supérieures : $S_t = 17 \text{ cm} < \min(120 \text{ cm}, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$.

Armatures inférieures : $S_t = 13 \text{ cm} < \min(120 \text{ cm}, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$.

Calcul et vérification à l'E.L.S :

❖ **Evaluation des moments M_X et M_Y :**

$$v=0,2, \quad \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,95 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0483 \\ \mu_y = 0,923 \end{cases}$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0,0483 \times 143,77 \times 4,4^2 = 134,44 \text{ KNm}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0,923 \times 134,44 = 124,09 \text{ KNm}$$

Remarque :

Les moments calculés seront minorés en leur effectuant (0.5) aux appuis et (0.75) en travées.

Sens x-x :

Moments aux appuis

$$M_{sa} = (-0,5) \cdot M_{s_{\max}}$$

$$M_{sa} = (-0,5) \times 134,44$$

$$M_{sa} = -67,22 \text{ KNm}$$

Moments en travée

$$M_{st} = 0,85 \cdot M_{s_{\max}}$$

$$M_{st} = 0,85 \times 134,44$$

$$M_{st} = 114,27 \text{ KN.m}$$

. Vérification des contraintes dans le béton (Sens x-x)

a. On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- **Aux appuis**

$$\gamma = \frac{79,86}{67,22} = 1,18 \quad \text{et } \mu = 0,072 \rightarrow \alpha = 0,0935$$

$$\alpha = 0,0935 < \frac{1,18 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,34$$

- **En travée**

$$\gamma = \frac{135,75}{114,27} = 1,18 \quad \text{et } \mu = 0,122 \rightarrow \alpha = 0,1631$$

$$\alpha = 0,1631 < \frac{1,18 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,34$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas lieu de vérifier les contraintes dans le béton.

Les contraintes suivant (x) sont plus défavorables, donc les contraintes suivant (y-y) sont vérifiées.

5.7.1.7-Vérification de l'espacement des barres :

Lorsque la fissuration est préjudiciable, l'écartement max des armatures d'une nappe est donnée par (A.8.2, 42/BAEL91 modifiées 99).

$$S_t \leq \min\{2h; 25cm\} = 25cm \Rightarrow OK$$

5.7.1.8-Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec ;} \quad V_u = \frac{q_u L_y}{2} = \frac{201,21 \times 4,6}{2} = 462,78 KN$$

$$\tau_u = \frac{462,78 \times 10^3}{1000 \times 280} = 1,65 MPa$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left\{\frac{0,15 f_{c28}}{1,5}; 4MPa\right\} = 2,5 MPa$$

$$\tau_u = 1,65 MPa < \bar{\tau}_u = 2,5 \Rightarrow OK$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

❖ Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console (console courte) soumise à une charge uniformément répartie ; le calcul se fera pour une bonde de 1m de largeur.

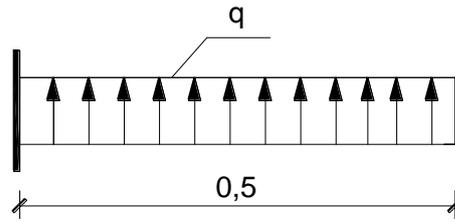


Schéma statique du débord

➤ **Sollicitations de calcul :**

ELU : $q_{um} = 201,21 \text{ KN/ml}$.

$$M_u = \frac{q_{um} \cdot L^2}{2} = \frac{201,21 \times 0,50^2}{2} = 25,15 \text{ KN.m}$$

ELS: $q_{sm} = 143,77 \text{ KN/ml}$

$$M_s = \frac{q_{sm} \cdot L^2}{2} = \frac{143,77 \times 0,50^2}{2} = 17,97 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des armatures :**

A) Armatures principales :

$b = 1 \text{ m}$; $d = 28 \text{ cm}$; $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{25,15 \times 10^3}{100 \times 28^2 \times 14,2} = 0,022 < \mu_1 = 0,392$$

$$\mu = 0,022 \rightarrow \beta = 0,989$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{25,15 \times 10^3}{0,989 \times 28 \times 348} = 2,61 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte $4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **Vérification a ELU :**

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 28 \times 2,1}{400} = 3,38 \text{ cm}^2$$

$4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $S_t = 25 \text{ cm}$.

$A_{\text{radier}} > A_{\text{débord}} \rightarrow$ Le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier.

➤ **Armature de répartition :**

$A_r = A/4 = 4,52/4 = 1,13 \text{ cm}^2 \rightarrow$ On prend $4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$

Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{25,15}{17,97} = 1,39$$

$$\mu = 0.022 \rightarrow \alpha = 0.0279$$

$$\alpha = 0.0279 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445. \text{ condition vérifiée.}$$

⇒ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

Conclusion :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord

$A_{\text{radier}} > A_{\text{débord}} \Rightarrow$ Le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

X-7) Ferrailage des nervures : Les nervures considérées comme des poutres doublement encastées

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS

➤ Calcul des moments dans le sens longitudinal :

$$b = 55 \text{ cm} \quad h = 95 \text{ cm} \quad d = 93 \text{ cm}$$

$$q_u = 201,21 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 143,77 \text{ KN/m}$$

Schéma statique de la nervure:

Sens longitudinal :

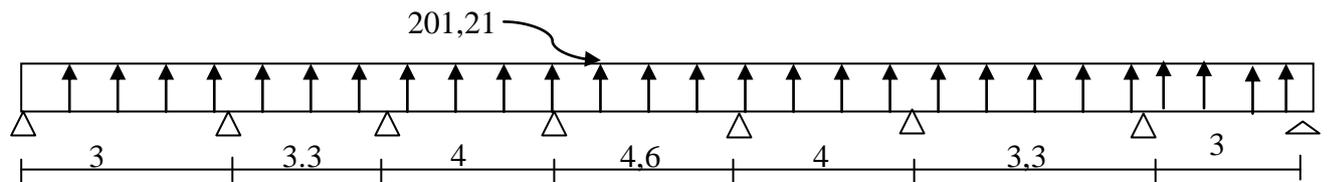
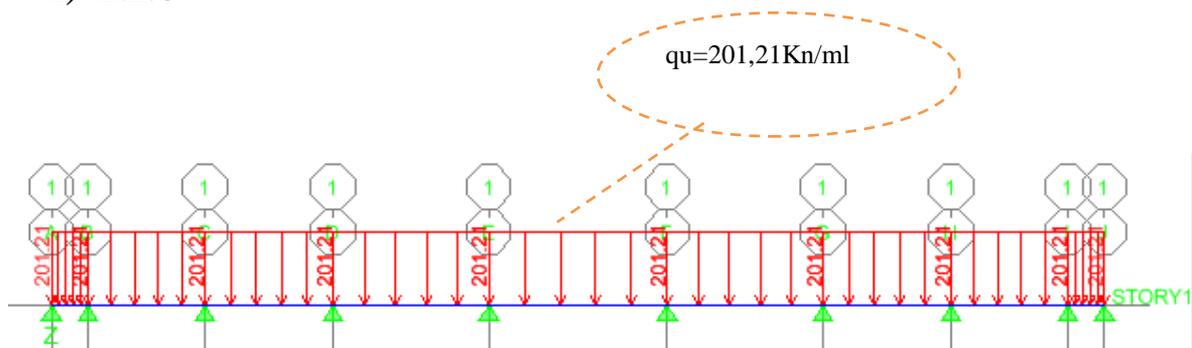


Fig-X-4 : Schéma statique de la nervure

1) E.L.U



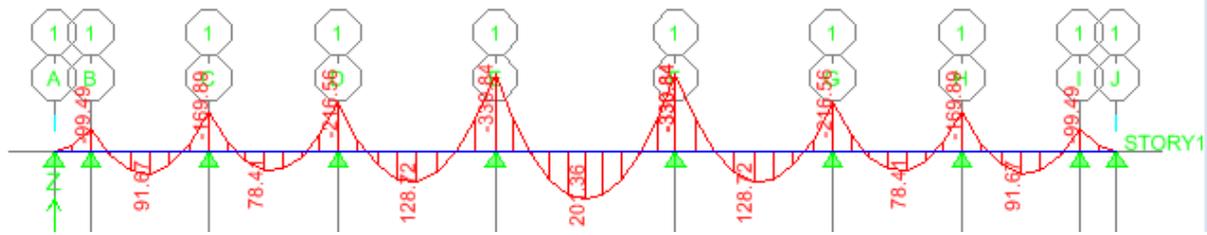


Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U

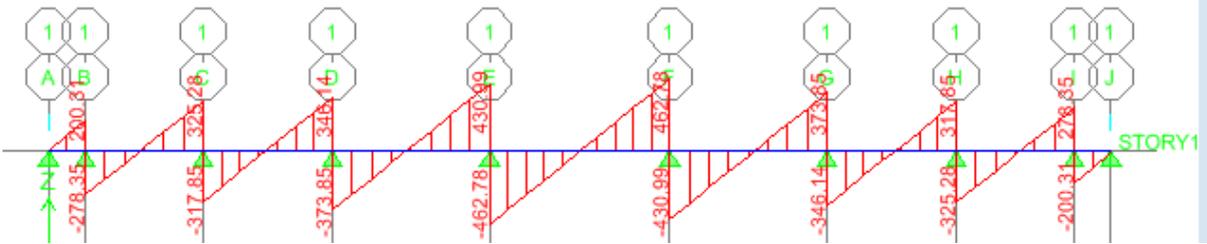


Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U

Le ferrailage se fera avec les moments Max aux appuis et en travées dans le sens longitudinal et transversal.

➤ **Calcul des armatures :**

$$M_t^{\max} = 201,36 \text{ KN.}$$

$$M_a^{\max} = -330,84 \text{ KN.m}$$

$$b = 55 \text{ cm, } h = 95 \text{ cm, } d = 93 \text{ cm, } f_{bc} = 14,2 \text{ MPa, } \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

➤ *Aux appuis :*

$$M_{app} = -330,84 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{330,84 \times 10^3}{55 \times 93^2 \times 14,2} = 0,048 < 0,392 = U_1$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,048 \rightarrow \beta = 0,975$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{330,84 \times 10^3}{0,975 \times 93 \times 348} = 10,48 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA20 = 12,56 cm²/ml.

$$S_t^{\max} = \min \left(\frac{h}{4}; 12\Phi, 30 \text{ cm} \right) \text{ en zone nodale ; si les armatures comprimées}$$

sont nécessaires.

$$S_t \leq \left(\frac{95}{4}; 12 \times 2,30 \text{ cm} \right)$$

$$S_t \leq \min (23,75; 24, 30)$$

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} ; \text{ En dehors de la zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{95}{2} = 47,5 \text{ cm}$$

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

$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 1,8 \text{ cm}^2$; Soit : (1 cadres de $\emptyset 8$ +1 étrier de $\emptyset 8$)..... en zone nodale.

$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 4,05 \text{ cm}^2$; Soit:(1 cadres de $\emptyset 8$ +1 étrier de $\emptyset 8$)..... en dehors de la zone nodale.

➤ En travée :

$$M_t = 201,36 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{201,36 \times 10^3}{55 \times 93^2 \times 14,2} = 0,030 < U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,030 \rightarrow \beta = 0,985$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{201,36 \times 10^3}{0,985 \times 93 \times 348} = 6,32 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA16 = 8,04 cm²/ml.

$$S_t^{\max} = \min \left(\frac{h}{4}; 12\Phi, 30\text{cm} \right) \text{ en zone nodale ; si les armatures comprimées}$$

sont nécessaires.

$$S_t \leq \left(\frac{95}{4}; 12 \times 1,6, 30\text{cm} \right)$$

$$S_t \leq \min (23,75; 19,2, 30)$$

$$S_t = 20\text{cm}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} ; \text{ En dehors de la zone nodale.}$$

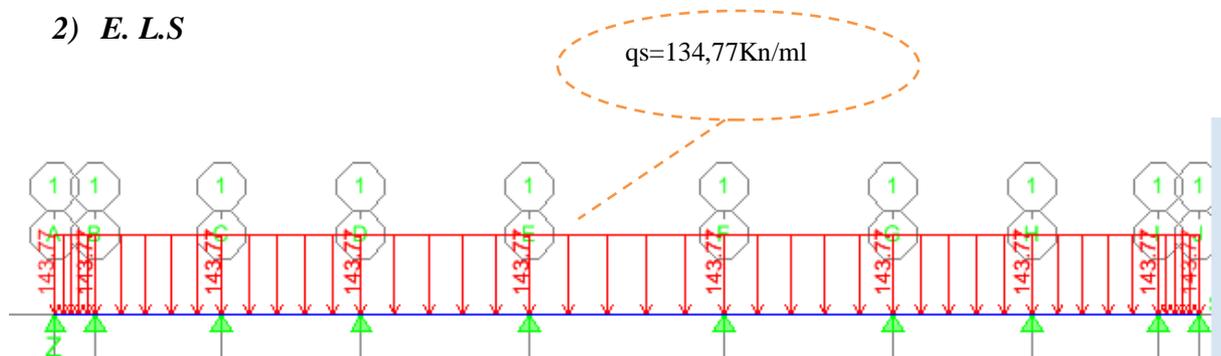
$$S_t \leq \frac{95}{2} = 47,5\text{cm}$$

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

$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 1,8 \text{ cm}^2$; Soit : (1 cadres de $\emptyset 8$ +1 étrier de $\emptyset 8$)..... en zone nodale.

$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 4,05 \text{ cm}^2$; Soit:(1 cadres de $\emptyset 8$ +1 étrier de $\emptyset 8$)..... en dehors de la zone nodale.

2) E. L.S



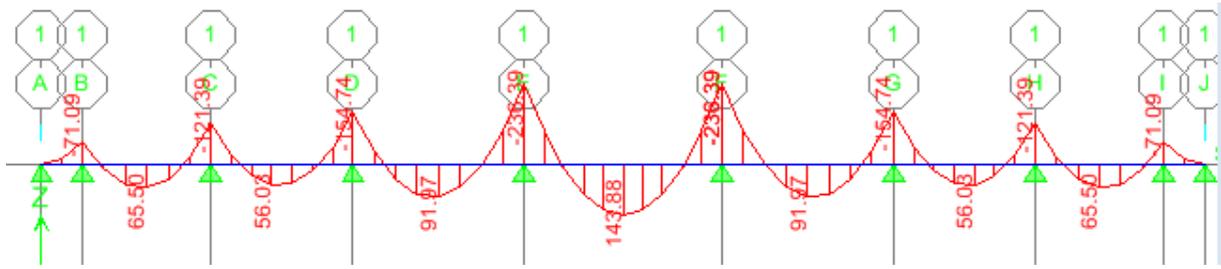


Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.S

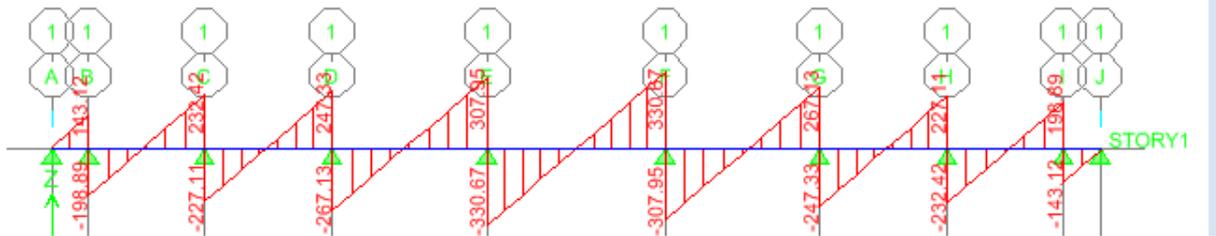


Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S

➤ **Vérification à l'E.L.S :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

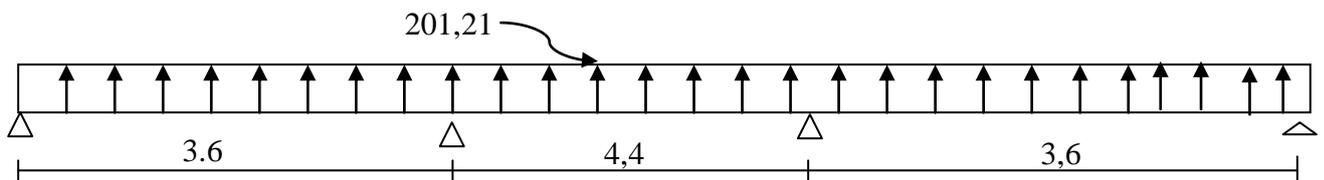
$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	Mu	Ms	γ	μ	α	Rapport	Obs.
X- X	Appuis	330,84	236,39	1.39	0.048	0.0615	0.44	Condition vérifiée
	Travée	201,36	143,88	1.39	0.030	0.0381	0.44	Condition vérifiée

➤ **Sens transversale :**

qu = 201,21 KN/ml

qs = 143,77 KN/m



1) E.L.U

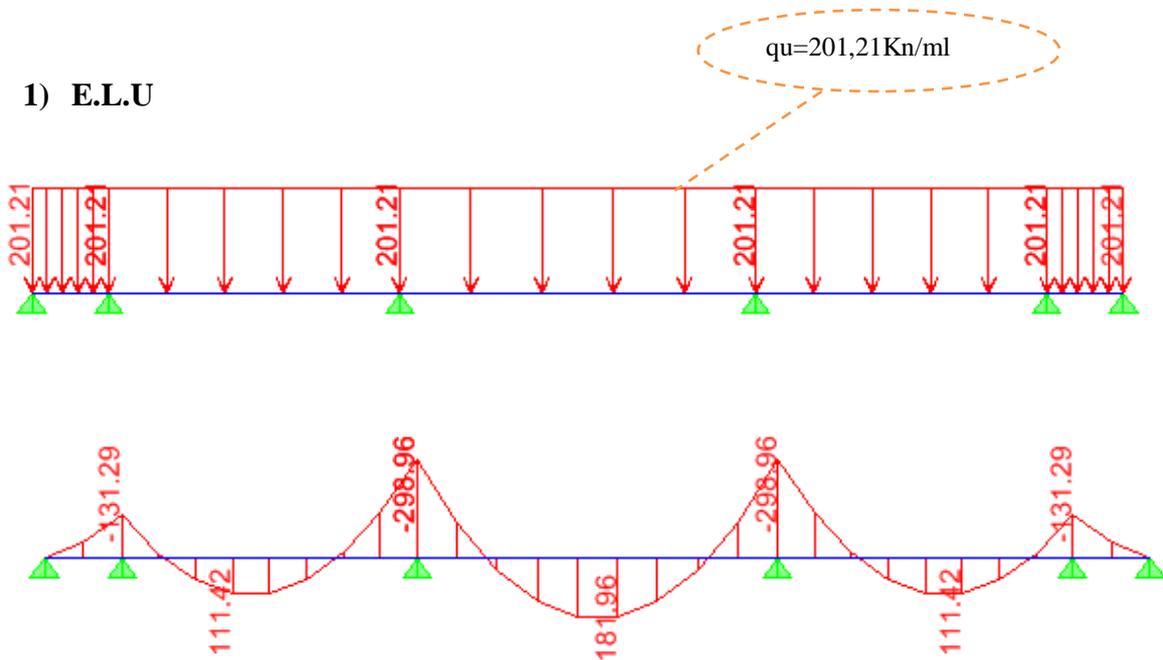


Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U

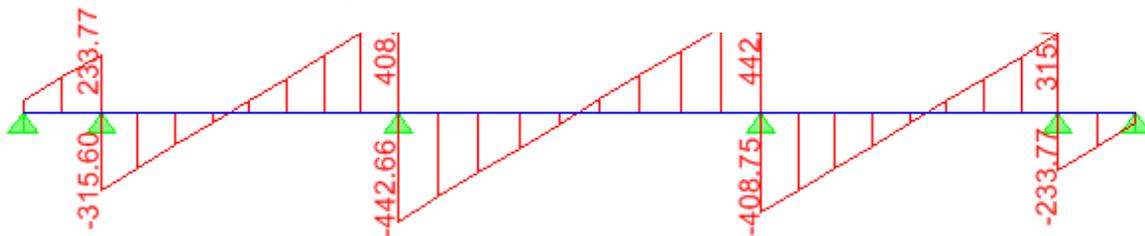


Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U

Calcul des armatures :

$$M_t^{\max} = 181,96 \text{ KN.}$$

$$M_a^{\max} = -298,96 \text{ KN.m}$$

$$b = 55 \text{ cm, } h = 95 \text{ cm, } d = 93 \text{ cm, } f_{bc} = 14,2 \text{ Mpa, } \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

➤ Aux appuis :

$$M_{app} = -298,96 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{298,96 \times 10^3}{55 \times 93^2 \times 14,2} = 0,044 < 0,392 = U_1$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,044 \rightarrow \beta = 0,978$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{298,96 \times 10^3}{0,978 \times 93 \times 348} = 9,45 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA20 = 15,7 cm²/ml.

$S_t^{\max} = \min \left(\frac{h}{4}; 12\Phi, 30 \text{ cm} \right)$ en zone nodale ; si les armatures comprimées sont nécessaires.

$$S_t \leq \left(\frac{95}{4}; 12 \times 2,30 \text{ cm} \right)$$

$$S_t \leq \min (23,75; 24, 30)$$

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2}; \text{ En dehors de la zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{95}{2} = 47,5 \text{ cm}$$

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

$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 1,8 \text{ cm}^2$; Soit : (1 cadres de $\emptyset 8$ +1 étrier de $\emptyset 8$)..... en zone nodale.

$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 4,05 \text{ cm}^2$; Soit:(1 cadres de $\emptyset 8$ +1 étrier de $\emptyset 8$)..... en dehors de la zone nodale.

➤ *En travée :*

$$M_t = 181,96 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{181,96 \times 10^3}{55 \times 93^2 \times 14,2} = 0,026 < U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,026 \rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{181,96 \times 10^3}{0,987 \times 93 \times 348} = 5,69 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA16 = 10,05 cm²/ml.

$S_t^{\max} = \min \left(\frac{h}{4}; 12\Phi, 30 \text{ cm} \right)$ en zone nodale ; si les armatures comprimées sont nécessaires.

$$S_t \leq \left(\frac{95}{4}; 12 \times 1,6, 30 \text{ cm} \right)$$

$$S_t \leq \min (23,75; 19,2, 30)$$

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2}; \text{ En dehors de la zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{95}{2} = 47,5 \text{ cm}$$

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

$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 1,8 \text{ cm}^2$; Soit : (1 cadres de $\emptyset 8$ +1 étrier de $\emptyset 8$)..... en zone nodale.

$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 4,05 \text{ cm}^2$; Soit:(1 cadres de $\emptyset 8$ +1 étrier de $\emptyset 8$)..... en dehors de la zone nodale.

2) E. L.S

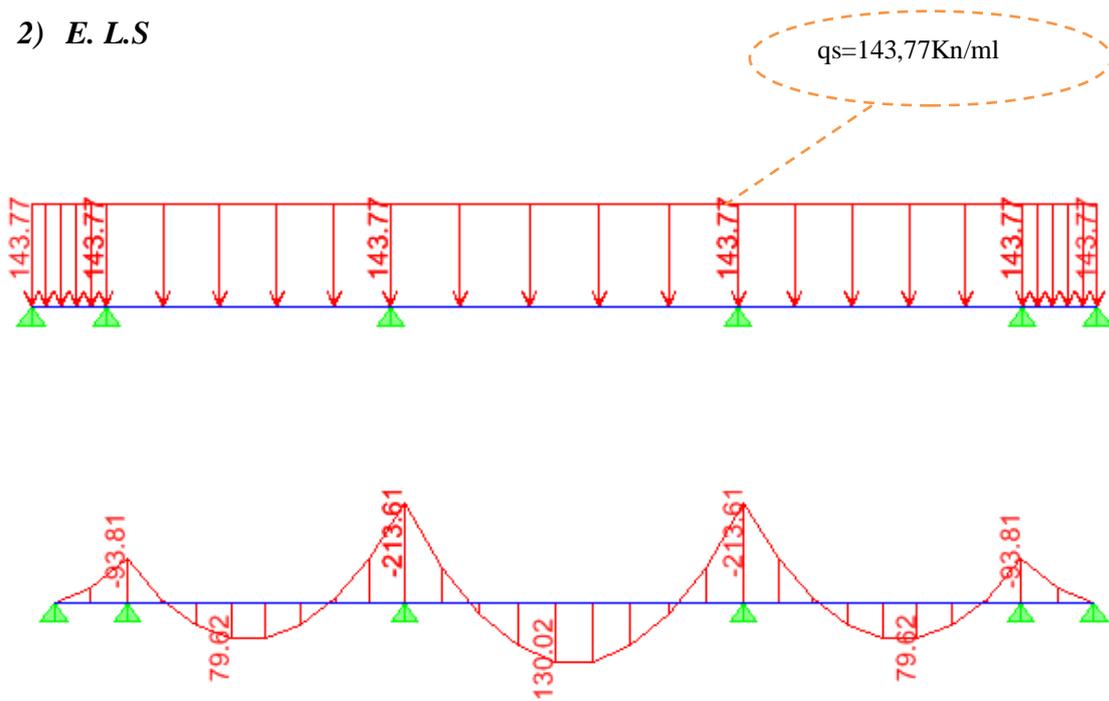


Diagramme de moment fléchissant à l'E.L.S

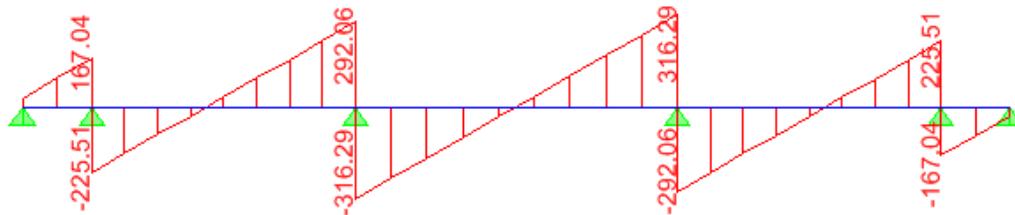


Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S

➤ Vérification à l'E.L.S :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	Mu	Ms	γ	μ	α	Rapport	Obs.
X- X	Appuis	298,96	213,61	1.39	0.044	0.0562	0.44	Condition vérifiée
	Travée	181,96	130,02	1.39	0.026	0.0330	0.44	Condition vérifiée

➤ Vérification à l'ELU :

$$A_{\min} = \frac{0.23b d f_{t28}}{f_e} = 6,17 \text{ cm}^2.$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

➤ **Armatures transversales :**

- *Espacement des armatures*

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} ; \text{ Soit } \phi = 8 \text{ mm}$$

Espacement des armatures :

En zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 95/2 = 47,5 \text{ cm} \quad S_t = 15 \text{ cm}$$

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_t ; 30 \text{ cm} \right\} = \min \{ 23,75 ; 19,2 ; 30 \text{ cm} \} = 19,2 \text{ cm} \quad S_t = 12 \text{ cm}$$

- *Armatures transversale minimales :*

$$A_{\min} = 0,003 S_t b = 2,475 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$ (2 cadre et un étrier)

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{u \max} = 462,78 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{462,78 \times 10^3}{550 \times 950} = 0,88 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

CONCLUSION GENERAL

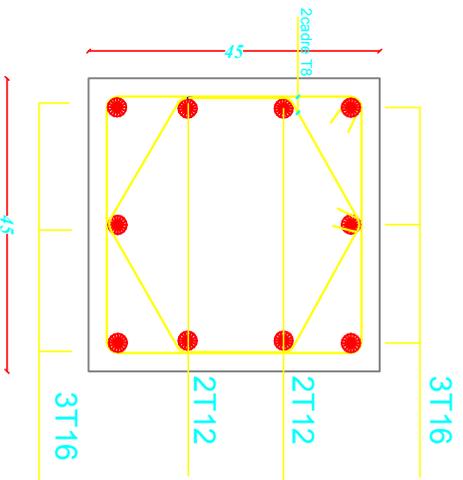
Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation bureaux et commercial, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit 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 génie civil.

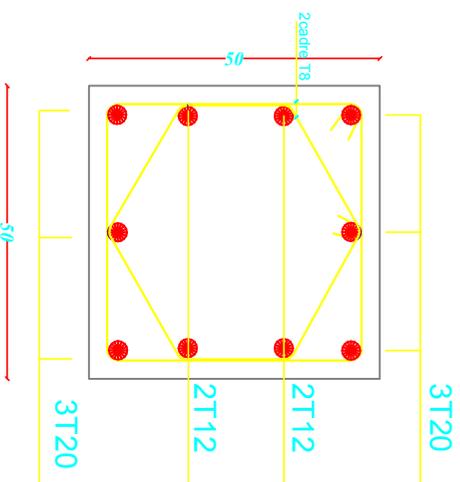
Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme par exemple, SCOTEC, nous citerons aussi l'Etabs que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet

Ce travail est une petite contribution avec laquelle nous espérons qu'elle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.

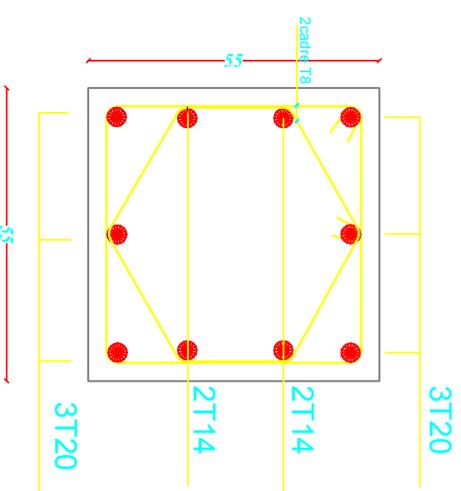
ferrailage des poteaux 45x45 ZONE III



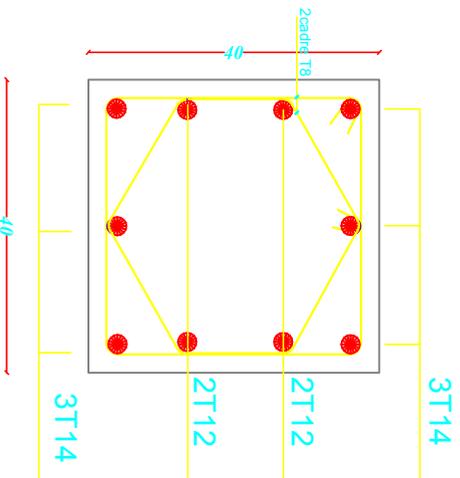
ferrailage des poteaux 50x50 ZONE II



ferrailage des poteaux 55x55 ZONE I



ferrailage des poteaux 40x40 ZONE IV



République Algérienne Démocratique et Populaire

PROJET :

-étude d'un bâtiment (R+12)
a usage d'habitation ,bureau et commercial
contreventé par voile avec l'application ETABS

WILAYA	DAIRA	COMMUNE
TIZ-OUZOU	TIZ-OUZOU	TIZ-OUZOU
LEU DIT		
PROPRIETAIRE		

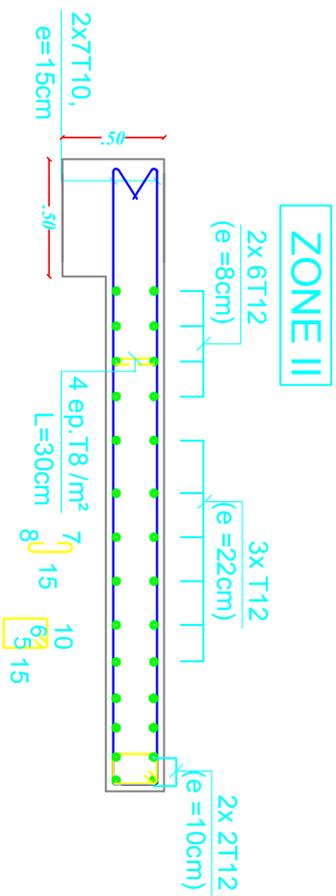
TITRE - FERRAILLAGE DES POTEAUX

Echelle: 1/50 Date : 09/2014

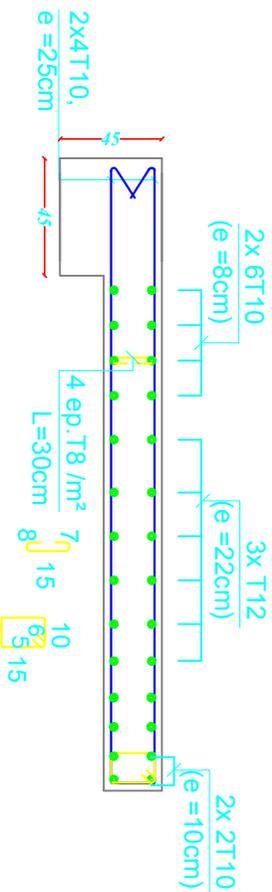
NOTE OBSERVATIONS

VISA / APPROBATION

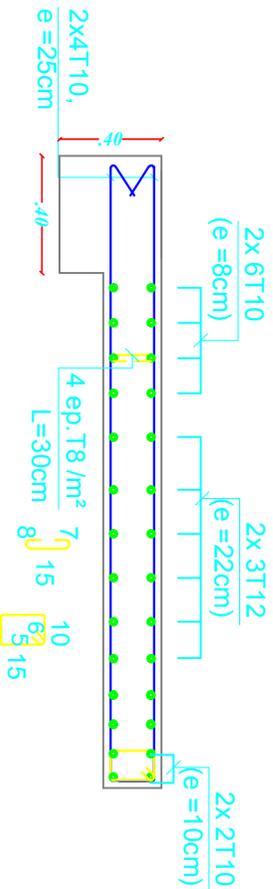
VISA DU BUREAU D'ETUDES



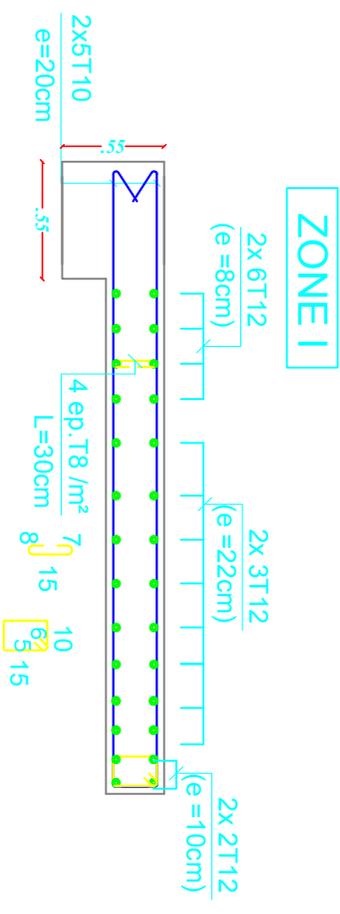
ZONE II



ZONE III



ZONE IV



ZONE I

République Algérienne Démocratique et Populaire

PROJET :

-étude d'un bâtiment (R+12)
a usage d'habitation ,bureau et commercial
contreventé par voile avec l'application ETABS

WILAYA	DAIRA	COMMUNE
TIZ-OUZOU	TIZ-OUZOU	TIZ-OUZOU
LEU DIT		
PROPRIETAIRE		

TITRE - FERRAILLAGE DES VOILES

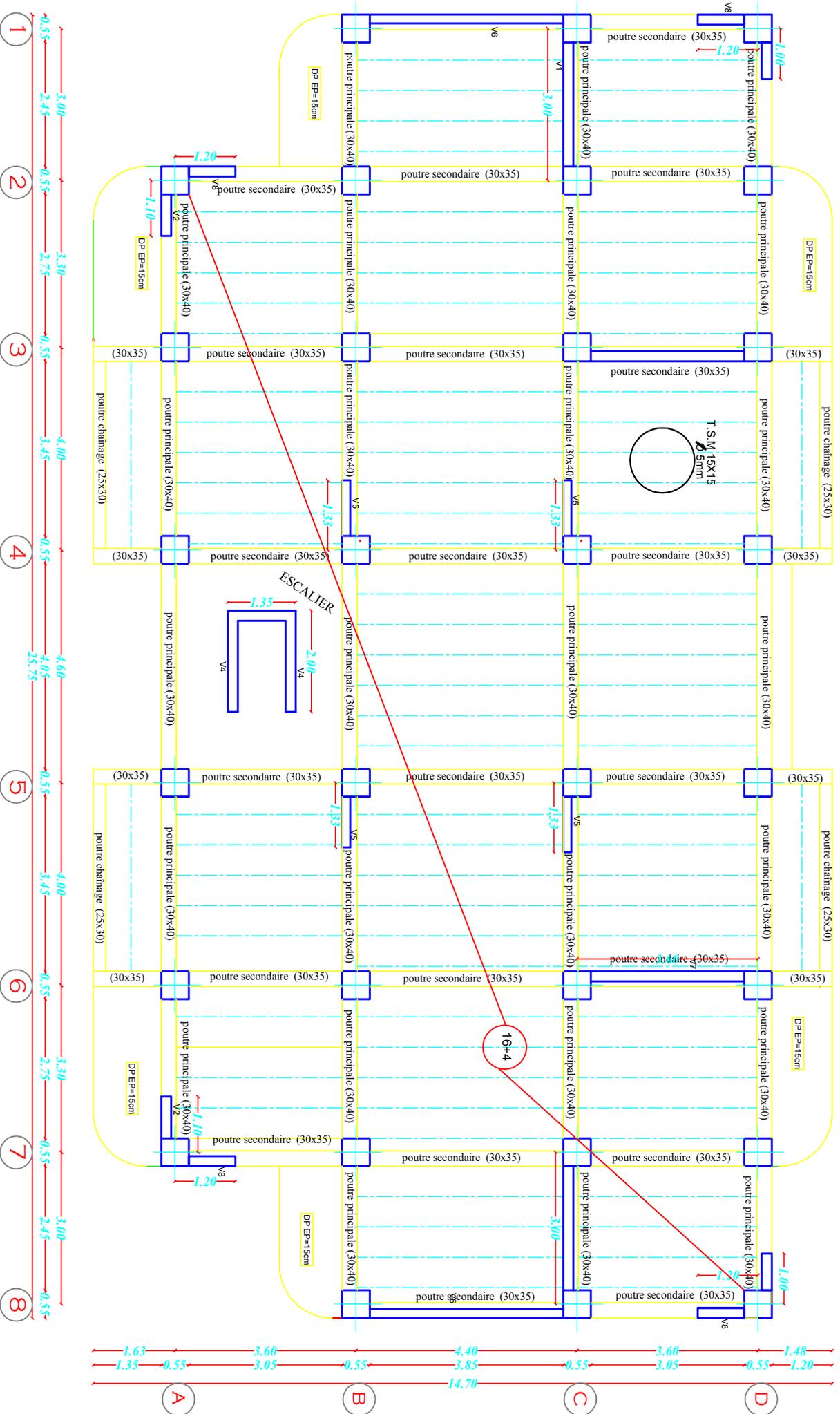
Echelle: 1/50 Date : 09/2014

NOTE	OBSERVATIONS

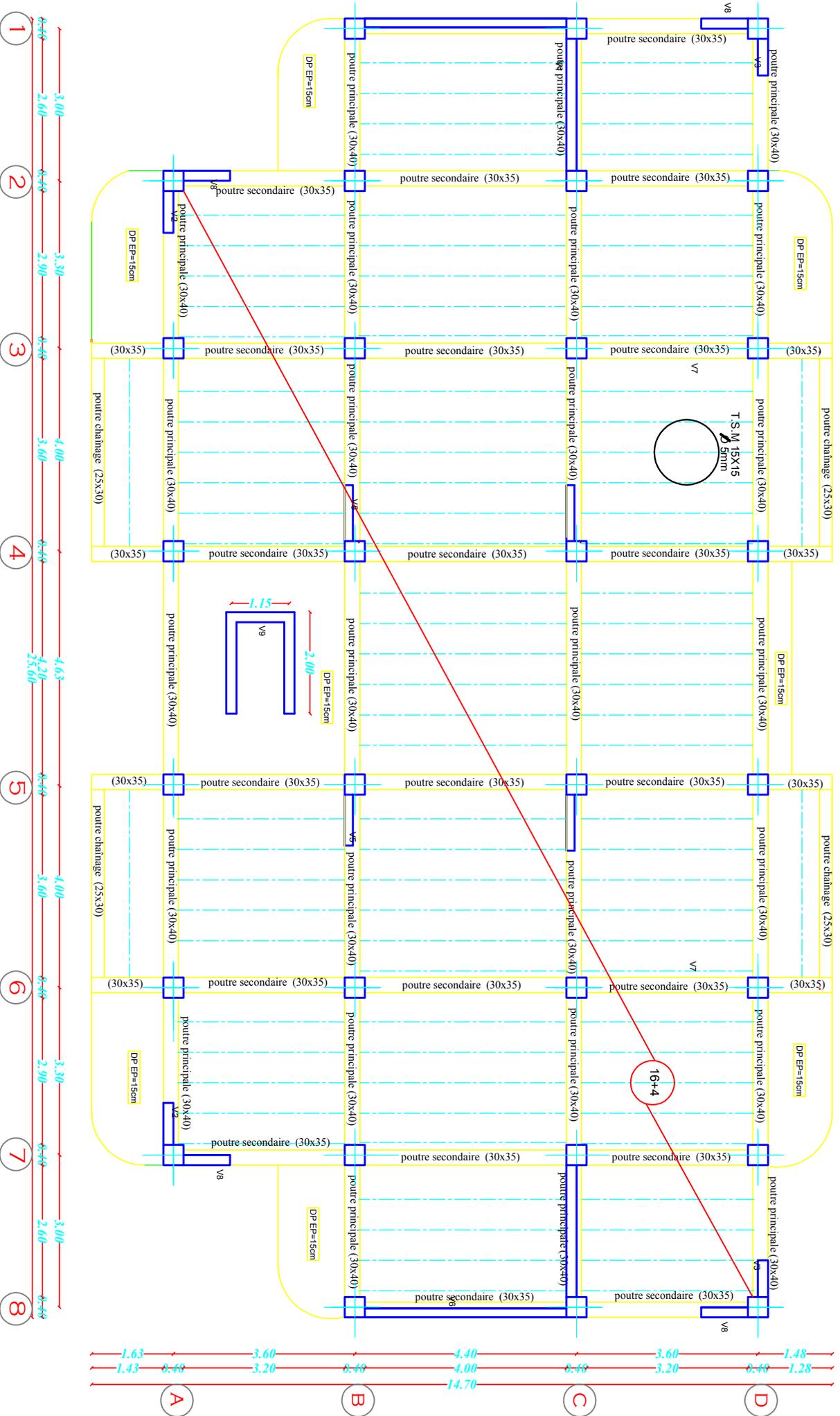
VISA / APPROBATION

VISA DU BUREAU D'ETUDES

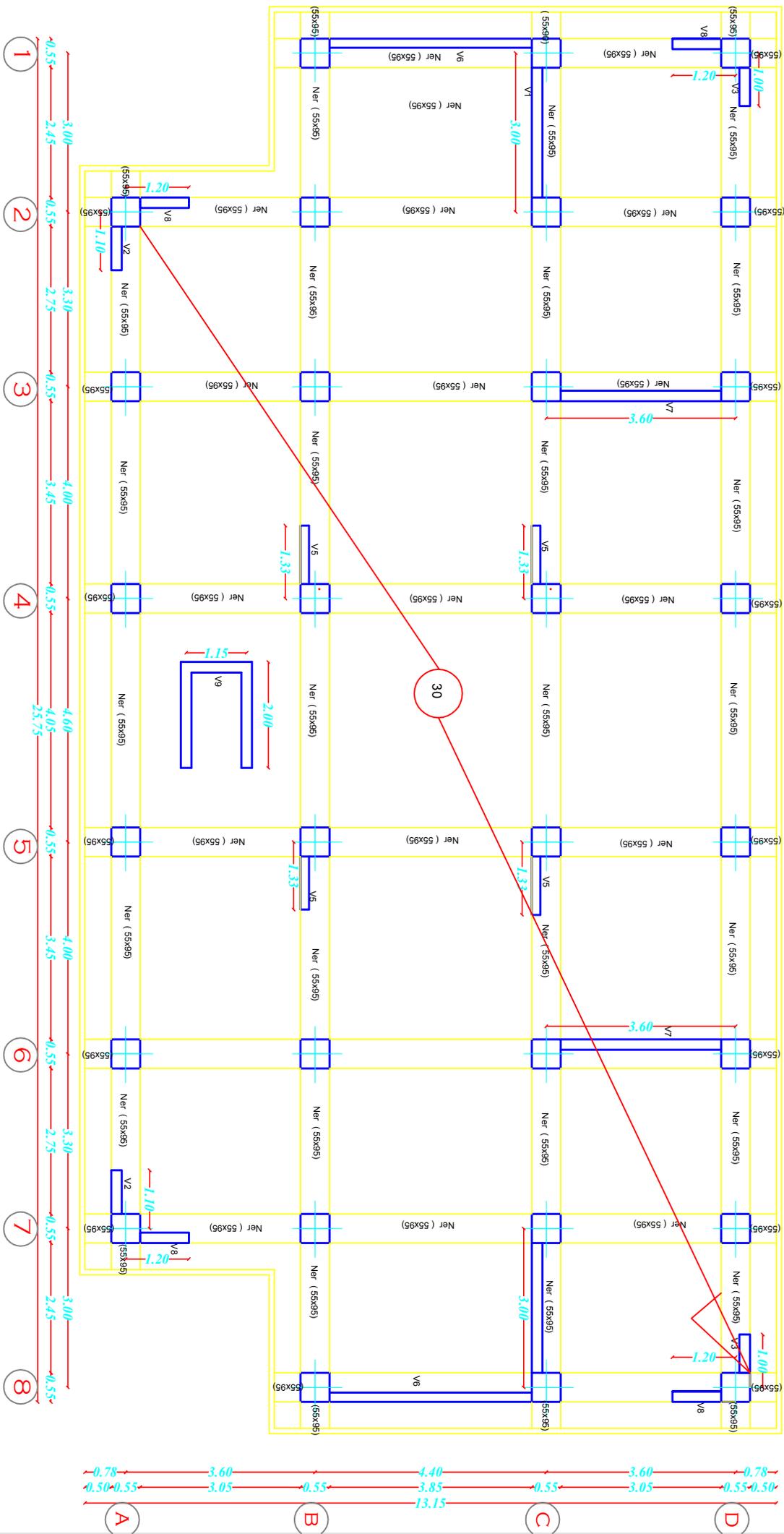
COFFRAGE PLANCHER RDC + 1eme, 2eme, et 3eme étage



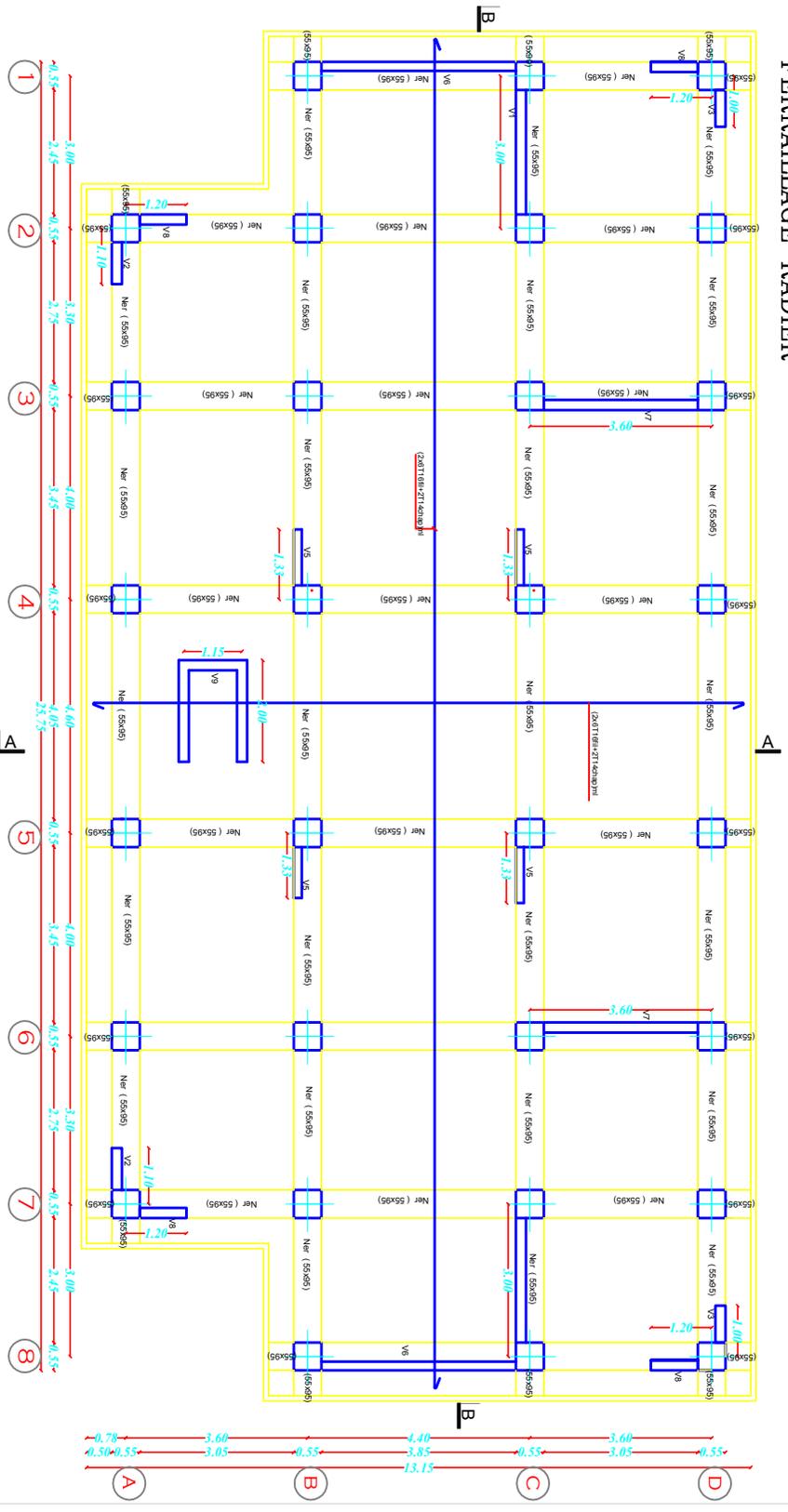
COFFRAGE PLANCHER 12eme étage

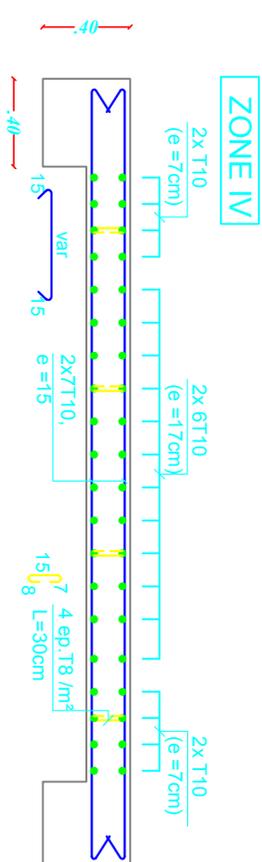
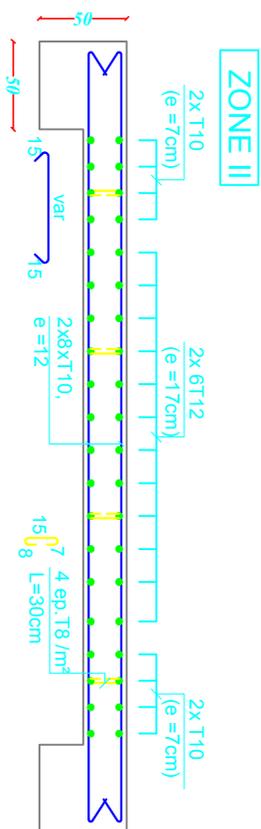
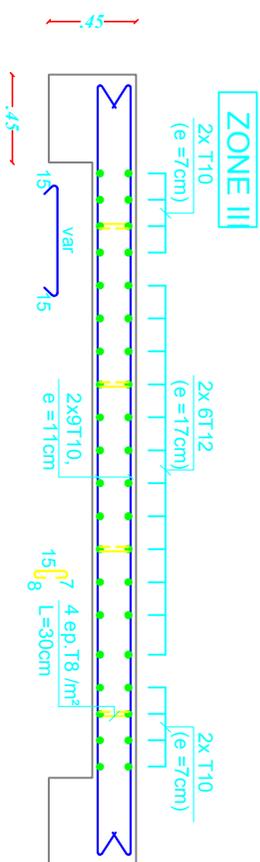
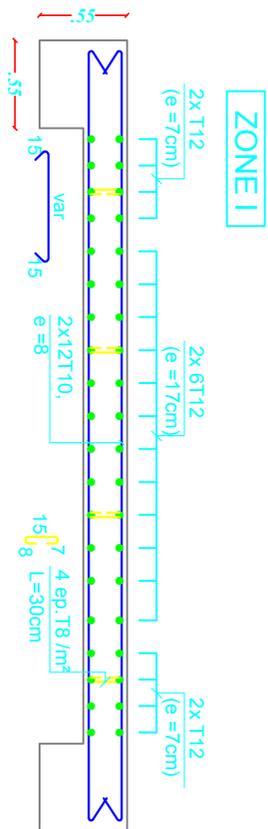


COFFRAGE RADIÈR +0.00



FERRAILAGE RADIER





République Algérienne Démocratique et Populaire

PROJET :

-étude d'un bâtiment (R+12)
a usage d'habitation ,bureau et commercial
contreventé par voile avec l'application ETABS

WILAYA	DAIRA	COMMUNE
TIZ-OUZOU	TIZ-OUZOU	TIZ-OUZOU
LIEU DIT		
PROPRIETAIRE		

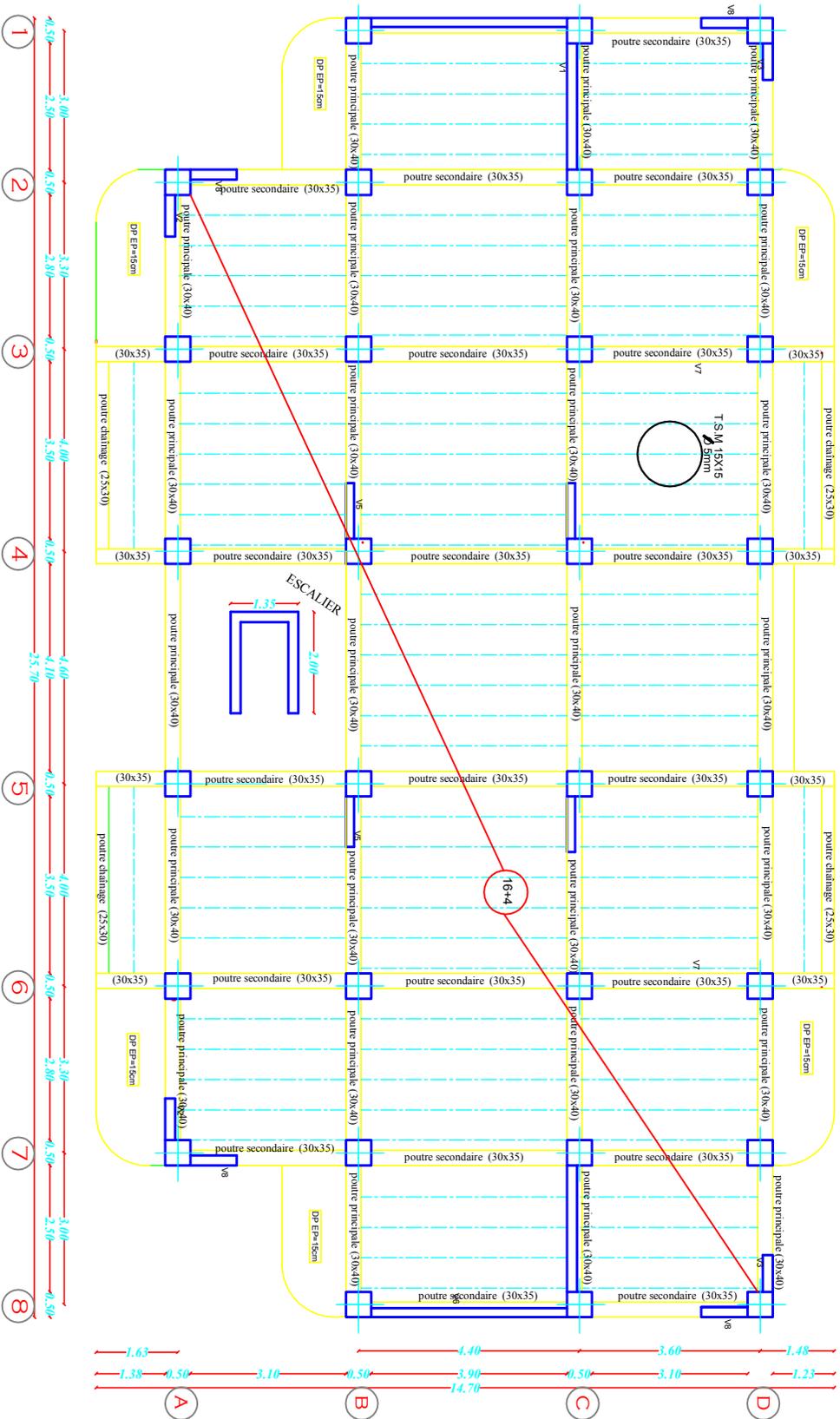
TITRE - FERRAILLAGE DES VOILES

Echelle: 1/50	Date: 09/2014
NOTE	OBSERVATIONS

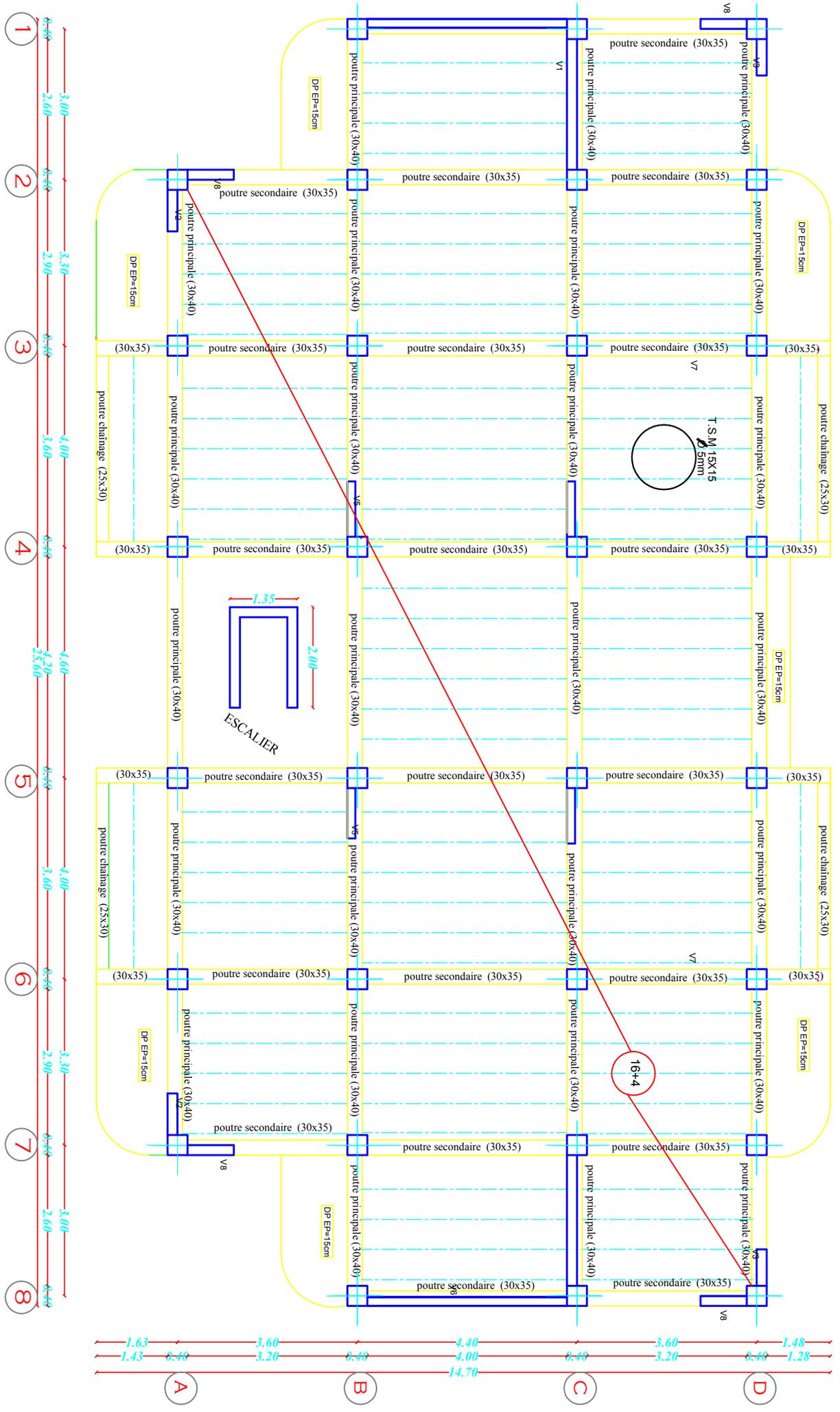
VISA / APPROBATION

VISA DU BUREAU D'ETUDES

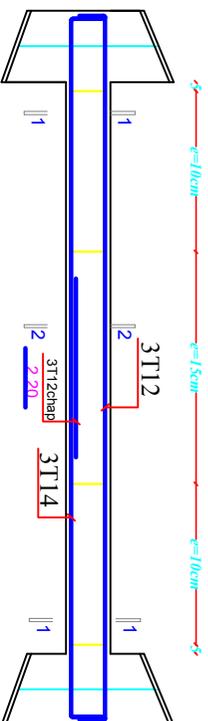
COFFRAGE PLANCHER 4eme, 5eme, et 6eme étage



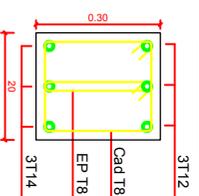
COFFRAGE PLANCHER 10eme, 11eme étage



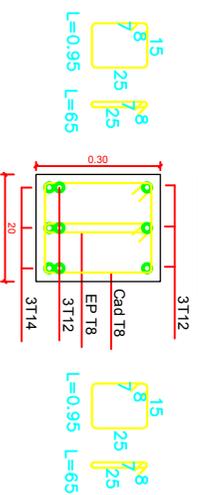
ferrailage poutre palier



coupe 1-1



coupe 2-2



République Algérienne Démocratique et Populaire

PROJET :

-étude d'un bâtiment (R+12)
a usage d'habitation ,bureau et commercial
contreventé par voile avec l'application ETABS

WILAYA	DAIRA	COMMUNE
TIZ-OUZOU	TIZ-OUZOU	TIZ-OUZOU
LIEU DIT		
PROPRETAIRE		

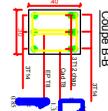
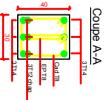
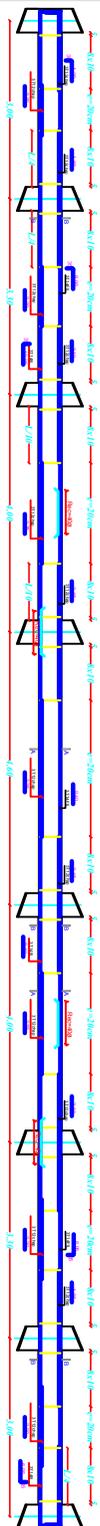
TITRE - FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE

Echelle : 1/50 Date: 09/2014

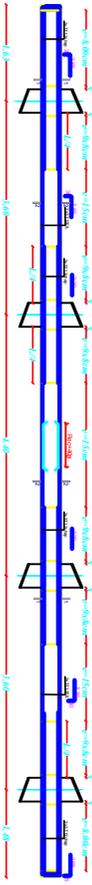
NOTE OBSERVATIONS

VISA/ APPROBATION VISA DU BUREAU D'ETUDIS

FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALE (30x40)



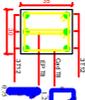
FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRE (30x35)



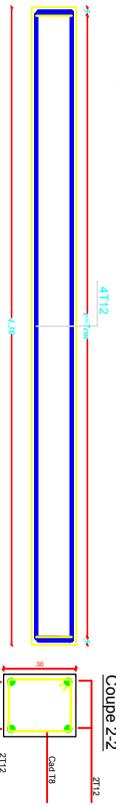
Coupe A-A



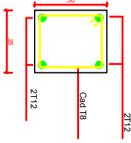
Coupe B-B



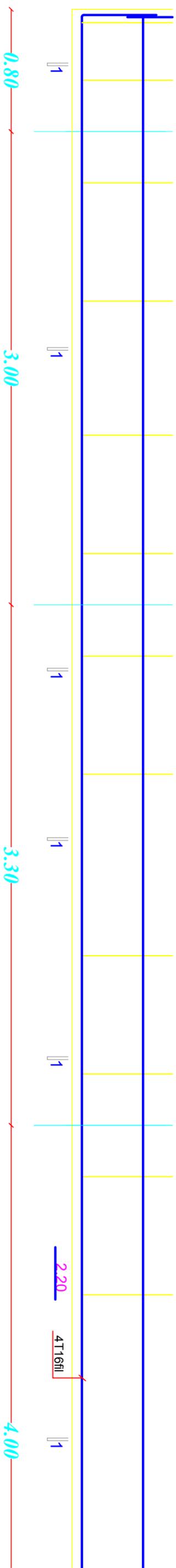
ferrailage poutre chaînage



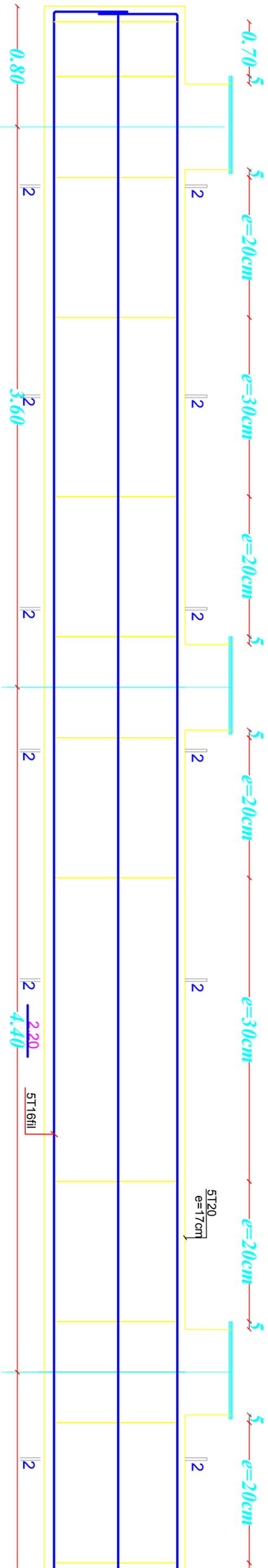
Coupe 2-2



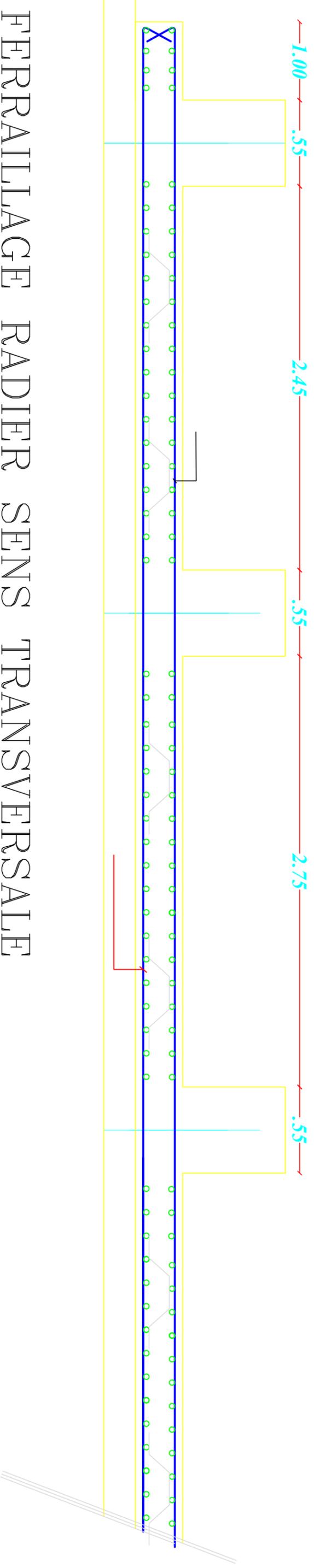
Région Algérienne Démocratique et Populaire	
PROJET:	
-étude d'un bâtiment (R+12) à usage d'habitation, bureau et commercial construit par voie avec l'application ETABS	
VILLE:	COMUNE:
TRAVAILLER:	TRAVAILLER:
PROJETANT:	TRAVAILLER:
TITRE	
- FERRAILLAGE DES POUTRES (30x40, 30x35) - FERRAILLAGE POUTRES (25x30)	
Échelle: 1/50	Date: 09/2024
NOTE	
OBSERVATIONS:	
VISA/APPREBATION:	VISA DU BUREAU/DIPLÔMÉ:



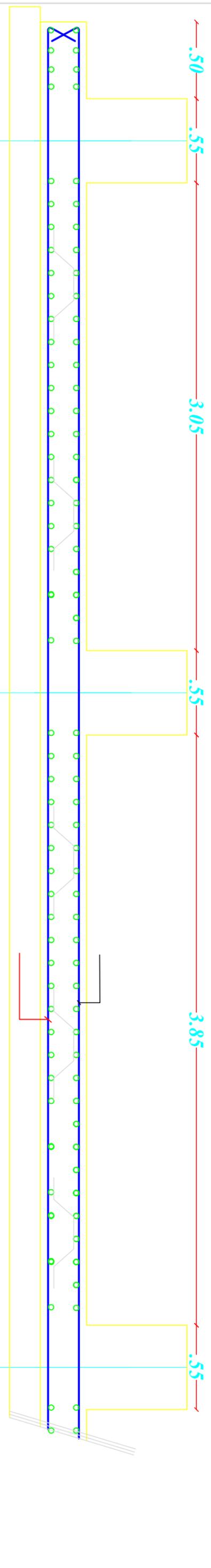
FERRAILLAGE DES NERVURES SENS TRANSVERSALE



FERRAILLAGE RADIER SENS LONGITUDINALE



FERRAILLAGE RADIER SENS TRANSVERSALE



-étude d'un bâtiment (R+12)
a usage d'habitation ,bureau et commercial
contreventé par voile avec l'application ETABS

WILAYA : DAIRA : COMMUNE :
TIZOUZOU TIZOUZOU TIZOUZOU
LIEU DIT :
PROPRIETAIRE :

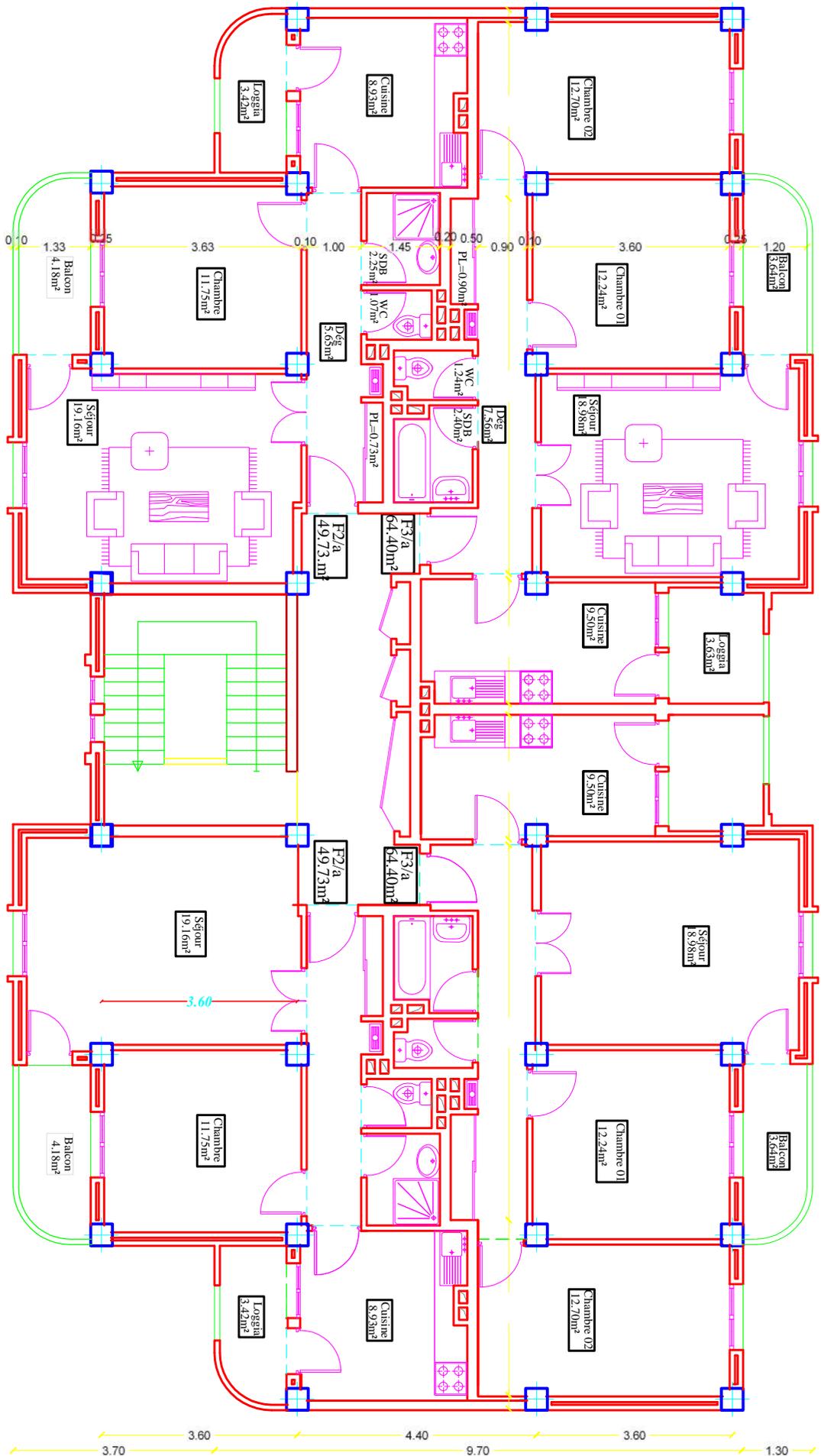
Echelle : 1/50 Date : 09/2014 Planche n° : 01/01

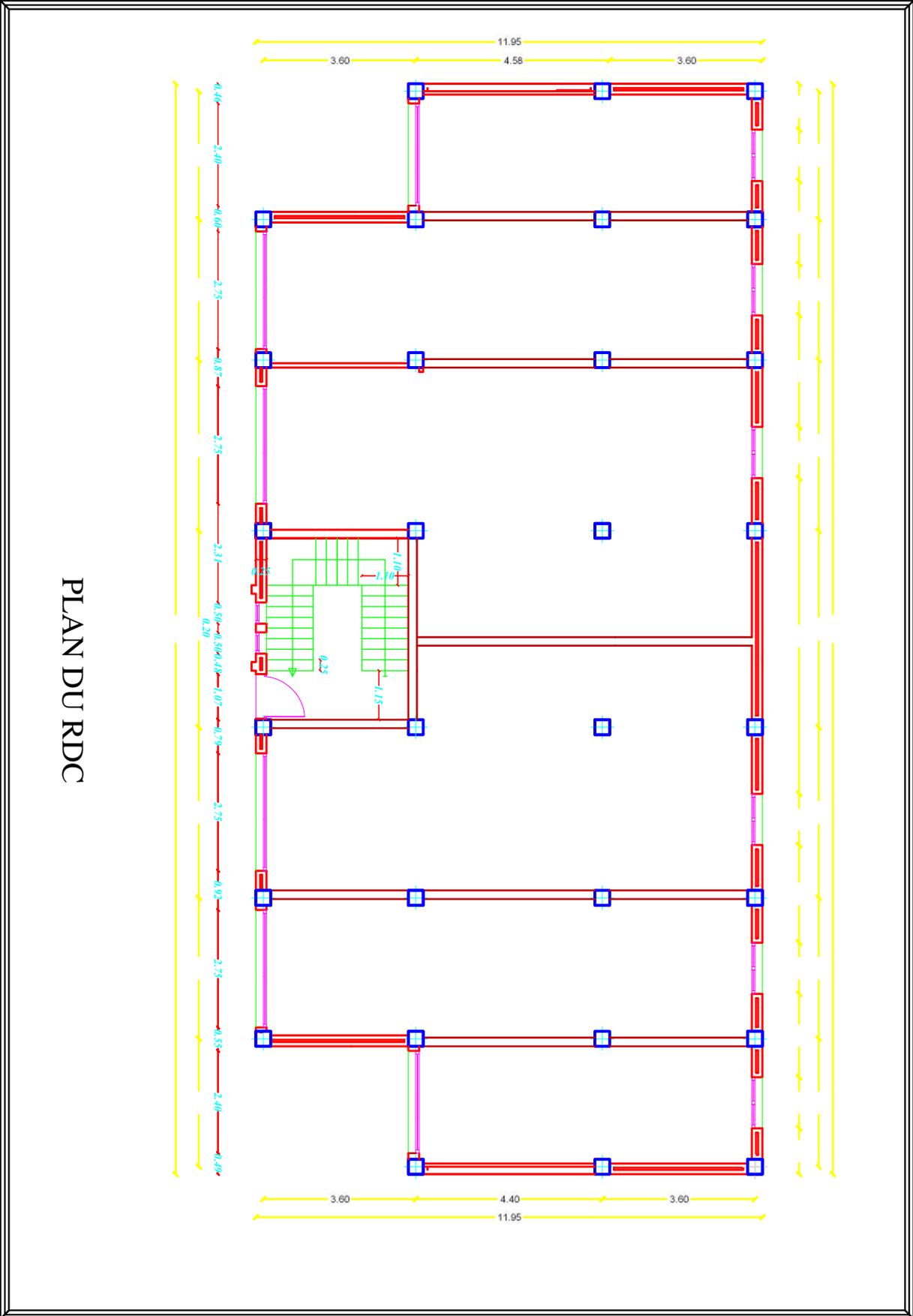
NOTE OBSERVATIONS

VISA / APPROBATION

VISA DU BUREAU DETUDES

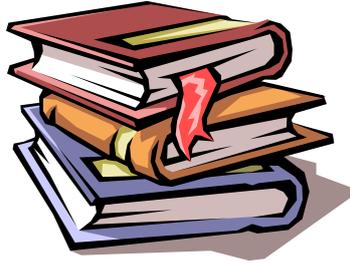
PLAN ETAGE COURANT





PLAN DU RDC

BIBLIOGRAPHIE



- 📖 Règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003.

- 📖 Règles BEAL 91 modifiées 99, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états - limites.

- 📖 Ouvrages en béton armé, technologie du bâtiment – gros œuvre (H. RENAUD).

- 📖 Calcul des ouvrages en béton armé (M.BELAZOUGUI).

- 📖 Aide mémoire RDM Edition Dunod (abaques de GALERKIN et HAHN) .

- 📖 Document Technique Réglementaire DTR B.C.2.2, Charges permanentes et charges d'exploitation.

- 📖 Mémoires de fin d'études des promotions précédentes (Dépt. G.C. U.M.M.T.O).

- 📖 Cours et T.D du cursus de l'Université M.M.T.O. (Département G.C).

- 📖 Conception et calcul des structures de bâtiment (HENRY THONIER)