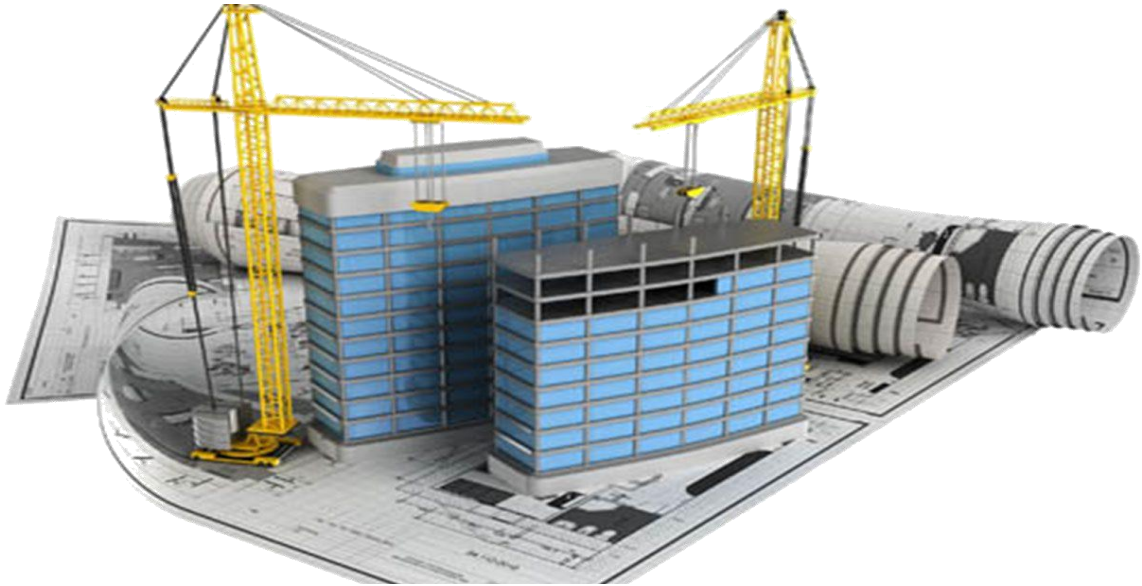


UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Mémoire de fin d'étude

ETUDE D'UN BATIMENT (R+5+COMBLE) A USAGE
D'HABITATION ET COMMERCIAL
OSSATURE AVEC CONTREVENTEMENT MIXTE

Dirigé par :

Mme SMAHI.R

Etudié par :

Mr BOUAOUD Azouaou

Melle ALLOU Kahina

REMERCIEMENTS

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promotrice Mme SMAHI pour tous ses aides et les nombreux conseils éclairés qu'il n'a cessé de nous prodiguer, pour sa disponibilité, ses encouragements et son sérieux dans le travail afin de réaliser ce projet.

On tient à remercier aussi toutes les personnes qui ont apporté leur aide de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail en particulier :

-Le corps enseignant du département de génie civil.

-Le personnel de la bibliothèque de génie civil.

Nos vifs remerciements les plus sincères s'adressent aux membres de jury qui nous feront l'honneur de juger notre projet.



Dedicace

***Je dédie ce modeste travail :
Avant tout à mes très chers parents qui m'ont
soutenus et encouragés durant toute ma vie;
A mes très chères sœurs « nadia, ghania,
malika, ouiza et zohra »
A mes très chers frères « hamid et belkacem »
A mes belles sœurs « Zahia, Nora »
A ma très chère amie « Chabha et fatma »
A mon cher ami « Hakim »
A mon binôme « azouaou » et sa famille***

kahina

Dédicace

Tout d'abord, je remercie Dieu de m'avoir donné le courage et la patience afin de réaliser ce modeste travail.

Je dédie ce modeste travail :

- ❖ A mes chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*
- ❖ A mes sœurs*
- ❖ A tous mes amis sans exception.*
- ❖ A mes camarades de la promotion*
- ❖ A tous ceux qui m'ont aidé et soutenu de près ou de loin pour la réalisation de ce travail.*

Azouaou

SOMMAIRE

➤ **Introduction générale**

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage(1-17)

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments..... (18-46)

Chapitre III : Calcul des éléments :

III.1 : calcul des portes à faux (47-60)

III.2 : calcul de l'escalier et de la poutre palière..... (61-94)

III.3 : calcul de la charpente (95-102)

III.4 : calcul des planchers (103-128)

Chapitre IV : Modélisation et vérification du RPA99V2003 (130-147)

Chapitre V : ferrailage des poutres (148-161)

Chapitre VI : ferrailage des poteaux(162-176)

Chapitre VII : ferrailage des voiles..... (177-189)

Chapitre VIII : ferrailage des fondations (189-220)

➤ **Conclusion générale**

➤ **Références bibliographies**

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

Pour répondre à une demande sans cesse croissante des constructions civiles et industrielles née des besoins économiques et sociaux depuis quelques décennies, la réalisation d'ouvrages plus volumineux est apparue.

Dès lors, il devient nécessaire d'assurer la résistance et la stabilité de ces constructions. En fonction de la nature et des caractéristiques des matériaux utilisés et du terrain d'implantation et d'autres facteurs, la réponse à cette exigence implique la prise en compte de certaines normes et règles parasismiques.

L'étude de cas que nous nous proposons de réaliser dans le cadre d'un mémoire de fin d'étude consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'une tour à contreventement mixte à usage multiple. Cette étude nous permet d'assurer la stabilité et la durabilité de l'ouvrage, ainsi que le confort pour les occupants.

Autrefois l'ingénieur en génie civil faisait appel à des méthodes manuelles pour le calcul des structures. Il s'est avéré que cette manière de faire est lente, et pour cela l'ingénieur est obligé d'élaborer des méthodes nouvelles et des outils informatiques pour toucher l'excellence.

A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes, rapides et efficaces, permettant le calcul automatique des diverses structures. Parmi ces logiciels on peut citer : **ETABS, ROBOT, SAP2000...**etc.

L'ingénieur en génie civil est confronté aux exigences des maîtres d'œuvres. Et il est amené alors à maîtriser ces outils numériques pour le calcul et la justification précise des structures. Dans notre projet, la modélisation et le calcul de la structure est faite à l'aide du logiciel **ETABS**

I.1- Introduction :

Notre projet consiste en l'étude et calcul d'un bâtiment en **(R+5) + Comble avec charpente en bois à usage commercial et d'habitation** en ossature mixte contreventée par voiles et portiques, cet ouvrage est de groupe d'usage 2 de moyenne importance qui sera implanté à la Wilaya de Tizi Ouzou Commune et Daïra de Tizi Ouzou classée selon le RPA 99 version 2003 comme étant une zone de moyenne sismicité (Zone IIa).

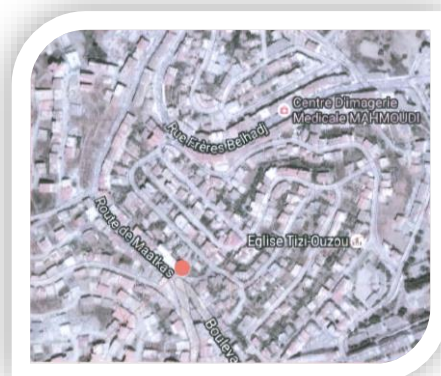
Ce bâtiment est constitué de :

- R.D.C à usage commercial
- 05 étages courants à usage d'habitation
- Un Comble
- Une cage d'escalier
- Terrasse accessible

I.2.a - Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

	HAUTEUR [M]	LARGEUR [M]	LONGUEUR [M]
REZ-DE-CHAUSSEE	4.08	12.95	21.00
ETAGE COURANTS	3.06		
COMBLE	4.36		
BATIMENT	23.74		

❖ Plan de situation géographique :



I.2.b- Propriétés mécanique du sol d'assise :

- La contrainte admissible du sol : **2 bars**
- Le site est considéré comme ferme : **S2**

I.3 - Eléments de l'ouvrage :

❖ Ossature :

D'après les conditions de l'article 3-4-A du (RPA) pour les structures en béton armé, on ne peut pas adopter un contreventement par portique auto stable puisque la hauteur totale du bâtiment dépasse les 8m par conséquent Le contreventement de l'ouvrage est assuré par une structure composée de voile et portique :

- 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 reprendre une partie des charges verticales (au plus 20%) et les transmettre aux fondations.

❖ Les planchers :

Un plancher d'habitation est une aire généralement plane, destinée à limiter les étages Ses deux fonctions principales sont :

- Une fonction de résistance mécanique : les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitation, et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.
- Une fonction d'isolation : ils isolent acoustiquement et thermiquement les différents étages.

Dans notre cas, les planchers d'étages courants seront réalisés en corps creux, avec une dalle de compression portée sur des poutrelles préfabriquées.

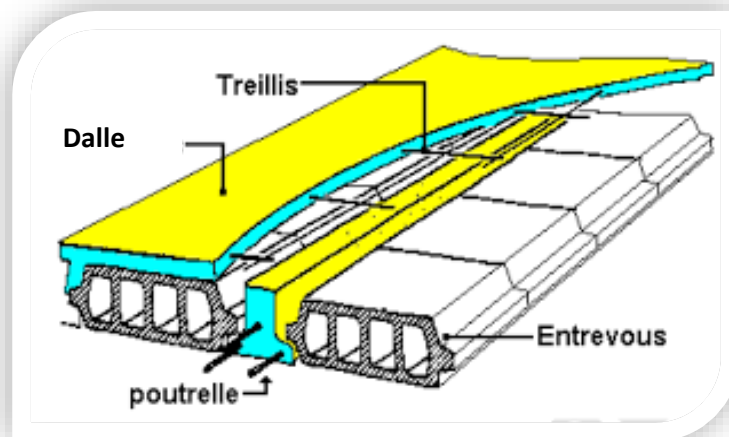


Figure I-3 : Eléments d'un plancher en corps creux.

❖ La cage d'escaliers :

Le bâtiment comporte une seule cage d'escalier qui dessert tous les niveaux, constituée de paliers et de paillasses elles seront réalisées en béton armé et coulés sur place.

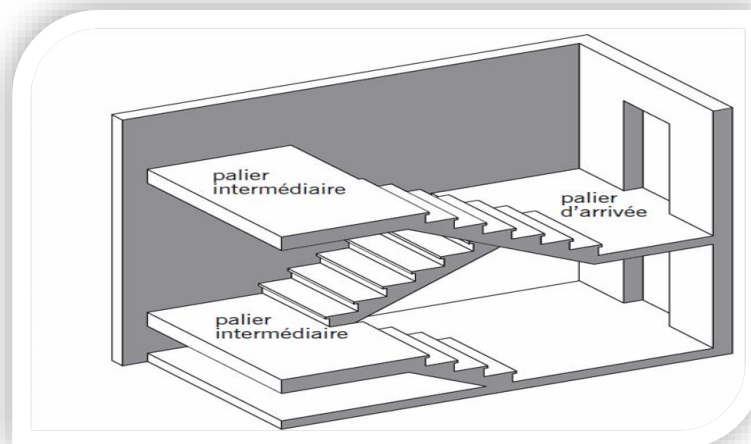


Figure I-4 : schéma d'un escalier

❖ La maçonnerie :

La structure est munie de deux types de murs, qui sont les suivants :

- a) Murs extérieurs : les façades extérieures sont réalisées en doubles cloisons en briques creuses de 10cm pour la cloison externe, et de 10cm pour la cloison interne, et d'une lame d'air de 5cm.
- b) Murs intérieurs : sont réalisés en simple cloison de brique creuse de 10cm d'épaisseur.

❖ Revêtement :

Ils sont réalisés en :

- Enduit en plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.
- Mortier de ciment pour les murs de façades extérieures et les cages d'escaliers.
- Mortier de pose.
- Faïence pour les murs des cuisines et les salles d'eau.

❖ Système de coffrage :

Nous avons opté pour deux coffrages :

- Coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution.
- Coffrage en bois pour les portiques.

❖ Les fondations :

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges de la superstructure au sol.

Le choix du type de fondation dépend de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des charges de la nature du sol et de la contrainte admissible du sol.

Il existe deux types de fondations :

- Les Fondations superficielles : lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à faible profondeur $D < 3\text{m}$; semelles isolées sous poteaux, semelles filantes sous mur, radier.
- Les Fondations profondes : lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur $D/B > 6$ et $D > 3\text{m}$: puits, pieux

D : Longueur de fondation enterrée dans le sol

B : Largeur de la fondation ou le diamètre

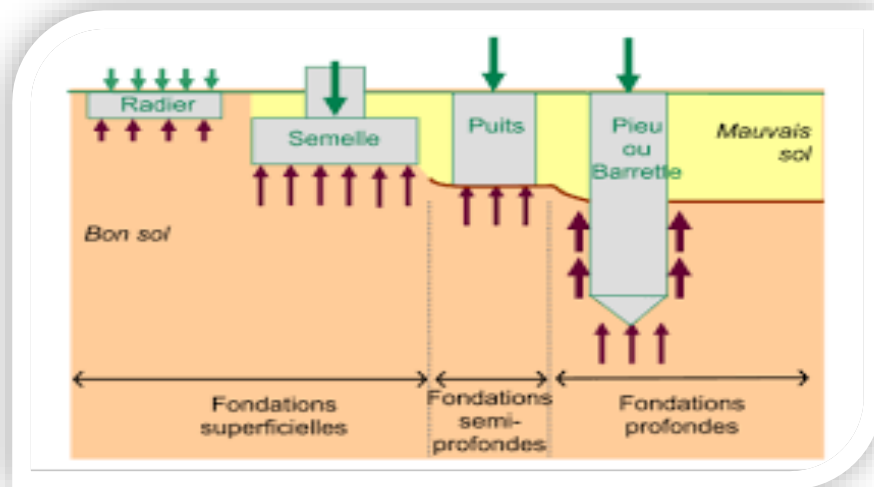


Figure I-5 : Les différents types de fondations

❖ Les voiles

Un voile est un élément qui a une importance prépondérante dans la résistance et l'équilibre de la structure, il est caractérisé par une forme géométrique spécifique qui lui offre une importante inertie, grâce à laquelle il soulage considérablement les poteaux et les poutres dans une structure mixte (portiques -voiles).

❖ Toiture en bois

La toiture est la surface ou couverture couvrant la partie supérieure d'un édifice permettant principalement de protéger son intérieur contre les intempéries et l'humidité.

Une toiture est une couverture généralement supportée par une charpente et elle est constituée de pannes, de chevrons, linteaux et de tuiles à emboîtement, comme l'illustre la figure ci-dessous.

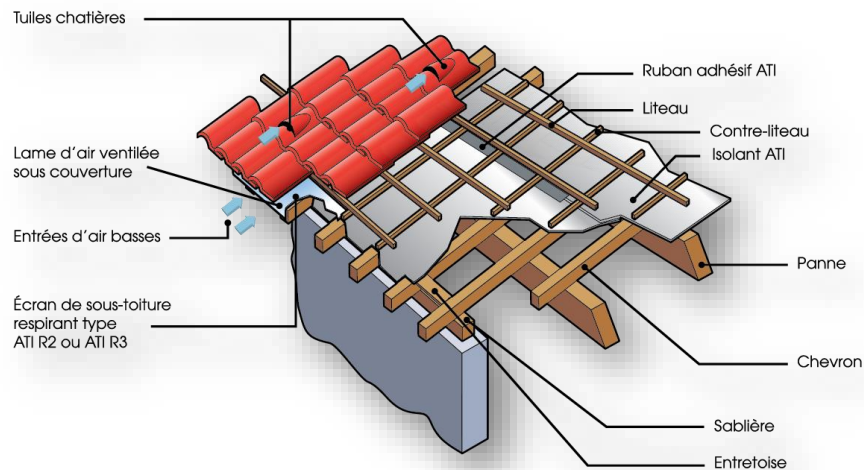


Figure I-6 : Schéma d'une charpente en bois.

❖ La terrasse :

La terrasse est une aire plane servant à supporter son poids propre et les surcharges.

Dans notre cas elle est constituée de corps creux et d'une dalle de compression portée par des poutrelles, en plus des éléments d'étanchéité et d'isolation thermique.

❖ Porte-à-faux

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher, ils sont réalisés en corps creux.

❖ Les balcons

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher, ils seront réalisés en corps creux.

I.4 -Caractéristiques mécaniques des matériaux :

L'ouvrage sera réalisé avec deux matériaux à savoir le béton et l'acier. Ces derniers doivent impérativement répondre aux exigences prescrites dans :

- ❖ **Les règles du BAEL91 modifié en 99 (béton armé aux états limites)**
- ❖ **Règlement Parasismique Algérien RPA99 modifié 2003.**
- ❖ **Les DTR (document technique réglementaire)**

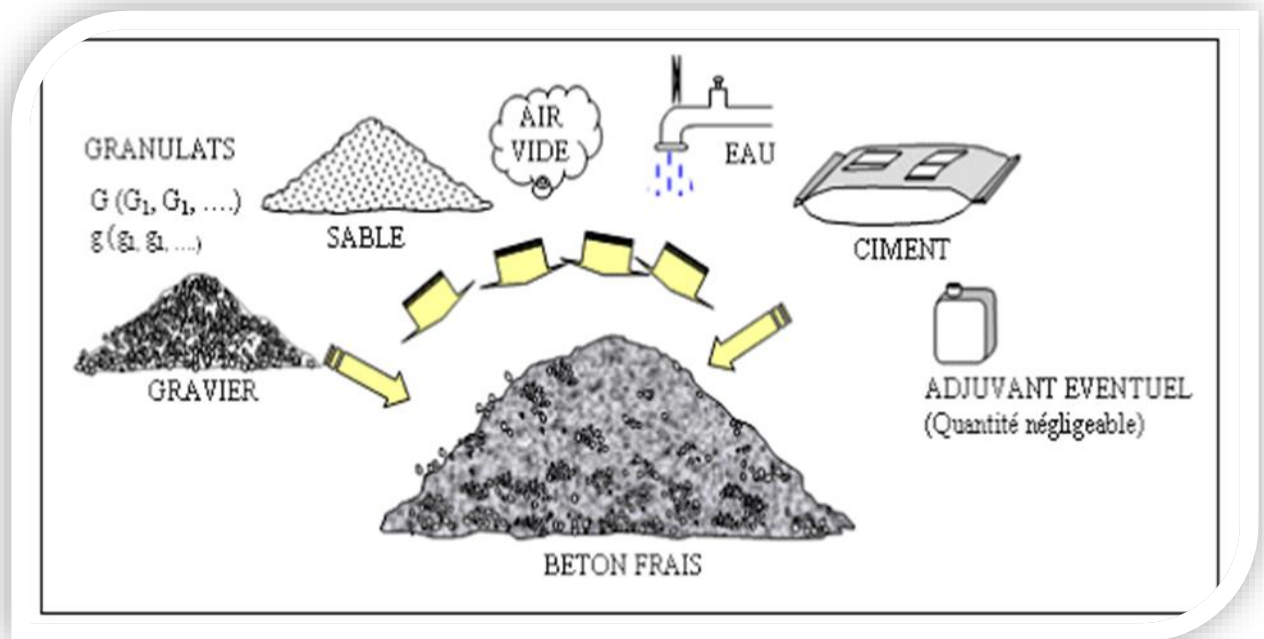
I.4.1- Béton :

➤ Généralités :

Le béton est le produit industriel le plus utilisé dans le monde à l'heure actuelle. Fabriqué et mis en place en phase liquide, il durcit et se consolide dans un deuxième temps ce qui permet des réalisations techniques extrêmement variées. De plus, il présente des caractéristiques de résistance et de longévité particulièrement importantes. Ce dernier est un mélange de granulats (sable + gravier), d'un liant hydraulique qui est le ciment et d'eau de gâchage. De point de vue mécanique, ce dernier est défini par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment et l'âge de béton.

➤ **Les composants du béton :**

- ✓ **Le ciment** : est un liant hydraulique sous l'aspect d'une poudre fine forme une pâte au contact de l'eau et durcit en séchant. Il provient de la cuisson d'un mélange de calcaire (80% environ) et d'argile (20%).
- ✓ **L'eau de gâchage** : l'eau employée pour le béton doit être de l'eau potable car tout usage d'autres eaux peut nuire au béton. Tout excès se traduit par une augmentation du retrait, une augmentation de porosité et une chute de résistance.
- ✓ **Les granulats** : Leur taille est comprise entre 0 et 25 mm, leur nature et leur forme varient en fonction des gisements et des techniques de production. Dans un béton, les granulats apportent la consistance, le volume et la résistance. Ils représentent le squelette du béton.
- ✓ **Les adjuvants** : Ce sont des produits chimiques qu'on introduit dans le béton frais en faible quantité pour modifier ou améliorer ses propriétés selon le besoin. Comme exemple : les plastifiants, les retardateurs ou accélérateurs de prise, les entraîneurs d'air etc....



Figurel-7 : Les composants du béton

I.4.1.1- Résistance caractéristique du béton à la compression : f_{cj}

Le béton est défini par sa résistance à la compression f_{cj} avec j âge du béton. Il est souvent classé selon sa résistance caractéristique, elle est déterminée par des essais de compression sur de éprouvettes normalisés cylindriques $16 \times 32 \text{cm}^2$ définie à **28 jours** d'âge de durcissement, notée f_{c28} .

Pour l'étude de ce projet on prend : $f_{c28} = 25 \text{MPa}$.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge de 28 jours la résistance à la compression est calculée par les formules suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \cdot f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} \cdot f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.}$$

} (BAE91/A.2.1.11).



Figure I-8 : Essai de compression.

I.4.1.2-Résistance caractéristique du béton à la traction :

La résistance du béton à la traction à j jours, notée f_{tj} est donnée par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \dots\dots\dots (\text{BAEL91/Art2.1.12}).$$

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{c28} < 60\text{MPa}$.

- Dans notre cas : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$.

I.4.1.3-Module de déformation longitudinale(E) :

A) Déformation longitudinale instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale à l'âge « j » jours est donné par la formule suivante :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \dots\dots\dots (\text{BAEL91/Art A2. 1.1.2})$$

Pour $f_{cj} = f_{c28} \implies E_{ij} = 32164.2\text{MPa}$.

- ♣ La formule donnant E_{ij} n'est valable que pour les bétons habituels durcissant naturellement sur le chantier.

B) Module de déformation longitudinale différée :

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différée qui permet de calculer la déformation finale du béton est donné par la formule :

$$3700E_{vj} = \sqrt[3]{f_{c28}} = \frac{1}{3} E_{ij} \dots\dots\dots (\text{BAEL91/Art A2. 1. 2.2})$$

$$\text{Pour } j=28\text{jours ; } f_{c28}=25\text{MPa} \implies E_{v28} = 10818.865\text{MPa.}$$

I.4.1.4- Module de déformation transversale du béton (G) :

Le module de déformation transversal G caractérise la déformation du matériau sous l'effort tranchant.

♣ Sa valeur est donnée par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \dots\dots\dots (\text{BAEL91/Art A2. 1. 1.3})$$

Avec :

E : module de Young

ν : coefficient de poisson

❖ **Coefficient de poisson (BAEL/A2.1, 3) :**

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

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

$\frac{\Delta l}{l}$: Déformation longitudinale

$\frac{\Delta d}{d}$: Déformation transversale

- $\nu = 0.2$ à l'état limite de service (béton non fissuré).
- $\nu = 0$ à l'état limite ultime (béton fissuré).

A) Contrainte Limites :**❖ Etats limites :**

Un état limite est une situation au-delà de laquelle un ensemble d'éléments de la structure n'assure plus la fonction pour laquelle il est conçu. On distingue deux états limites :

❖ Etat limite ultime ELU :

Les états qui conduisent à la ruine de l'ouvrage soit par :

- Perte d'équilibre statique (basculement).
- Perte de stabilité de forme (flambement).
- Matériau qui rentre dans sa phase plastique.
- Perte de résistance (rupture).

a) La contrainte limite ultime à la compression :

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression, elle est donnée Par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b \theta} \text{ [MPa]} \dots\dots\dots \text{ (BAEL91/Art A4. 3.)}$$

Avec :

γ_b = coefficient de sécurité.

- | | |
|---|--|
| { | $\gamma_b=1.5 \implies$ en situation courante. |
| | $\gamma_b=1.15 \implies$ en situation accidentelle. |

- ♣ θ : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application des combinaisons d'action, il a pour valeur :
- ♣ $\theta=1$ si la durée d'application est supérieure à **24 heures**.
- ♣ $\theta= 0,9$ si la durée d'application est entre **1 heure et 24 heures**.
- ♣ $\theta= 0,85$ si la durée d'application est inférieure à **1heure**.

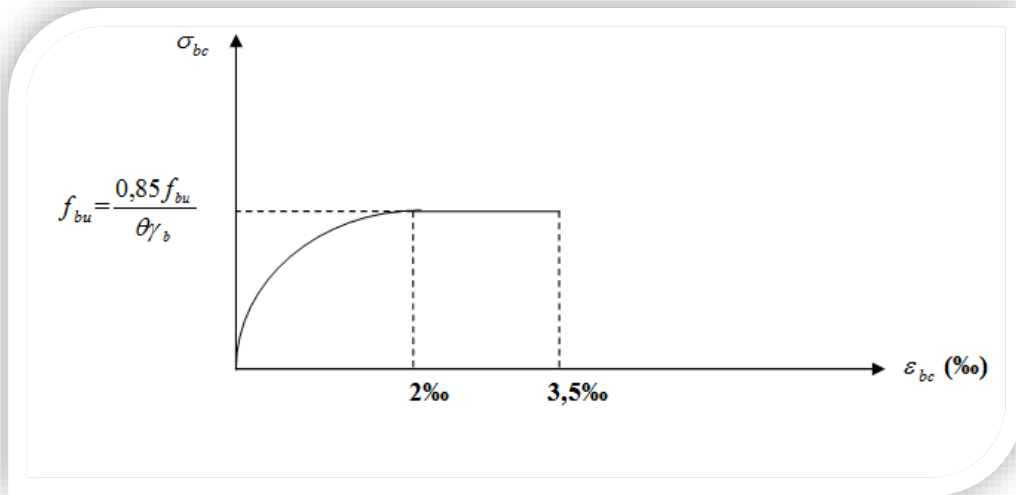


Figure I-9 : Diagramme de contrainte déformation du béton à l'ELU

Aj = 28 jours

- Cas courant : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$, $\gamma_b = 1,5$; $\theta = 1 \implies f_{bc} = 14.2 \text{ Mpa}$.
- Cas accidentel : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$, $\gamma_b = 1,15$; $\theta = 0.85 \implies f_{bc} = 21.75 \text{ Mpa}$.
- D'une partie en courbe parabolique, la déformation relative limitée à 2‰ (état élastique).
- D'une partie rectangulaire (état plastique).

b) Contrainte limite de cisaillement :

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

- ✓ V_u : effort tranchant à l'ELU dans la section.
- ✓ b_0 : largeur de l'âme.
- ✓ $d=0.9h$: position des aciers tendus.
- ✓ $\tau_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPA})$ pour la fissuration peu nuisible.
- ✓ $\tau_u = \min (0,10 f_{c28} ; 4 \text{ MPA})$ pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

❖ Etat limite de service (ELS) :

C'est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation de l'ouvrage ne sont plus satisfaites. Les vérifications à effectuer portent sur un état limite de durabilité de l'ouvrage et un état limite de déformation, ils correspondent à

- La limite de la compression du béton.
- La limite d'ouverture des fissures.
- Déformation admissible des éléments de construction (flèche)

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28}$$

Pour notre cas, on a : $\sigma_{bc} = 15\text{MPa}$.

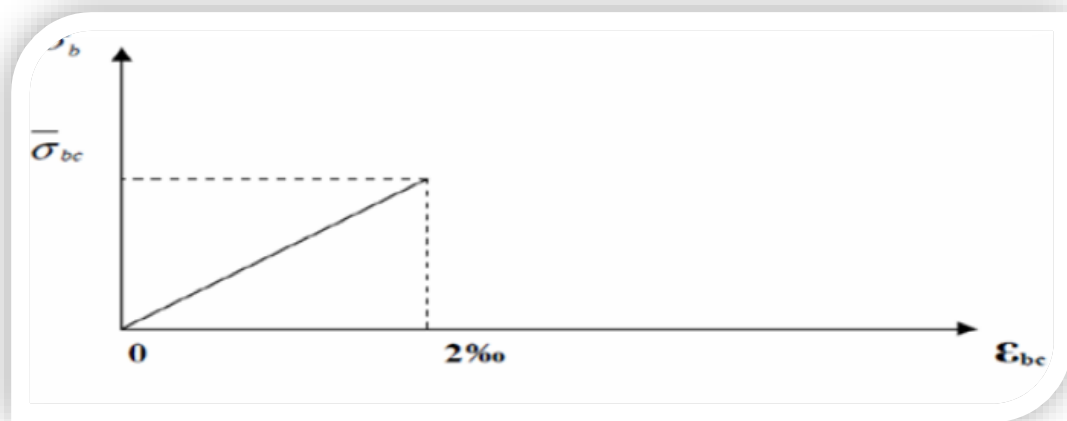


Figure I-10 : : Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS

❖ Poids volumique du béton :

Le poids volumique du béton est de l'ordre de :

- ♣ 2300 à 2400daN/m³ s'il n'est pas armé.
- ♣ 2500daN/m³ s'il est armé.

I.5-Les aciers :

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction aux quels le béton ne résiste pas, ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface.

❖ Les aciers à haute adhérence (HA) :

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

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence avec un acier de nuance

FeE400 \implies **fe = 400 MPa.**

❖ Treillis soudé :

Ce sont des grillages en fils écrouis se croisant perpendiculairement et soudés électriquement en leurs points de croisement.

Les espacements entre axes sont égaux.

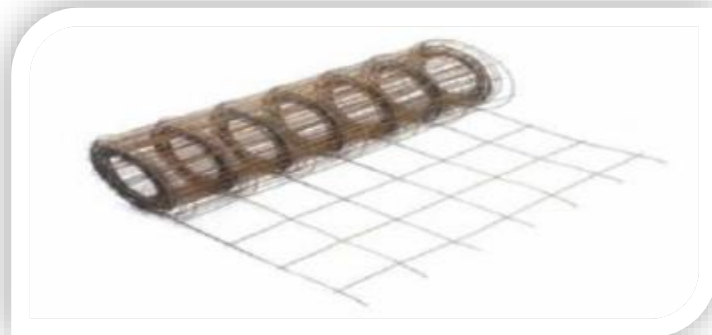


Figure I-11 : : Treillis soudé

I.5.1-Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

$$E = 2 \times 10^5 \text{ [MPa]}.$$

❖ Coefficient de Poisson des aciers : Il est pris égale à : $\nu = 0.3$

I.5.2- Contraintes limites :

a) Contraintes limite à l'ELU :

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

Avec :

- f_e : Contrainte limite d'élasticité.
- $\overline{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible d'élasticité de l'acier.
- γ_s : Coefficient de sécurité.

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \implies \text{situation durable.} \\ \gamma_s = 1 \implies \text{situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

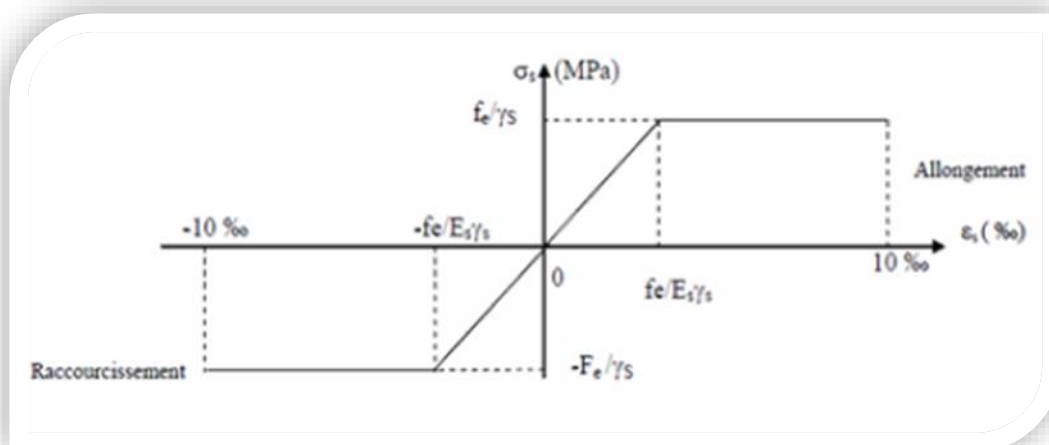


Figure I-12 : : Diagramme contrainte déformation de l'acier

b) Contraintes limite à l'ELS :

Il est nécessaire de réduire le risque des fissures, pour limiter l'ouverture de ces dernières, on est amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service. D'après BAEL91/Art 4.5.3 on distingue trois cas de fissures :

1. Fissuration peu nuisible : (BAEL91/Art 4.5.3.2) : Aucune vérification n'est nécessaire car la contrainte n'est soumise à aucune limitation.

2. Fissuration préjudiciable : (BAEL91/Art 4.5.3.3) : C'est le cas des éléments exposés aux intempéries, il y a risque d'infiltration. Dans ce cas, la contrainte est limitée comme suit :

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

2. Fissuration très préjudiciable : (BAEL91/Art 4.5.3.4) :

Dans le cas d'un milieu agressif où une bonne étanchéité doit être assurée. Dans ce cas la contrainte traction des armatures est limitée à :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

 η : Coefficient de fissuration.

- $\eta=1.6$ pour la haute adhérence (HA) de diamètre ≥ 6 mm.
- $\eta=1.3$ pour les hautes adhérences (HA) de diamètre < 6 mm.
- $\eta=1.0$ pour les aciers ronds lisses.

I.5.3-Protection des armatures : (BAEL/91 Art 7.2.4)

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

- ✓ **C ≥ 5cm** pour les éléments exposés à la mer, aux brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- ✓ **C ≥ 3cm** pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- ✓ **C ≥ 1cm** pour les parois situées dans les locaux couverts et clos non exposés aux condensations.

I.5.4- CONCLUSION :

A ce niveau, nous avons définis tous les éléments que contient notre ouvrage, et les caractéristiques mécaniques et massiques des matériaux que nous allons utiliser lors de la construction en respectant les règles du BAEL 91/modifiées .99, et les Règles parasismiques Algériennes (RPA99/VERSION 2003).

I-Introduction

Maintenant qu'on a défini toutes les caractéristiques et les éléments qui composent notre structure on passe au pré dimensionnement de ces derniers en utilisant des relations empiriques.

II.1-Les plancher :

Le plancher est un élément de la structure d'un bâtiment. Il s'agit d'un élément porteur horizontal qui prend appui sur les éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ou sur des éléments horizontaux (poutres).

- ✓ La hauteur totale du plancher est donnée par la relation suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \dots\dots\dots (\text{Art B.6.8.425 BAEL91})$$

Avec:

L_{max}: Portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

h_t: Hauteur total des planchers.

Dans notre cas : L_{max}=440-25=415cm.

$$h_t \geq \frac{415}{22.5} = 18.44\text{cm.}$$

On a opté pour un plancher d'épaisseur :ht=(16+4)cm , soit 20cm

Donc :

- **16[cm] la hauteur du corps creux.**
- **4[cm] la hauteur de la dalle de compression.**

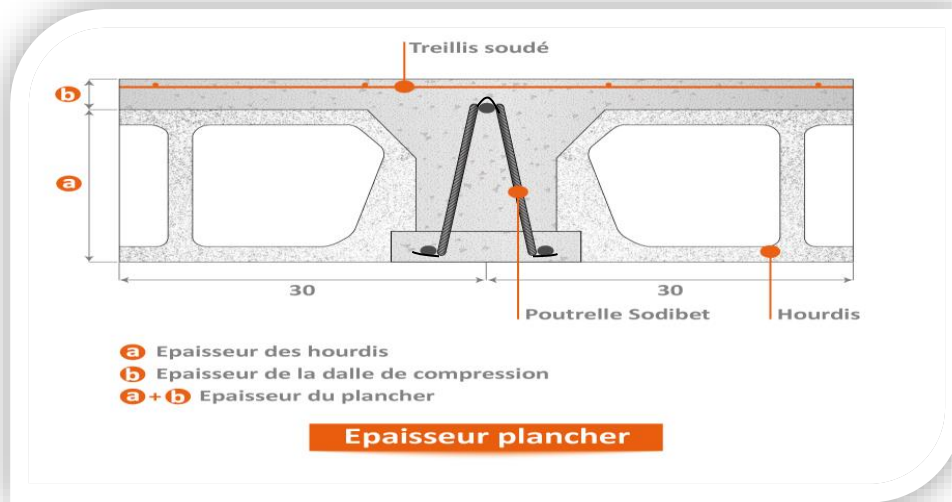


Figure II-1 : schéma d'un plancher en corps creux

II.2-Les poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulé sur place, elles ont pour rôle l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

(Pour avoir une forme rectangulaire)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Hauteur : } \frac{l_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{\max}}{10} \\ \text{Largeur : } 0,4h \leq b \leq 0,7h \end{array} \right.$$

➤ (Règlement BAEL 91 modifié 99)

Avec :

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

l_{max} : portée maximum entre nus d'appuis

II.2.1-Les poutres principales :

Ce sont les poutres porteuses sur lesquelles reposent les poutrelles.

✓ **La hauteur :**

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

- Les dimensions de calcul exigé par **le RPA sont (25x25) cm.**

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

$$\frac{415}{15} \leq h_t \leq \frac{415}{10} \Rightarrow 27.67 \leq h_t \leq 41.5 \quad \text{On prend : } \mathbf{h = 45\text{cm.}}$$

✓ **La largeur :**

$$\mathbf{0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t}$$

$$0.4(45) \leq b \leq 0.7(45) \Rightarrow 18 \leq b \leq 31.5$$

$$\text{On prend } \mathbf{b = 35\text{cm.}}$$

- Donc la section de la poutre principale est : **PP (35x45) cm².**

II.2.2-Les poutres secondaires :

Ce sont des poutres parallèles aux poutrelles qui assurent le chaînage entre les différents éléments de la structure

✓ **La hauteur :**

$$L_{\max} = 420 - 25 = \mathbf{395\text{cm.}}$$

$$\frac{395}{15} \leq h_t \leq \frac{395}{10} \Rightarrow 26.33 \leq h_t \leq 39.5$$

$$\text{On prend: } \mathbf{h = 35\text{cm.}}$$

✓ La largeur :

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

$$0.4(35) \leq b \leq 0.7(35) \Rightarrow 14 \leq b \leq 24.5$$

b = 30cm.

- Donc la section de la poutre secondaire est : **PS (35x30) cm².**

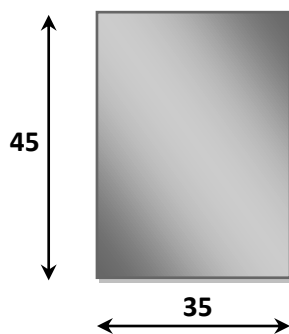


Figure 2.2 : Dimensions de la poutre principale

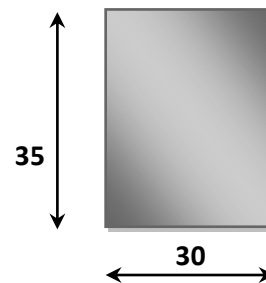


Figure 2.3 : Dimensions de la poutre secondaire

II.2.3-les poutres palières :

La hauteur et la largeur des poutres palières est données par :

$$\left\{ \begin{array}{l} L/15 \leq h_t \leq L/10 \\ 0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \end{array} \right.$$

Avec:

L : la portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré

$$L = 315 - 25 = 290 \text{ cm}$$

❖ Hauteur de la Poutre palière :

$$290/15 \leq ht \leq 290/10 \Rightarrow 19.33 \leq ht \leq 29$$

On optera pour **ht = 30cm**

❖ Largeur de la poutre palière :

$$0.4(30) \leq b \leq 0.7(30) \Rightarrow 12 \leq b \leq 21$$

On optera pour **b=25cm**

II.2.4 -Les poutres de chaînage :

$$\left\{ \begin{array}{l} L/15 \leq ht \leq L/10 \\ 0.4ht \leq b \leq 0.7ht \end{array} \right.$$

Avec : $L = 438 - 25 = 413\text{cm}$

❖ Hauteur de la poutre de chaînage :

$$413/15 \leq ht \leq 413/10 \Rightarrow 27.53 \leq ht \leq 41.3$$

On optera pour **ht= 35cm**

❖ Largeur de la poutre de chaînage :

$$0.4(40) \leq b \leq 0.7(40) \Rightarrow 16 \leq b \leq 28$$

On optera pour **b=30cm**

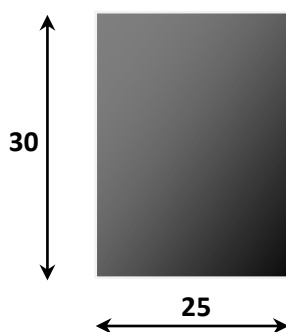


Figure 2.4 : Dimensions de la poutre palière

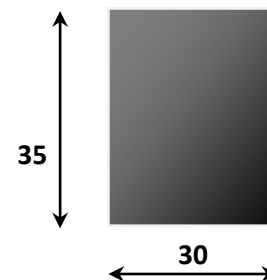


Figure 2.5 : Dimensions de la poutre de chaînage

II.2.5 : Vérification selon le RPA 99/version 2003 :**❖ Poutres principales :**

$b \geq 20\text{cm}$ On a $b=35 > 20\text{cm}$ \Rightarrow condition vérifiée

$h \geq 30\text{cm}$ On a $h=45 > 30\text{cm}$ \Rightarrow condition vérifiée

$h/b \leq 4\text{cm}$ on a $h/b = 45/35 = 1.28 < 4\text{cm}$ \Rightarrow condition vérifiée

❖ Poutres secondaires :

$b \geq 20\text{cm}$ on a $b=30\text{cm} > 20\text{cm}$ \Rightarrow condition vérifiée

$h \geq 30\text{cm}$ on a $h=35\text{cm} > 30\text{cm}$ \Rightarrow condition vérifiée

$h/b \leq 4\text{cm}$ on a $h/b=35/30 = 1.16 < 4\text{cm}$ \Rightarrow condition vérifiée

❖ Poutres paliere:

$b \geq 20\text{cm}$ on a $b = 25 > 20\text{cm}$ \Rightarrow **condition vérifié**

$h \geq 30\text{cm}$ on a $h=30\text{cm} = 30\text{cm}$ \Rightarrow **condition vérifié**

$h/b \leq 4\text{cm}$ on a $h/b = 30/25 = 1.2 < 4\text{cm}$ \Rightarrow **condition vérifié**

❖ **Poutre de chaînage :**

$b \geq 20\text{cm}$ on a $b = 30 > 20\text{cm}$ \Rightarrow condition vérifiée

$h \geq 30\text{cm}$ on a $h = 35\text{cm} > 30\text{cm}$ \Rightarrow condition vérifiée

$h/b \leq 4\text{cm}$ on a $h/b = 35/30 = 1.16 < 4\text{cm}$ \Rightarrow condition vérifiée

II.3. Les voiles :

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

Le Pré dimensionnement se fera conformément à (RPA 99 version 2003) :

❖ **L'épaisseur (a) :**

Il est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (H_e) et de la condition de rigidité aux extrémités.

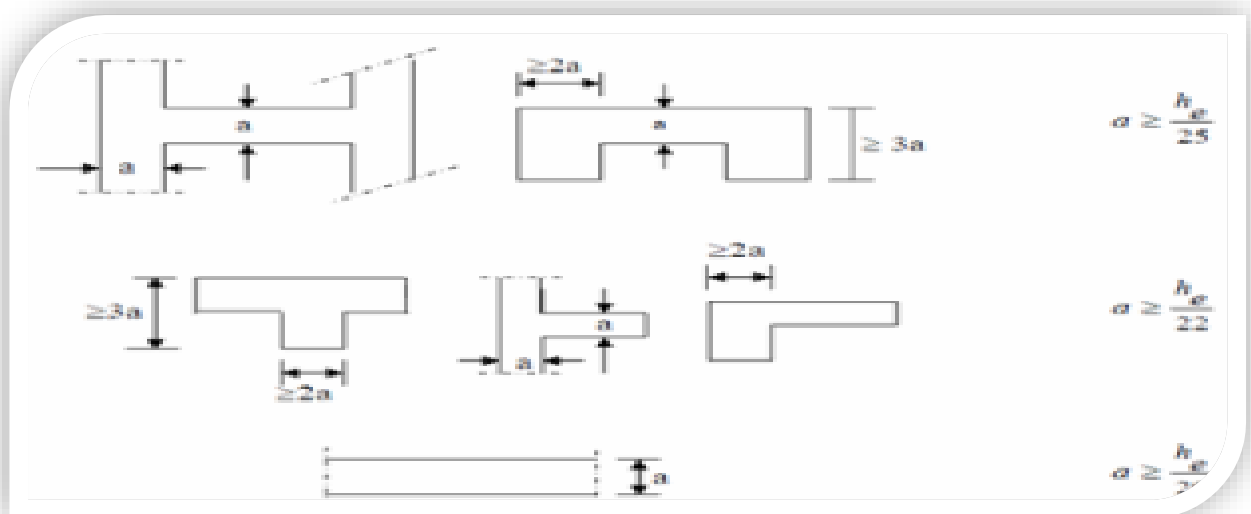


Figure 3-1 : épaisseurs des voiles

$L \geq 4 e_p$ (article 7.7.1. du RPA99 version 2003)

Avec :

- a : épaisseur des voiles.
- L : longueur min des voiles.

$e_p \geq \max (h_e/25, h_e/22, h_e/20=h_e/20)$

avec :

- $h_e = h - e_p$
- h_t : épaisseur de plancher en corps creux $(16+4)=20\text{cm}$

	RDC	Etage de service et les étages courants
$h_e(\text{cm})$	$410-20=390$	$306-20=286$
$e_p(\text{cm})$	19.5	14.3

Tab.II.1 : Epaisseur des voiles

➤ On prend une épaisseur constante pour tous les voiles **$e_p=20\text{cm}$**

Selon le (Art 7.7.1, RPA99/ version 2003) les dimensions d'un voile doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $e_p \text{ min} \geq 15\text{cm}$
- $L \geq L \text{ min} = 4 \times e_p$

❖ **Vérification : (RPA99/ version 2003) :**

$e_p \text{ min} = 20 > 15\text{cm} \rightarrow$ condition vérifiée

$L \text{ min} = 80 \text{ cm} = 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \rightarrow L \geq 80\text{cm} \rightarrow$ condition vérifiée

II-4-1 les poteaux :

Ce sont les éléments verticaux qui composent le squelette d'un bâtiment, destiné à stabiliser la structure et transmettre les charges verticales et horizontales subies par l'édifice aux fondations.

Le prédimensionnement s'effectue à l'ELS en compression simple en supposant que le seul le béton reprend l'effort normal $N_s = G + Q$.

Leurs sections est donnée par :
$$S = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

- ✓ **N_s**: Effort normal de compression à la base du poteau,
- ✓ **S**: section transversale du poteau,
- ✓ **G**: charge permanente,
- ✓ **Q** : surcharge d'exploitation
- ✓ **σ_{bc}**: Contrainte limite de compression du béton tel que :

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = \mathbf{15\text{Mpa}}$$

Selon le (**RPA 99, A7.4.1**), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$en zone I et IIa.
- $\text{Min}(b, h) \geq 30\text{cm}$en zone III et IIb.
- $\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$.
- $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$

L'effort normal « N_s » sera déterminé à partir de la descente de charge. On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges des différents niveaux du bâtiment.

Pour le pré-dimensionnement des poteaux, on prend le poteau le plus chargé non lié aux voiles, du plan architectural. Ainsi pour chaque poteau on considère

- Son poids propre
- La charge du plancher supportée
- Le poids propre des poutres supportée

2.4 .2 CALCUL DE LA SURFACE REVENANT AU POTEAU :

❖ **Toiture** : Elle se compose de deux versants inclinés, de même angle α .

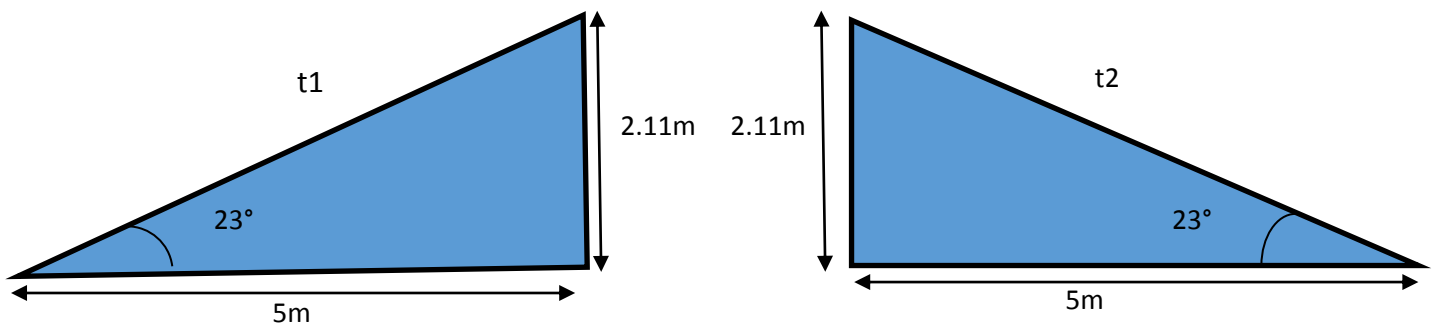


Figure II-4-2.1 : Schéma de calcul des deux versants de la toiture.

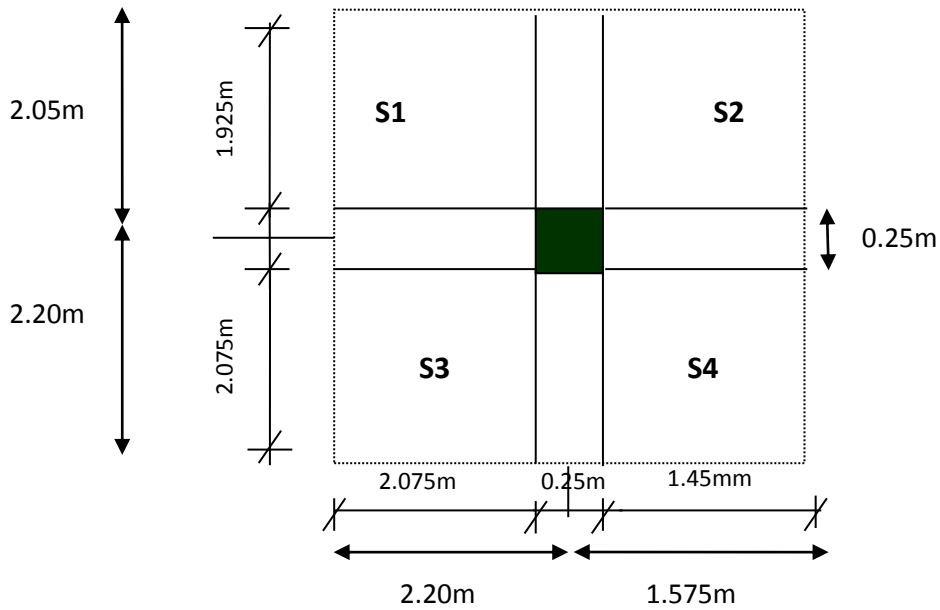
❖ **Calcul de α**

- $\operatorname{tg} \alpha = 2.11 / 5 = 0,422$ ce qui donne $\alpha = 22.87^\circ$ on prend $\alpha = 23^\circ$

❖ **Calcul de x :**

- $x = \frac{408}{\cos \alpha} = \frac{408}{\cos 28} = 462.08 \text{ cm}$ On prend $X=4.65\text{m}$

❖ Calcul de la surface de la toiture inclinée St :

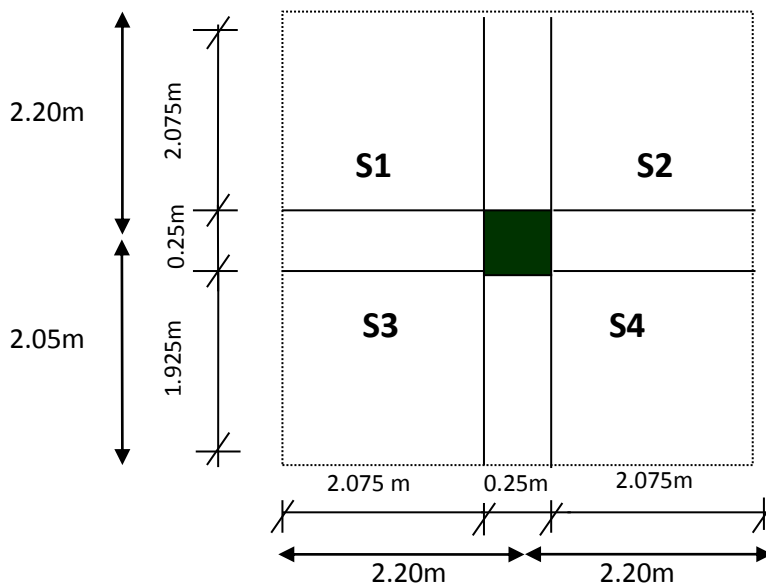


$$S_{\text{nette}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_{\text{nette}} = (1.925 \times 2.075) + (1.925 \times 1.45) + (2.075 \times 2.075) + (2.075 \times 1.45) = 14.09 \text{m}^2$$

NB : La surface de la toiture n'est affectée qu'aux tuiles, liteaux, pannes et les chevrons.

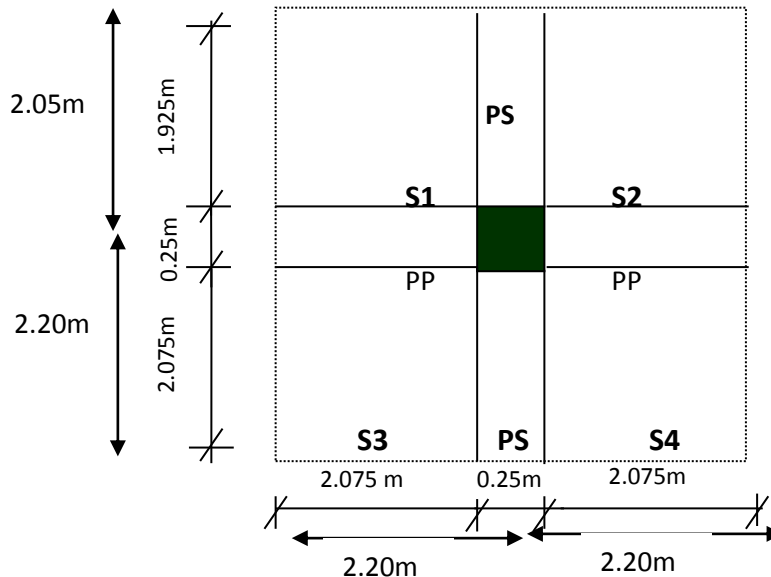
II-4-3 : calcul de la surface d'influence de l'attique :



$$S_{\text{nette}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$= (2.075 \times 2.075) + (2.075 \times 2.075) + (1.925 \times 2.075) + (1.925 \times 2.075) = 16.60 \text{ m}^2$$

II-4-4 : calcul de la surface d'influence différents étages restants :



$$S_{\text{nette}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_{\text{nette}} = (1.925 \times 2.075) + (1.925 \times 2.075) + (2.075 \times 2.075) + (2.075 \times 2.075) = 16.60 \text{ m}^2$$

II-4-5 : Calcul des poids propres des différents éléments

❖ Les poteaux : $P_{\text{pot}} = S \times \rho \times h_e$

Avec :

- S : section des poteaux en zone II a ≥ 25 cm
- ρ : poids volumique en béton 25 KN/m³
- h_e : hauteur d'étage
 - pour le RDC : $0.25 \times 0.25 \times 25 \times 4.08 = 6.375$ KN
 - pour l'étage de service et les étages courants : $0.25 \times 0.25 \times 25 \times 3.06 = 4.781$ KN
 - pour l'attique : $0.25 \times 0.25 \times 25 \times 2.25 = 3.515$ KN

❖ Les poutres :

$$P_{\text{poutre}} = (b \times h \times \rho) \times L$$

Avec :

- ρ : poids volumique en béton 25 KN/m³
- L : longueur de la poutre

➤ Les poutres principales (35x45)

$$P_{\text{principal}} = (0.35 \times 0.45 \times 25) \times 4.4 = 17.325 \text{ KN}$$

➤ Les poutres secondaires (30x35)

$$P_{\text{secondaires}} = (0.30 \times 0.35 \times 25) \times 4.4 = 11.55 \text{ KN}$$

❖ Les planchers :

$$P_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} \times S$$

- Plancher étage courant :

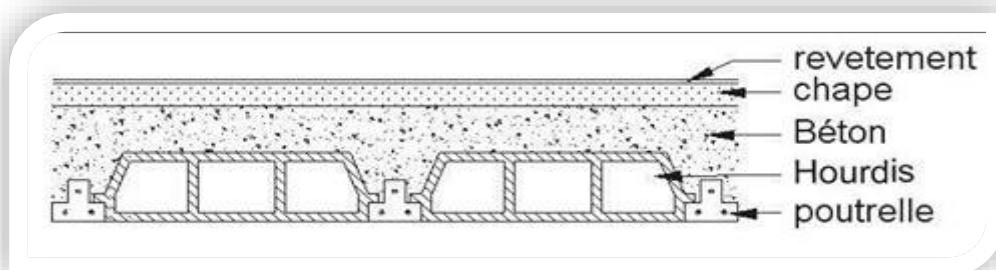


Figure II-4-4 : Coupe verticale du plancher d'étage courant

N°	Éléments	Épaisseur (m)	Poids volumique γ (KN/m ³)	Charges (KN/m ²) G= epx γ
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.44
2	Mortier de pose	0.03	22	0.66
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher en corps creux	0.16+0.04	14	2.80
5	Les cloisons intérieurs	0.1	09	0.90
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale Gc				5.36

Tableau (II.2) : Charges permanentes (G) étage courant.

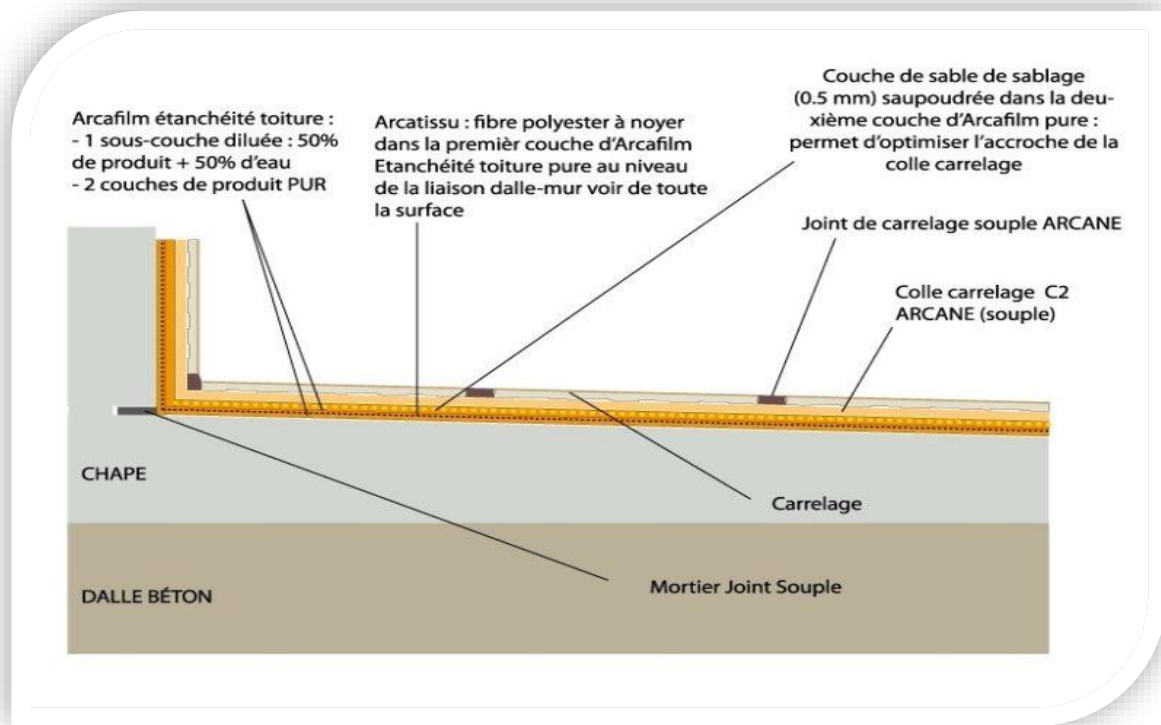
➤ Plancher étage courant et RDC : $P=5.36 \times 16.60=88.976\text{KN}$

❖ Charpente

N°	Élément	poids
1	Tuiles mécaniques à emboîtement (liteaux compris)	0,4 KN/m ²
2	Chevrons, pannes	0,8 KN/m ²
3	Mur en cloison	0.9KN/m ²
	Charge permanente totale Gt	2.1 KN/m²

➤ Charpente : $P \text{ charpente} = G_t \times S \rightarrow P=2.1 \times 14.09=29.589\text{KN}$

❖ Plancher terrasse accessible :



FigureII-4-6 : Coupe verticale du plancher terrasse accessible

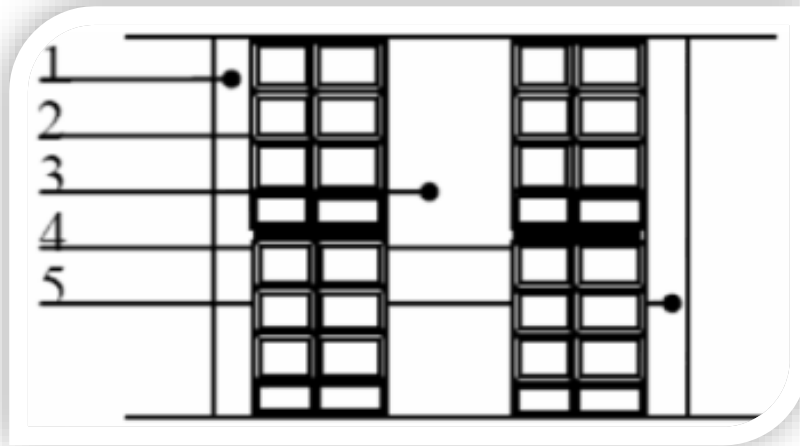
N°	Éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique γ (KN/m ³)	Charges G (KN/m ²) G=epxp
1	Couches de sable	0.02	18	0.36
2	Etanchéité multi couches	0.02	6	0.12
3	Fibre polyester	0.04	4	0.16
4	Feuille de polyâne	—	0.01	0.01
5	Chape en béton	0.02	22	0.44
6	Plancher en corps creux	0.16+0.04	14	2.80
7	Carrelage	0.02	22	0.44
8	Mortier de pose	0.02	20	0.40
Charge permanente totale Gt				4.73

Tableau II-2 : Charges permanentes (G) Plancher terrasse.

➤ Plancher terrasse : $Pt = G_{\text{terrasse}} \times S \rightarrow Pt = 4.73 \times 16.6 = 78.518 \text{KN}$

❖ **Maçonnerie :**

Il y a deux types de murs, murs extérieurs et murs intérieurs :

a) **Murs extérieurs :**

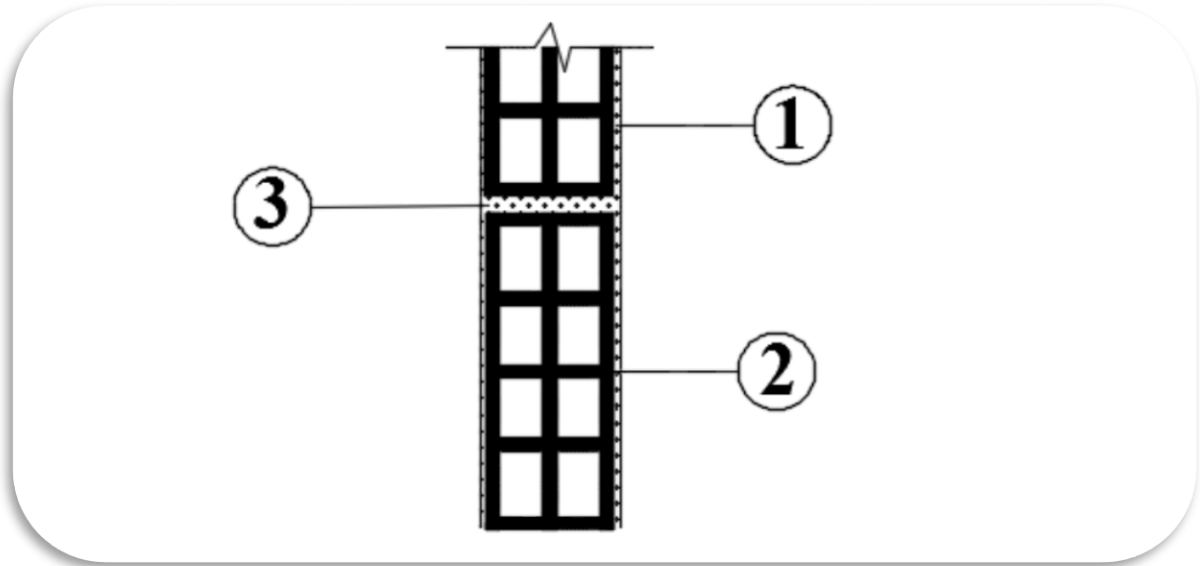
FigII-4-7 : Coupe verticale d'un mur extérieur.

N°	Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique $\gamma(KN/m^3)$	Charges G (KN/m^2)
1	Enduit du ciment	0.02	18	0.36
2	Briques creuses	0.10	09	0.90
3	Lame d'air	0.05	00	0.00
4	Briques creuses	0.10	09	0.90
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G_{mex}				2.36

Tableau (II.3) : Charges permanentes (G) aux murs extérieurs

Cette charge verticale de 2.36 kN/m² du mur extérieur s'applique sur les poutres périphériques (poutre principale et poutre secondaire).

b) Murs intérieurs :



FigII-4-8 : Coupe verticale d'un mur intérieur

N°	Désignation de l'élément	L'épaisseur(m)	rKN/m2/cm)	Charges G (KN/m ²)
1	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale G _{mint}				1.30

Tableau (II.4) : Charges permanentes (G) aux murs intérieurs.

❖ Charges d'exploitation :

Comme nous l'avons déjà fait pour les charges permanentes nous déterminons les surcharges d'exploitations relatives aux différents éléments déjà donnés.

Elles sont résumées dans le tableau suivant :

Eléments	Surcharges $Q(KN/m^2)$
Charpente	1.00
Plancher terrasse accessible	1.5
Plancher d'étage courant	1.5
Plancher étage de service	2.5
Plancher RDC (commerce)	2.5
Balcon	3.5
Escalier	2.5

Tableau(II.5) : Charges d'exploitation (Q).

❖ Tableaux récapitulatif des charges permanentes :

a/Poids propre des planchers :

Plancher	Surface d'influence $S (m^2)$	Charges $G (KN/m^2)$	Charges permanente du plancher $P (KN)$
Charpente	14.09	2.1	$P = G \times S = 29.589$
Attique	16.60	4.73	$P = G \times S = 78.518$
Etage courant et RDC	16.60	5.36	$P = G \times S = 88.971$

Tableau II.6 : Charges permanentes des planchers

b/charge permanente des poutres :

Poutres	Charge permanente des poutres G (KN)	Charge permanente totale des poutres $P_{totale} = GPP + GPS$ (KN)
Poutres principales	$G_{pp} = (0.35 \times 0.45 \times 0.25) \times 4.4$ =17.325	$P_{totale} = 17.325 + 11.55$ =24.03
Poutres secondaire	$G_{ps} = (0.30 \times 0.35 \times 0.25) \times 4.4$ =11.55	

Tableau II.7 : Charges permanentes des poutres

C/ poids propres des poteaux :

Poteaux	Charge permanente des poteaux G (KN)	Charge permanente totale des poutres $P_{totale} = Pr + Pec$ (KN)
Pour le RDC	$Pr = (0.25 \times 0.25 \times 25) \times 4.08$ =6.375	$P_{totale} = 6.375 + 4.781 + 3.515$ =14.671
Pour les étages courant	$Pec = (0.25 \times 0.25 \times 25) \times 3.06$ =4.781	
Attique	$Pa = (0.25 \times 0.25 \times 25) \times 2.25$ =3.515	

Tableau II-8 : Charges permanentes des poteaux

II-4-6 : Les surcharges d'exploitation :

$$Q_{\text{plancher}} = Q \times S$$

- Charpente : $Q_0=14.09 \times 1=14.09\text{KN}$
- Plancher Attique : $Q=16.6 \times 1.5=24.9\text{KN}$
- Plancher étage courant : $Q=16.6 \times 1.5=24.9\text{KN}$
- Plancher du RDC : $Q=16.6 \times 2.5=41.5\text{KN}$

II-4-7 : loi de dégression des surcharges :

D'après le règlement DTR B.C.2.2C, la loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments a grand nombre de niveaux ou les occupation des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes.

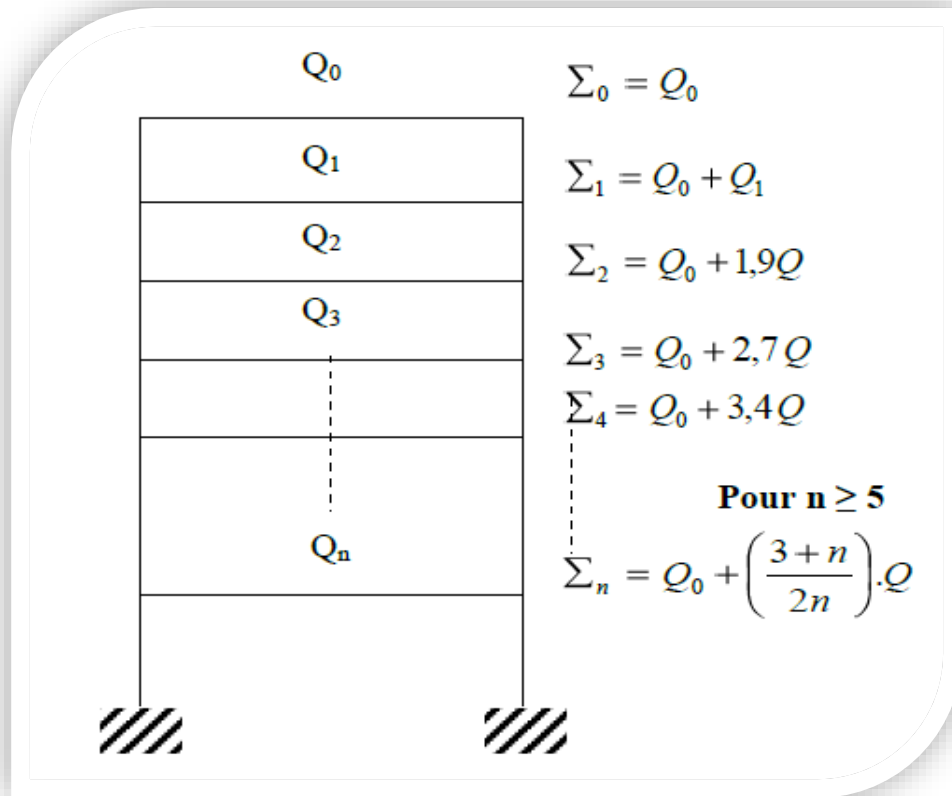
Le nombre minimum de niveaux « n » pour tenir compte de cette loi est de cinq (5).

En raison du nombre d'étage qui compose la structure a étudiée $n=9 \geq 5$, on doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes.

$$Q_n = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n} \right) + \sum Q_i$$

Avec :

- Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.
- Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage (i).
- n : numéro de l'étage du haut vers le bas.
- Q_n : surcharge d'exploitation à l'étage n en tenant compte de la dégression des surcharges.



❖ Coefficients de dégression de surcharges :

Niveau	Charpente	Terrasse + comble	5	4	3	2	1	RDC
Coeff	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714

Tab II-2 : Coefficients de dégression de surcharges

❖ **Elaboration des calculs :**

- **Toiture :** $Q_0 = 14.09\text{KN}$
- **Terrasse +comble :** $Q_1 = Q_0 + Q_1$
 $\rightarrow 14.09 + 24.9 = \mathbf{39\text{KN}}$
- **5eme étage :** $Q_1 = Q_0 + (0.95) (Q_1 + Q_2)$
 $\rightarrow 14.09 + (0.95) (24.09 \times 2) = \mathbf{59.861\text{KN}}$
- **4eme étage :** $Q_2 = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
 $\rightarrow 14.09 + (0.90) (24.09 \times 3) = \mathbf{79.133\text{KN}}$
- **3eme étage :** $Q_3 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
 $\rightarrow 14.09 + (0.85) (24.09 \times 4) = \mathbf{95.996\text{KN}}$
- **2eme étage :** $Q_4 = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
 $\rightarrow 14.09 + (0.80) (24.9 \times 5) = \mathbf{113.69\text{KN}}$
- **1ere étage :** $Q_5 = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$
 $\rightarrow 14.09 + (0.75) (24.09 \times 6) = \mathbf{122.0495\text{KN}}$
- **RDC :** $Q_6 = Q_0 + 0.714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$
 $\rightarrow 14.09 + (0.714) ((24.09 \times 6) + 41.5) = \mathbf{146.922\text{KN}}$

❖ Descente de charge :

	Charges permanentes (KN)					Surcharges D'exploitation (KN)		Efforts normaux N=Gc+Qc (KN)	Section du poteau (cm ²)	
	Plancher	Poutres	Poteaux	G _{totale}	G _{cum}	Qi	Q _{cum}	Ns=Gc+Qc	S _{min} =Ns/σ _b	Section adoptée
Toiture	29.589	24.03	3.515	57.134	57.134	14.09	14.09	71.224	47.483	30 × 35
Attique	78.518	24.03	4.781	107.328	164.462	39	53.09	217.552	145.035	30 × 35
5	88.971	24.03	4.781	117.782	282.244	59.861	112.951	395.195	263.463	35 × 40
4	88.971	24.03	4.781	117.782	400.026	79.133	192.084	592.11	394.74	35 × 40
3	88.971	24.03	4.781	117.782	517.808	95.996	288.08	805.888	537.260	35 × 40
2	88.971	24.03	4.781	117.782	635.59	113.69	401.77	1037.36	691.573	40 × 45
1	88.971	24.03	4.781	117.782	753.372	122.049	523.819	1277.191	851.461	40 × 45
RDC	88.971	24.03	6.375	119.376	872.748	146.922	670.741	1543.489	1028.993	40 × 45

II-5 : Vérification (RPA/99 version 2003)**1 - Vérification relatives aux exigences du RPA :**

Selon l'article (Art 7.4.1) du RPA 99 version 2003 ; Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone IIa doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\rightarrow \text{Min } (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \text{Min } (b_1, h_1) \geq h_e/20$$

$$\rightarrow \frac{1}{4} < b_1/h_1 < 4$$

Poteaux	Conditions exigées par (RPA)	Valeur calculée et vérification	Observation
30x35	$\min (b_1, h_1) \geq 25$	$\text{Min} (b, h) = 30\text{cm} > 25\text{cm}.$	Condition vérifiée
	$\text{Min} (b,h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3\text{cm} < 30\text{cm}.$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b_l}{h_l} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b_l}{h_l} = \frac{30}{35} = 0.857 < 4$	Condition vérifiée
35x40	$\text{Min} (b, h) \geq 25\text{cm}$	$\text{Min} (b, h) = 35\text{cm} > 25\text{cm}.$	Condition vérifiée
	$\text{Min} (b,h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3\text{cm} < 35\text{cm}.$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b_l}{h_l} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b_l}{h_l} = \frac{35}{40} = 0.875 < 4$	Condition vérifiée
40x45	$\text{Min} (b, h) \geq 25\text{cm}$	$\text{Min} (b, h) = 40\text{cm} \geq 25\text{cm}$	Condition vérifiée
	$\text{Min} (b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3\text{cm} < 40\text{cm}$ $\frac{h_e}{20} = \frac{408}{20} = 20.4\text{cm} < 40\text{cm}$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b_l}{h_l} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b_l}{h_l} = \frac{40}{45} = 0.888 < 4$	Condition vérifiée

II-5-1 : Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

Lorsqu'une pièce élancée (poteau) est soumise à un effort de compression, il se produit un phénomène d'instabilité transversale, c'est le flambement.

Il faut vérifier l'élanement λ des poteaux.

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

Avec :

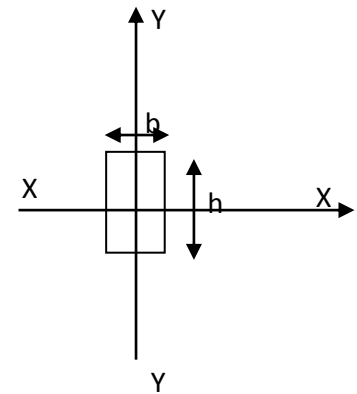
L_f : longueur de flambement ($L_f = 0.7 L_0$) ;

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

L_0 : hauteur libre du poteau ;

S : section transversale du poteau ($b \times h$) ;

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



Niveaux	b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)	S (cm ²)	i (cm)	L ₀ (cm)	L _f (cm)	λ	Condition
T	30	35	107187.5	1050	10.103	200	140	13.857	13.857 ≤ 50 → CV
Attique	30	35	107187.5	1050	10.103	225	157.5	15.589	15.589 ≤ 50 → CV
5	35	40	186666.67	1400	11.547	306	214.2	18.550	18.550 ≤ 50 → CV
4	35	40	186666.67	1400	11.547	306	214.2	18.550	18.550 ≤ 50 → CV
3	35	40	186666.67	1400	11.547	306	214.2	18.550	18.550 ≤ 50 → CV
2	40	45	303750.00	1800	12.990	306	214.2	16.489	16.489 ≤ 50 → CV
1	40	45	303750.00	1800	12.990	306	214.2	16.489	16.489 ≤ 50 → CV
RDC	40	45	303750.00	1800	12.990	408	285.6	21.986	21.986 ≤ 50 → CV

❖ Conclusion :

Dans ce chapitre, on a :

Présenté les différents éléments constitutifs de notre structure dont on effectuera les Pré-dimensionnements suivants :

❖ **Les planches :** ht=20cm

❖ **Les poutres :**

- Poutres principales (35×45) cm²
- Poutres secondaires (30×35 cm²)

❖ **Les poteaux :**

- Le RDC ,1er, 2eme étage : (40×45) cm²
- Le 3eme, le 4eme et le 5eme étage : (35×40) cm²
- L'attique et la toiture : (30×35) cm²

❖ **Les voiles :** e =20 cm

Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs au prochain chapitre

III.3. Calcul des portes à faux :

Le porte à faux se calcule comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher, il est réalisé en dalle pleine ($e_p = 15\text{cm}$).

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur.

Dans notre projet nous avons deux types de porte à faux différents :

Porte à faux extérieur (balcon) : entouré avec un garde-corps en brique de 1 m de hauteur.

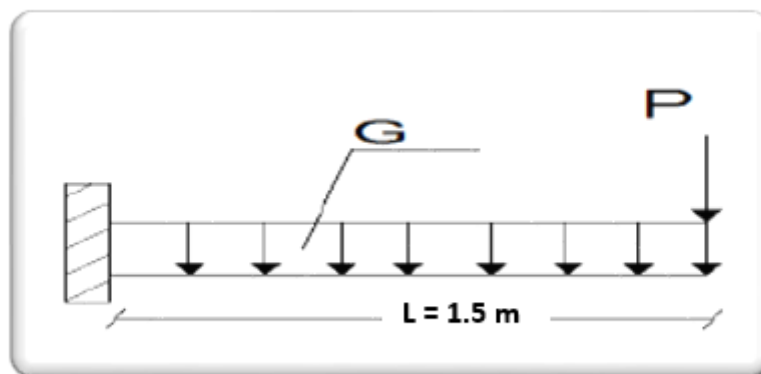


Figure III.15 : Schéma statique du balcon



Figure III.16: porte-à-faux extérieur (balcon)

Porte à faux intérieur : entouré avec un mur extérieur en brique creuse 30cm d'épaisseur et de hauteur $h=2.91\text{m}$.

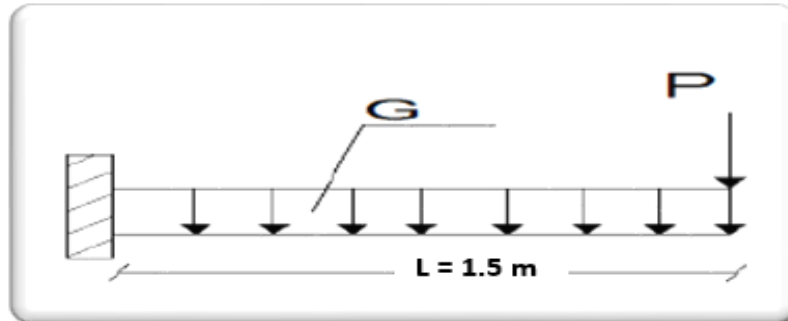


Figure III.17: Schéma statique du porte-à-faux intérieur



Figure III.18: porte-à-faux intérieur

III.3.1. Chargement :

- Charges permanentes :

G : les charges revenant au balcon et au porte-à-faux intérieur.

N°	Élément	Porte-à-faux G_1	Balcon G_2
1	Carrelage	0.4	0.4
2	Mortier de pose	0.4	0.4
3	Couche de sable	0.54	0.54
4	Dalle pleine	3.75	3.75
5	Enduit plâtre	0.2	0.2
		$G_1=5.29 \text{ KN/m}^2$	$G_2=5.29 \text{ KN/m}^2$

Tableau III.1 : les charges uniformément réparties.

$$G=G_1=G_2 = 5.29 \text{ KN/m}^2$$

P_1 : poids propre du mur extérieur (en brique creuse 30cm).

$$P_1 = G_{me} \times (h_{etage} - e_p) \quad \text{Avec : } G_{me} = 2.36 \text{ KN/m}^2 \text{ (la charge revenant au mur extérieur)}$$

$$P_1 = 2.36 \times (3.06 - 0.15) = 6.868 \text{ KN/m}^2$$

P_2 : poids du garde-corps (poids de la brique creuse + poids de l'enduit ciment x2) .

$$P_2 = (0.2 \times 2) + 0.9 = 1.3 \text{ KN/m}^2$$

- **Surcharge d'exploitation :**

La surcharge d'exploitation pour une console (les deux types de porte à faux) :

$$Q = Q_1 = Q_2 = 3.5 \text{ KN/M}^2$$

Le calcul se fait pour une bande de 1m :

- $G = 5.29 \times 1 = 5.29 \text{ KN/ml}$
- $P_1 = 6.868 \times 1 = 6.868 \text{ KN/ml}$
- $P_2 = 1.3 \times 1 = 1.3$
- $Q = 3.5 \times 1 = 3.5 \text{ KN/ml}$

III.3.2 Calcul à ELU :

La console est calculée en flexion simple.

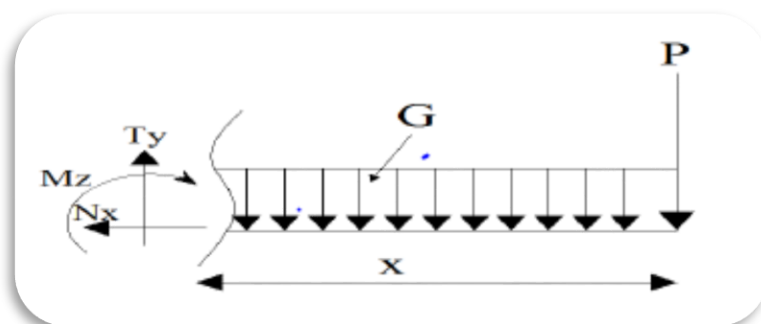


Figure III.19 : Coupe du schéma statique

- **Combinaison de charge**
 - Pour la dalle pleine : $q_{GU}=1.35G \times 1.5Q$
 - Pour le mur intérieur et le garde-corps : $q_{PU}= 1.35P$

Porte-à-faux	Balcon
$q_{GU1}= 12.392 \text{ KN/ml}$	$q_{GU2}= 12.392 \text{ KN/ml}$
$q_{PU2}= 9.272 \text{ KN}$	$q_{PU2}= 1.755 \text{ KN}$

Tableau III.2 : les combinaisons de charge à l'ELU

- **Le moment M_u provoqué par la charge q_{GU} et q_{GU} :**
 - Sous la charge $q_{GU} : M_{qGU} = -\frac{q_{GU} \times L^2}{2}$
 - Sous la charge $q_{PU} : M_{qPU} - q_{PU} \times L$

D'où : $M_{ui} = M_{qgu} + M_{qpu}$

Porte-à-faux				Balcon			
M_{qGU1}		M_{qPU1}		M_{qGU2}		M_{qPU2}	
X=0	X=L=1.5m	X=0m	X=L=1.5m	X=0m	X=L=1.5m	X=0m	X=L=1.5m
0	-13.941	0	-13.908	0	-13.941	0	-2.632
$M_{u1}=27.849$				$M_{u2}=16.573$			

Tableau III.3 : les moments fléchissant à l'ELU

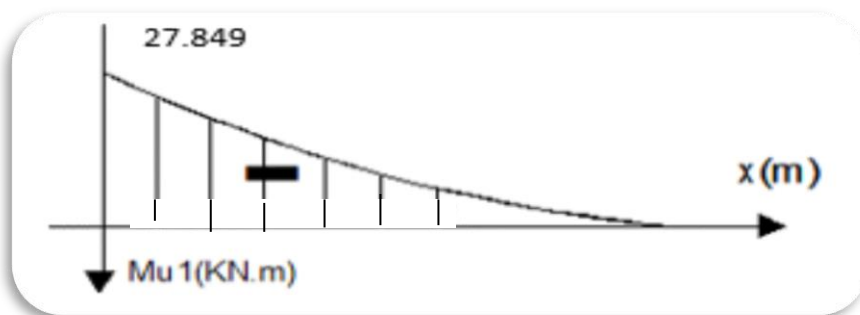


Figure III.20 : Diagramme des moments de porte à faux intérieur à l'ELU.

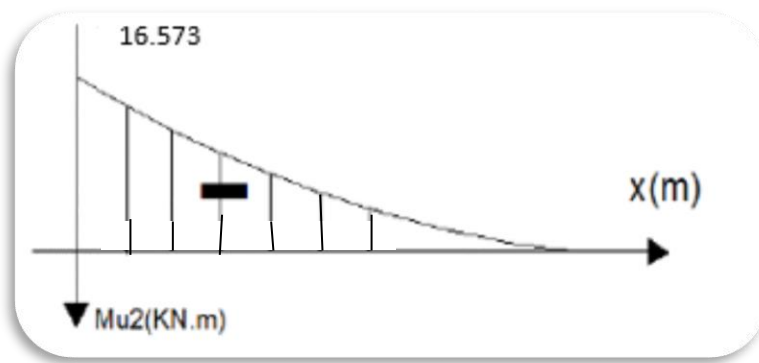


Figure III.21 : Diagramme des moments de porte à faux extérieur (balcon) à l'ELU

- L'effort tranchant V_u provoqué par la charge q_{pu} et q_{pu} :

Sous la charge : q_{GU} $V_{qGU} = q_{GU} \times l$

Sous la charge q_{pu} : $V_{qpu} = q_{pu}$

D'où : $V_{ui} = V_{qGU} + V_{qpu}$

Porte à faux				Balcon			
V_{qGU1}		V_{qpu1}		V_{qGU2}		V_{qpu2}	
X=0	X=L=1.5m	X=0	X=1.5m	X=0	X=L=1.5m	X=0	X=L=1.5
0	18.588	0	9.272	0	18.588	0	1.755
V_{u1} 27.86				V_{u2} 20.343			

Tableau III.4 : les efforts tranchants à l'ELU

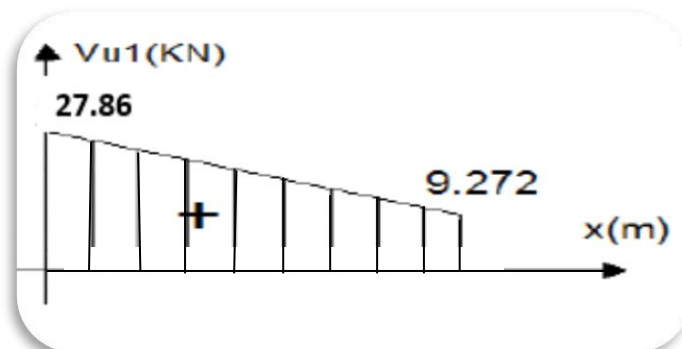


Figure III.22 : Diagramme des efforts tranchants de porte à faux intérieur à l'ELU

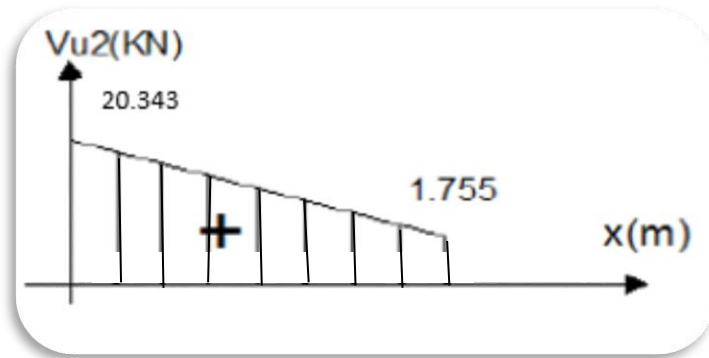


Figure III.23: Diagramme des efforts tranchants de porte à faux extérieur (balcon) à l'ELU

• **Calcul des armatures :**

Il consiste à étudier une section rectangulaire de largeur **b=100cm** et de hauteur **h=15cm** soumise à la flexion simple.

➤ **Les armatures principales :**

$$\mu_u = \frac{M_{ui}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

Avec :

c=3cm (l'enrobage); b=100cm ; h=15cm

d=h-c=15-3=12cm (hauteur utile) $f_{bu}=14.17\text{MPa}$

$M_{u1} = -27.849$

$M_{u2} = -16.573$

Porte à faux intérieur	Balcon
$\mu_1 = 0.136 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$	$\mu_2 = 0.081 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$
$\beta_1 = 0.927$	$\beta_2 = 0.957$

Tableau III.5 : Coefficients μ et β et le type d'armature pour la section

$$A_p = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \quad \sigma_{st} = 348 \text{ MPA} \quad ; \quad S_t = \frac{b}{n} \quad (n : \text{nombre des barres})$$

	Porte à faux intérieur	Balcon
A_p	A _{p1} =7.194	A _{p2} =4.146
Section adoptée	5HA14=7.70cm ²	4HA12=4.52cm ²
L'espacement	St ₁ =20cm	St ₂ =25cm

Tableau III.6 : les armatures principales et leurs espacements

- Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_p}{4}$$

	Porte à faux intérieur	Balcon
A_r	A _{r1} =1.925 cm ²	A _{r2} =1.13 cm ²
Section adoptée	3HA10=2.35cm ²	3HA10=2.35cm ²
L'espacement	St ₁ =33cm	St ₂ =33cm

Tableau III.7 : les armatures de répartitions et leurs espacements

- III.3.3. Vérifications à l'ELU :
 - a. Vérification de l'espacement des barres :
 - Armature principales :

$$S_{t \min} < \min(3h; 33\text{cm}) = \min(45; 35\text{cm}) = 33\text{cm}$$

	Porte à faux intérieur		Balcon	
A_p	St = 20cm < 33 cm.	C.V	St = 25cm < 33 cm	CV
A_r	St = 33cm < 45 cm	C.V	St = 33cm < 45 cm.	CV

Tableau III.8 : Vérification de l'espacement des barres

b. Condition de non fragilité [BAEL91/Art A.4.2, 1] :

On doit vérifier la condition suivante : $A_{pi} > A_{min}$

$$\text{Avec : } A_{min} = \frac{0.23 \times d \times b \times f_{t28}}{f_e}$$

Porte à faux intérieur	Balcon
$A_p=7.70\text{cm}^2 > A_{min}=1.449\text{cm}^2 \rightarrow \text{CV}$	$A_p=4.52\text{cm}^2 > A_{min}=1.449\text{cm}^2 \rightarrow \text{CV}$

Tableau III.9 : Vérification de la condition de non fragilité.

c. La contrainte tangentielle :

On doit vérifier que : $\tau_u < \tau_u^{lim}$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_{ui}}{b \times d} \quad [\text{Art A.5.1, 1 / B.A.E.L91}].$$

- Pour une fissuration peu préjudiciable (porte à faux intérieur) :

$$\tau_u^{lim} \leq \min \left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPA} \right\} \quad [\text{Art A.5.1, 211 / B.A.E. L91}].$$

- Pour une fissuration préjudiciable (balcon) :

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPA} \right\} \quad [\text{Art A.5.1, 211 / B.A.E. L91}].$$

Porte à faux intérieur	Balcon
$\tau_{u1} = 0.215 < \bar{\tau} = 3.33\text{MPA}$ CV	$\tau_{u2} = 0.169 < \bar{\tau} = 2.50\text{MPA}$ CV

Tableau III.10 : Vérification de la contrainte tangentielle

d. Vérification de la contrainte d'adhérence et Entrainement des barres [Art A.6.1,3 / B.A.E. L91].

On doit vérifier que : $\tau_{se} = \frac{V_{ui}}{0.9 \times d \times \sum u_i} < \bar{\tau}_{se}$

Avec :

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \times \sum u_i}$$

$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset$ (Périmètre utile de la barre pour le balcon et pote a faux)

Porte à faux : $\sum U_i = 5 \times 3.14 \times 1.4 = 21.98 \text{ cm}$

Balcon : $\sum U_i = 4 \times 3.14 \times 1.2 = 15.072 \text{ cm}$

Porte à faux intérieur	Balcon
$\tau_{se1} = \frac{27.86 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 219.8} = 1.17 \text{MPA}$ $< \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{MPA}$	$\tau_{se2} = \frac{20.343 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 150.72} = 1.249 \text{MPA}$ $< \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{MPA}$
Condition vérifiée	Condition vérifiée

Tableau III.11 : Vérification de la condition d'adhérence des barres.

- **Ancrage des barres :**

➤ La longueur de scellement droit :

$$l_s = \frac{f_e \times \phi}{4 \times \tau_{su}} \quad [\text{Art A.6.1,221 /B.A.E. L 91}].$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{tj} \quad \Psi_s = 1.5$$

➤ Longueur des crochets :

$$l_a = 0.4 \times l_s \quad [\text{BAEL 91/art. A.6.1 ,253}]$$

Porte à faux intérieur	Balcon
$l_s = \frac{400 \times 1.4}{4 \times 2.835} = 49.36 \text{ cm}$	$l_s = \frac{400 \times 1.2}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$
$l_a = 0.4 \times 49.36 = 19.75 \text{ cm}$	$l_a = 0.4 \times 42.33 = 16.93 \text{ cm}$

Tableau III.12 : Longueur de scellement droit et longueur des crochets

III.3.4 Calcul à ELS :

- **Combinaison de charge :**

➤ Pour la dalle pleine : $q_{Gsi} = G + Q$

➤ Pour le mur intérieur et le garde-corps : $q_{Psi} = P$

Porte à faux intérieur	Balcon
$q_{Gs1} = 8.79 \text{ KN/ml}$	$q_{Gs2} = 8.79 \text{ KN/ml}$
$q_{Ps1} = 6.868 \text{ KN}$	$q_{Ps2} = 1.3 \text{ KN}$

Tableau III.13 : les combinaisons de charge à l'ELS.

• Le moment M_{si} provoqué par la charge q_{Gsi} et q_{Psi} :

- Sous la charge q_{Gu} : $M_{qGsi} = \frac{q_{Gsi} \times l^2}{2}$
- Sous la charge q_{Psi} : $M_{qps} = -q_{psi} \times l$

D'où : $M_{si} = M_{qGsi} + M_{qps}$

Porte à faux intérieur				Balcon			
M_{qGs1}		M_{qps1}		M_{qGs2}		M_{qps2}	
X=0	X=1.5m	X=0	X=1.5m	X=0	X=1.5m	X=0	X=1.5m
0	-9.888	0	-10.302	0	-9.888	0	-1.95
$M_{s1} = 20.19 \text{ KN/m}$				$M_{s2} = 11.838 \text{ KN/m}$			

Tableau III.14 : les moments fléchissant à l'ELS.

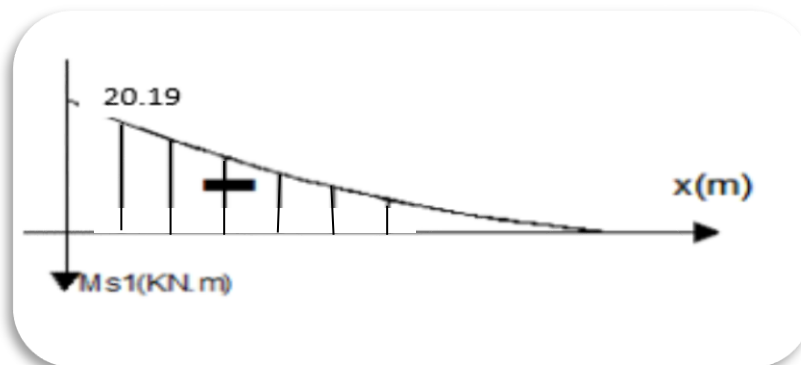


Figure III.24: Diagramme des moments de porte à faux intérieur à l'ELS

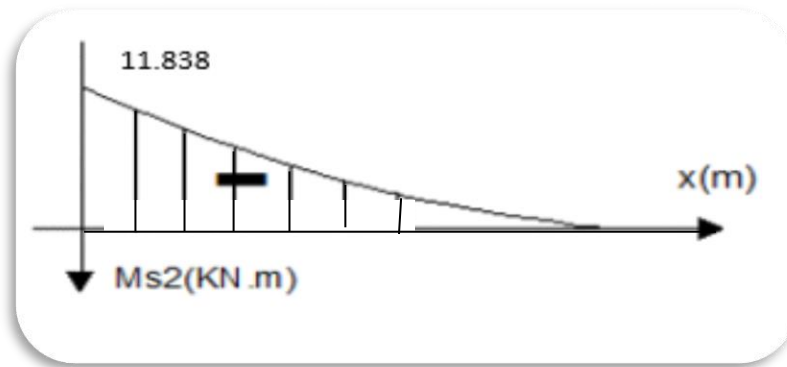


Figure III.25: Diagramme des moments de porte à faux extérieur (balcon) à l'ELS

• L'effort tranchant V_{si} provoqué par la charge q_{Gsi} et q_{Psi}

- Sous la charge q_{Gu} : $V_{qGsi} = q_{Gsi} \times L$
- Sous la charge q_{Psi} : $V_{qPsi} = q_{Psi}$

D'où : $V_{si} = V_{qGsi} + V_{qPsi}$

Porte à faux intérieur				Balcon			
V_{qGs1}		V_{qPs1}		V_{qGs2}		V_{qPs2}	
X=0	X=1.5m	X=0	X=1.5m	X=0	X=1.5m	X=0	X=1.5m
0	13.185	0	6.868	0	13.185	0	1.3
$V_{s1}=20.053$				$V_{s2}=14.485$			

Tableau III.15 : les efforts tranchants à l'ELS.

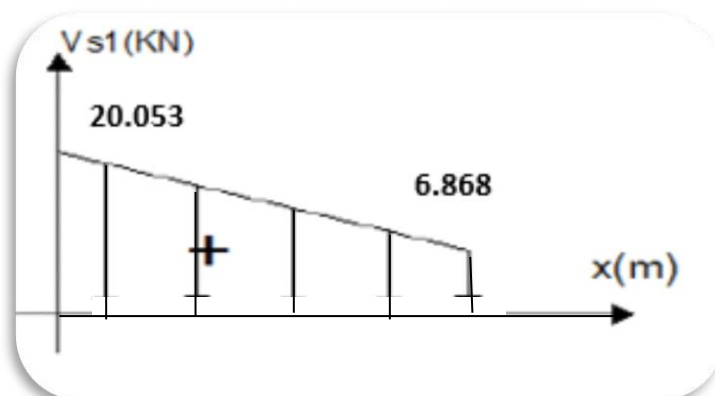


Figure III.26: Diagramme des effort tranchants de porte à faux intérieur a l'ELS

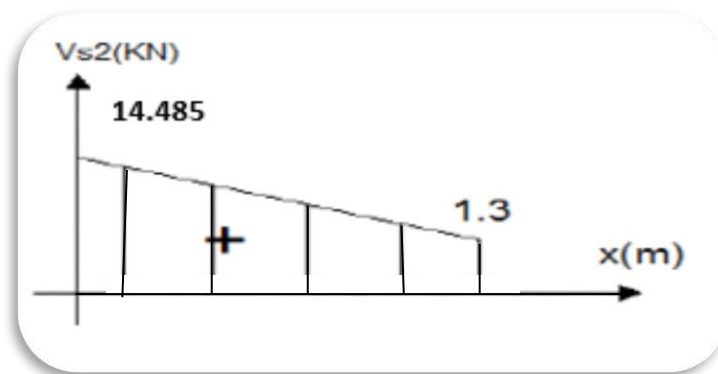


Figure III.27: Diagramme des efforts tranchants de porte à faux extérieur (balcon) à l'ELS

III.3.5. Vérifications à l'ELS :

- Etat limite de résistance de béton en compression :

La contrainte de compression du béton est limitée à $0.6 f_{cj}$ [BAEL 91/art. A.6.1 ,253]

On doit vérifier que $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$:

- $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$
- $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$; avec : $\sigma_s = \frac{M_{si}}{\beta_1 \times A_s \times d}$
- $\rho_1 = \frac{100 \times A_{pi}}{b \times d}$ à partir des tables on aura $\{\beta_1; K_1\}$

	Porte à faux	Balcon
ρ_1	0.641	0.376
β_1	0.882	0.906
K_1	27.37	38.19
σ_s	247.740 MPA	241.751 MPA
σ_{bc}	9.051 MPA	6.333 MPA
$\overline{\sigma}_{bc}$	15 MPA	15MPA
	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$CV	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$CV

Tableau III.16 : Vérification de l'état limite de résistance de béton en compression

- **Etat limite d'ouverture des fissures (Contrainte dans les aciers) :**

- **Porte à faux intérieur :**

Pour le porte-à-faux intérieur la fissuration est considérée peu nuisible, donc aucune vérification n'est nécessaire

- **Balcon :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable, selon [BAEL 91/art. A.4.5 ,33] :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}) \right\}$$

Avec : $\eta = 1,6$ pour HA (coefficient de fissuration)

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400 ; \max(0.5 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266.6 ; \max(200 ; 201.63) \}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPA}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{pi}}{b \times d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 12} = 0.376 \rightarrow \beta_1 = 0.906$$

$$\sigma_s = \frac{M_{si}}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{11.838 \times 10^6}{0.906 \times 452 \times 120} = 241.751 \text{ MPA}$$

$$\bar{\sigma}_{st} < \sigma_s \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Etat limite de déformation [Art B.6.5, 1 /BAEL 91] :**

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$

- $\frac{h}{L} > \frac{M_s}{10M_0}$

- $\frac{A_{st}}{b_0 \times d} < \frac{4.2}{f_e}$

Porte à faux	Balcon
$\frac{h}{l} = \frac{15}{150} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.0625$ <p style="text-align: center;">Condition vérifiée</p>	$\frac{h}{l} = \frac{15}{150} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.0625$ <p style="text-align: center;">Condition vérifiée</p>
$\frac{A_p}{b_0 \times d} = 0.007 < \frac{4.2}{400} = 0.0105$ <p style="text-align: center;">Condition vérifiée</p>	$\frac{A_p}{b_0 \times d} = 0.003 < \frac{4.2}{400} = 0.0105$ <p style="text-align: center;">Condition vérifiée</p>
$\frac{h}{l} = \frac{15}{150} > \frac{M_s}{10M_0} = 0.1$ <p style="text-align: center;">Condition vérifiée</p>	$\frac{h}{l} = \frac{15}{150} > \frac{M_s}{10M_0} = 0.1$ <p style="text-align: center;">Condition vérifiée</p>

Tableau III.17 : Vérification de l'état limite de déformation

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche est dispensable

III.4. Calcul des escaliers :

III.4.1. Définition :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de marches et de paliers ; Les principales fonctions d'un escalier sont les suivantes :

- Desservir les différents niveaux qu'il relie, en toute sécurité
- La capacité de supporter les charges qui lui seront appliquées en cours d'utilisation

Les types d'escaliers sont nombreux, pour ce qui est de notre structure nous n'avons qu'un seul type qui est : escaliers à marches droites à deux volées (**Figure III.1**).

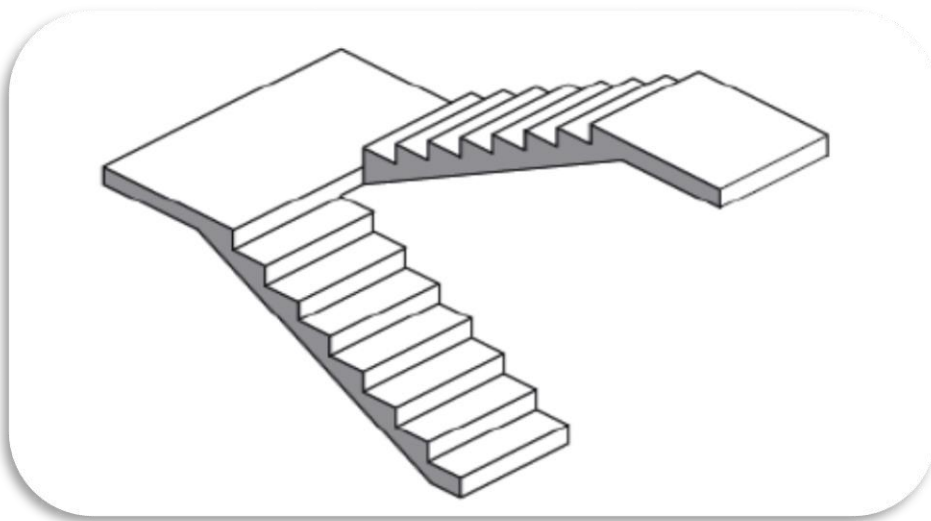


Figure III.1 : Escalier à deux volées parallèles avec palier intermédiaire.

III.4.2. Dimensionnement :

Dans ce qui suit sont rassemblées les principales définitions permettant de comprendre convenablement les calculs ultérieurs.

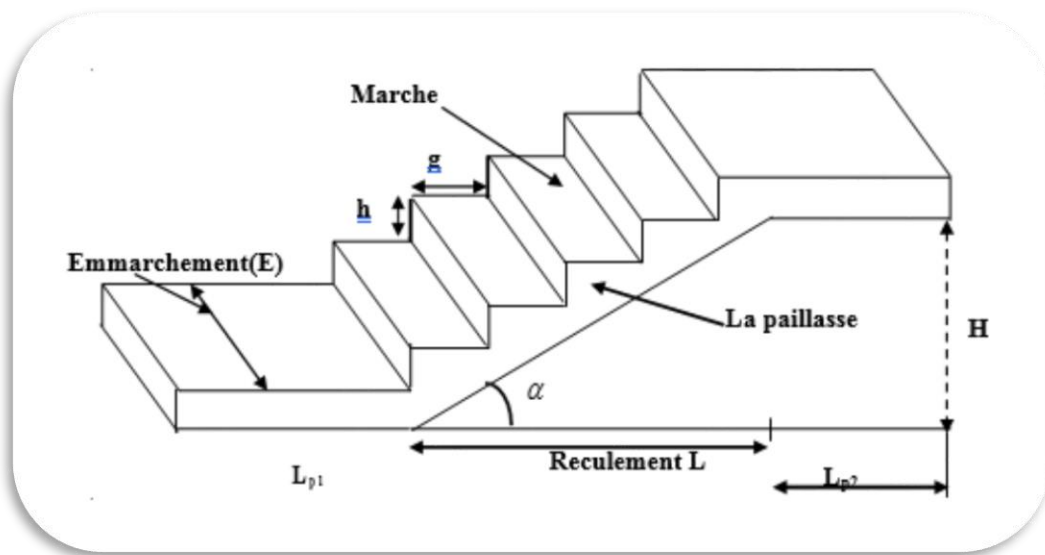


Figure III.2 : Constituants d'un escalier.

- **Emmarchement** : Largeur utile de l'escalier, qui correspond à la grande dimension de la marche (dimension perpendiculaire au sens du déplacement dans l'escalier).
- **Hauteur de marche** : Distance verticale séparant le dessus de deux marches successives, cette hauteur varie généralement entre 14 et 20 cm. Dans les calculs de dimensionnement d'escalier, la hauteur d'une marche sera désignée par **h** et leur nombre **m**.
- **Giron** : Distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches successives, il varie entre 22 et 33 cm, il est noté : **g**.
Le giron et la hauteur de marche sont reliés par une équation (formule de Blondel) permettant une bonne praticabilité de l'escalier.
- **Profondeur de marche** : Distance horizontale entre nez de marche et la contremarche
(Correspond au giron auquel on rajoute le débord du nez de marche).
- **Marche** : Surface plane de l'escalier sur laquelle on pose le pied pour monter ou descendre.
- **Contremarche** : Face verticale située entre deux marches consécutives, le nombre de contremarches sera désigné **n**
- **Nez de marche** : Bord extérieur de la marche.

III.4.2.1. Dimensionnement des marches et contremarches :

Formule de Blondel : $0.59 \leq g + 2h \leq 0.66$

Les escaliers des différents étages se composent de deux volées identiques, sauf le RDC qui se compose de deux volées différentes, le dimensionnement de ces escaliers est représenté dans les tableaux qui suivent :

	H'	Volée	H	h	G	n	m	g+2h	L ₁	L ₂	L'
Etage courant	3.06	1	1.53	17	30	9	8	0.64	2.40	1.45	2.85
		2	1.53	17	30	9	8	0.64	2.40	1.45	2.85

Tableau III.18 : dimensions de l'escalier étage courant

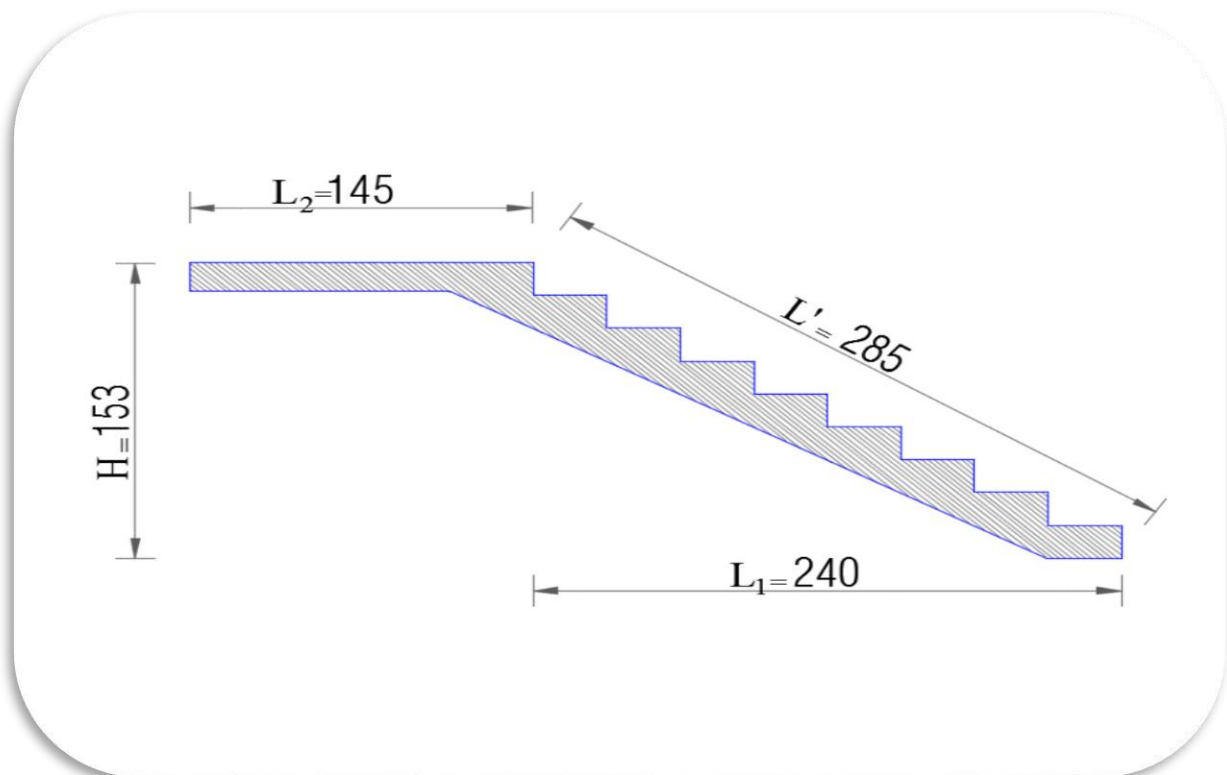


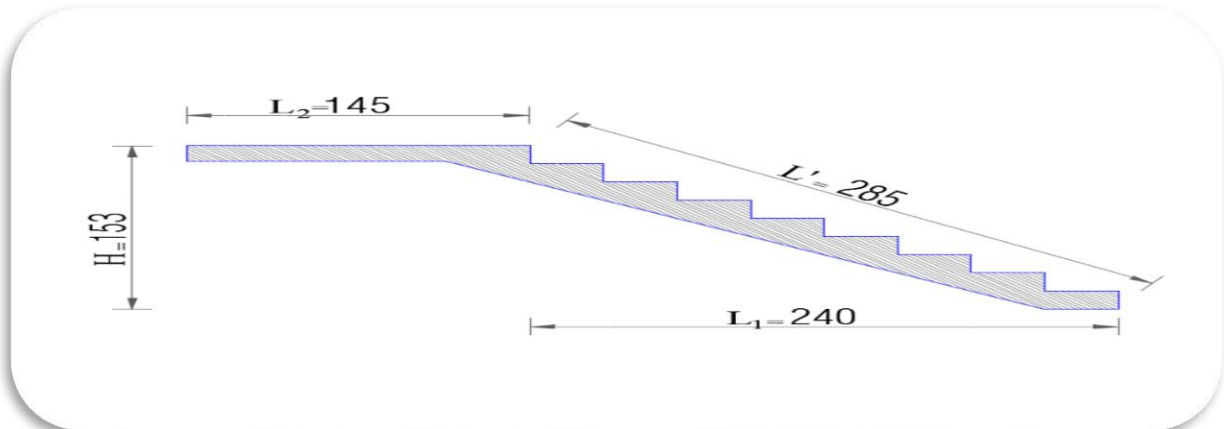
Figure III.32 schéma statique de l'escalier étage courant.

	H'	Volée	H	h	G	n	m	g+2h	L ₁	L ₂	L'
RDC	4.08	1	1.53	17	30	9	8	0.64	2.40	1.45	2.85
		2	2.53	17	30	13	14	0.64	4.20	1.45	5.00
		3	0.34	17	30	2	1	0.64	0.30	1.28	0.45

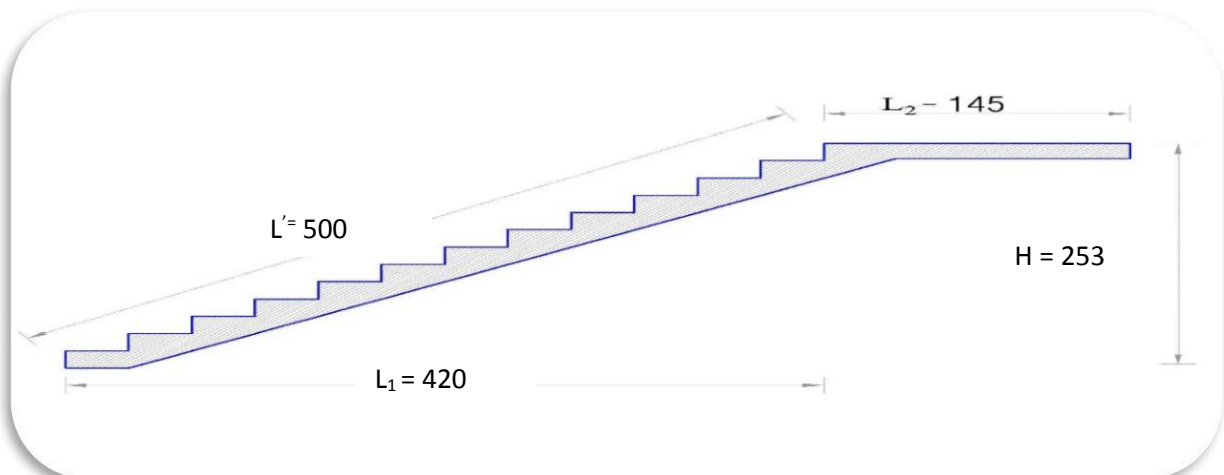
Tableau III.19 : dimensions de l'escalier RDC

➤ Schéma statique de l'escalier du RDC , volée 1 ,2 et 3 :

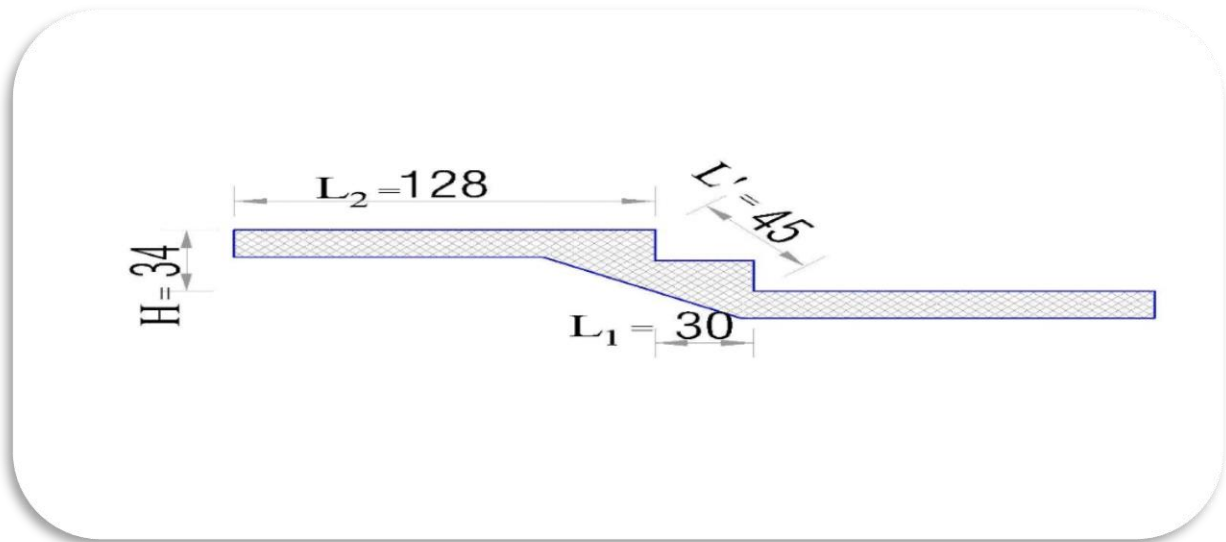
- Volée 1



- Volée 2



- Volée 3



Avec :

$$n = \frac{H}{h} \quad ; \quad m = n - 1 \quad ; \quad L_1 = g \times m \quad ; \quad L' = \sqrt{L_1^2 - H^2}$$

III.4.2.2. Epaisseur de la paillasse :

$$\frac{L_0}{30} \leq e \leq \frac{L_0}{20}$$

Avec : $L_0 = L' + L_2$

- Etage courant : $L_0 = 285 + 145 = 430$
- Le Rez de chaussée : $L_0 = 422 + 145 = 567$

	L_0	$\frac{L_0}{30}$	$\frac{L_0}{20}$	e
Etage courant	430	14.33	21.5	15
RDC	567	18.9	28.35	20

Tableau III.20 : épaisseur de la paillasse

Procédons à présent au calcul du ferrailage qu'il faut adopter pour les escaliers :

A. Escaliers à deux volées identiques :

A.1. Sollicitations de calcul :

Le calcul se fera en considérant une bande de 1m de projection horizontale, et une bande de 1m d'embranchement.

- Charges permanentes :

Palier	
Élément	G(KN/m ²)
Carrelage	0.4
Mortier de pose	0.4
Couche de sable	0.54
Poids du palier	3.75
Enduit plâtre	0.2
G_{palier}	5.29

VOLEE	
Élément	G (KN/m ²)
Carrelage	0.4
Mortier de pose	0.4
Couche de sable	0.54
Poids des pailles	4.47
Enduit ciment	0.4
Poids des marches	2.13
Poids du garde du corps	0.2
G_{volée}	8.54

Tableau III.21 : charges permanentes du palier et de la volée

Avec :

- Poids volés : $e_p \times \rho$; sachant que : $e_p = e/\cos\alpha$
- Poids paille : $h/2 \times \rho$

- Surcharge d'exploitation :

$$Q = 2.5 \text{ KN/ml}$$

- Combinaison des charges :

$$\text{ELU} : q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

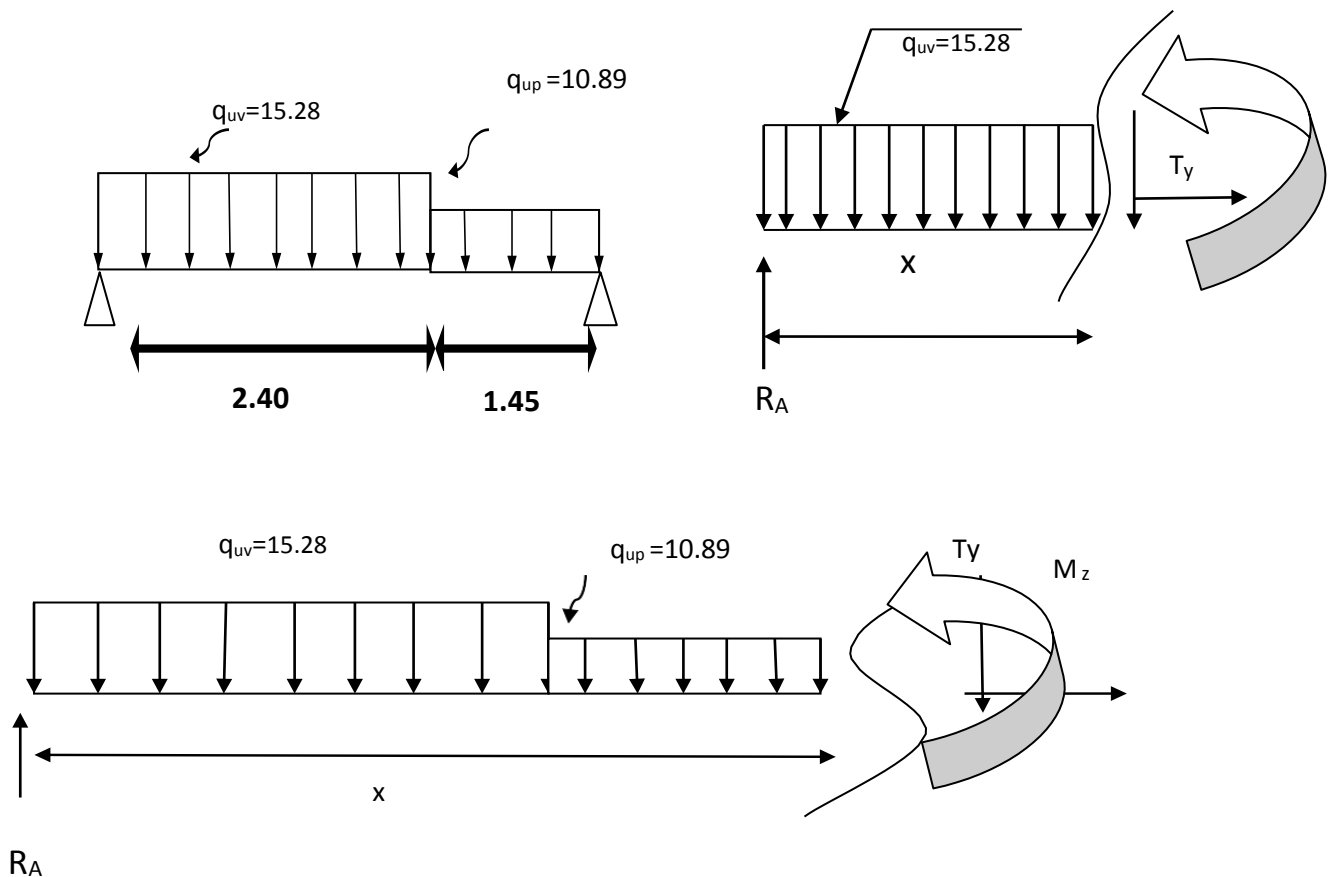
$$\text{ELS} : q_s = G + Q$$

G et Q sont ramenées au mètre linéaire en multipliant chacune d'elles par : 1m.

	Volée	Palier
ELU	$q_{uv} = 15.28 \text{ KN/ml}$	$q_{up} = 10.89 \text{ KN/ml}$
ELS	$q_{sv} = 11.04 \text{ KN/ml}$	$q_{qp} = 7.79 \text{ KN/ml}$

Tableau III.22 : combinaisons de charges

A.1.1. Calcul à l'ELU :



Réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = (15.28 \times 2.40) + (10.89 \times 1.45)$$

$$R_A + R_B = 52.462 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow R_B = \frac{15.28 \times \frac{2.40^2}{2} + \left(10.89 \times 1.45 \times \left(2.40 + \frac{1.45}{2}\right)\right)}{2.40 + 1.45} = 24.247$$

- $R_B = 24.247 \text{ KN.m}$
- $R_A = 28.215 \text{ KN.m}$

• Efforts internes :

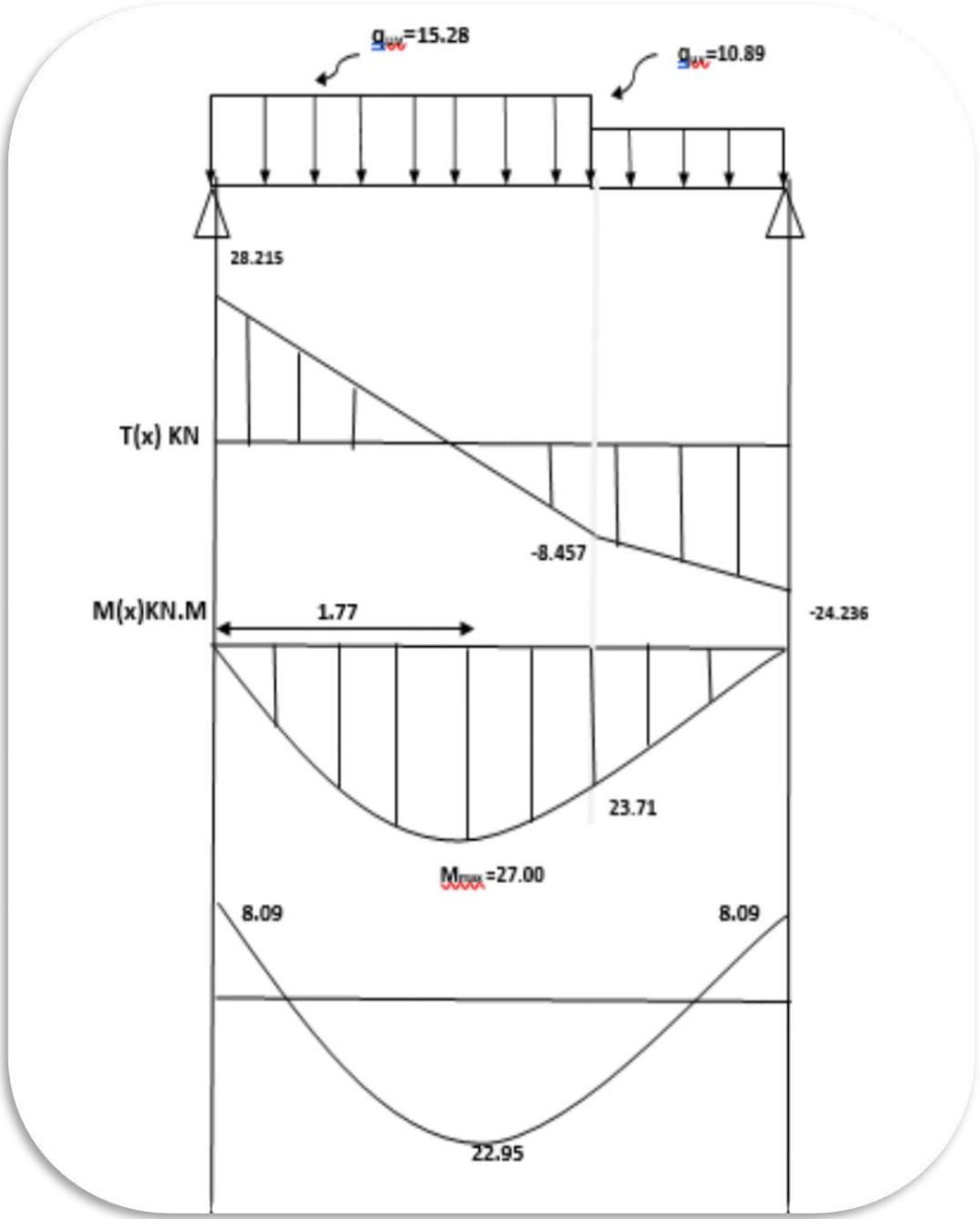
		Effort tranchant		Moment fléchissant		
	Expression	X (m)	T_Y (KN)	Expression	X (m)	M_Z (m)
Tronçon	$T_Y(x) = R_A - q_V(x)$	X=0	28.215	$M_Z(x) = 28.215X - 7.64X^2$	X=0	0.00
(1)		X=2.40	-8.457		X=2.40	23.71
Tronçon (2)	$T_Y(x) = 17.679 - q_{up}(x)$	X=2.85	-8.457	$M_Z(x) = -5.445x^2 + 17.679x + 12.643$	X=2.40	23.71
		X=4.3	-24.236		X=3.85	0
					X=1.77	$M_Z^{max} = 27.00$

Tableau III.23 : efforts internes à l'ELU

L'abscisse $x=1.77$ m est trouvée en résolvant l'équation $T_Y=0$, ce qui nous a permis de trouver le moment max $M_Z \text{ max} = 27.00$.

Afin de tenir compte des semi-encastres aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment max aux niveaux des appuis et en travées.

- Aux appuis : $M_u^a = -0.3 \times M_Z^{max} \rightarrow M_u^a = -8.09 \text{ KN.m}$
- En travée : $M_u^t = 0.85 \times M_Z^{max} \rightarrow M_u^t = 22.95 \text{ KN.m}$



- Calcul des armatures :

Détermination des armatures a l'ELU						
	Valeur de μ	Type de Section	Valeur de β	Section D'armature A (cm ²)	Section choisie Armatures Longitudinales	Armatures de répartition
Sur appuis	0.0337 < μ_1 = 0.392	SSA	0.983	1.82cm ²	5HA12=5.65cm ² Esp =20cm	3HA10=2.35cm ² Esp = 35cm
En travée	0.095 < μ_1 = 0.392	SSA	0.950	5.34cm ²	5HA12=5.65cm ² Esp =20cm	3HA10=2.35cm ² Esp =35cm

Tableau III.24 : sections d'armatures

Avec :

- $\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$: $f_{bu} = 14.2 \text{ MPA}$
- $A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$; $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPA}$
- $A_r = \frac{A_l}{4}$

- Vérifications :

a. Condition de non fragilité :

$$A \geq A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ [Art A .4.2.1]}$$

$$\rightarrow A_{min} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

Sur appuis : $A=5.34\text{cm}^2 > A_{min} =1.57 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

En travée : $A=5.34 \text{ cm}^2 > A_{min} =1.57 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

b. Espacement des barres [Art.A.8.2,42] :**Armatures principales :**

$$\text{Esp}^{\min} = \{3h ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

❖ h désigne l'épaisseur totale de la dalle

- **Sur appuis** : Esp= 20 cm < 33cmcondition vérifiée
- **En travée** : Esp =20cm <33cmcondition vérifiée

Armatures de répartition :

$$\text{Esp}^{\min} = \{4h ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

❖ h désigne l'épaisseur totale de la dalle

- **Sur appuis** : Esp= 35 cm < 45cmcondition vérifiée
- **En travée** : Esp =35cm <45cmcondition vérifiée

c. vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \dots\dots\dots \text{Fissuration peu préjudiciable [Art.A5.1.1]}$$

Avec : $v_u = 31.77 \text{ KN}$

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPA} \right\} \text{ [Art.A5.1.211]}$$

$$\tau_u = \frac{28.22 \times 10^3}{10^3 \times 130} = 0.217 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5} ; 5 \text{MPA} \right\} = 3.33 \text{ MPA}$$

→ $\tau_u = 0.217 \text{ MPA} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPA}$ condition vérifiée

d. Contrainte d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum_1 u} \dots\dots\dots [\text{Art.A5.1.1}]$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} \dots\dots\dots [\text{Art.A5.1.1}]$$

Avec :

$$\sum_i u = n \times \pi \times \phi \quad \text{et} \quad \Psi_s = 1.5 \text{ pour les aciers HA}$$

$$\tau_{se} = \frac{28.22}{0.9 \times 0.13 \times (5 \times 3.14 \times 14)} = 1.10 \text{MPA}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPA}$$

$$\rightarrow \tau_{se} = 1.10 \text{MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{MPA} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

e. Ancrage des barres :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_{su}} [\text{Art.A6.1.221}] \text{ Avec : } \bar{\tau}_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} [\text{Art.A6.1.21}]$$

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times (0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 49.38 \text{cm}$$

f. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

$$\frac{2 \times V_u}{b \times a} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} [\text{Art.A5.1.313}]$$

$$V_u^{max} \leq V_u = \frac{0.4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b} \text{ Avec : } a = 0.9 \times d$$

$$V_u = \frac{0.4 \times 2.5 \times (0.9 \times 13) \times 100}{1.5} = 780 \text{KN}$$

$$V_u^{max} = 28.22 \text{KN}$$

$$\rightarrow V_u^{max} = 28.22 \text{KN} < V_u = 780 \text{KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

A.1.2. Calcul à l'ELS :

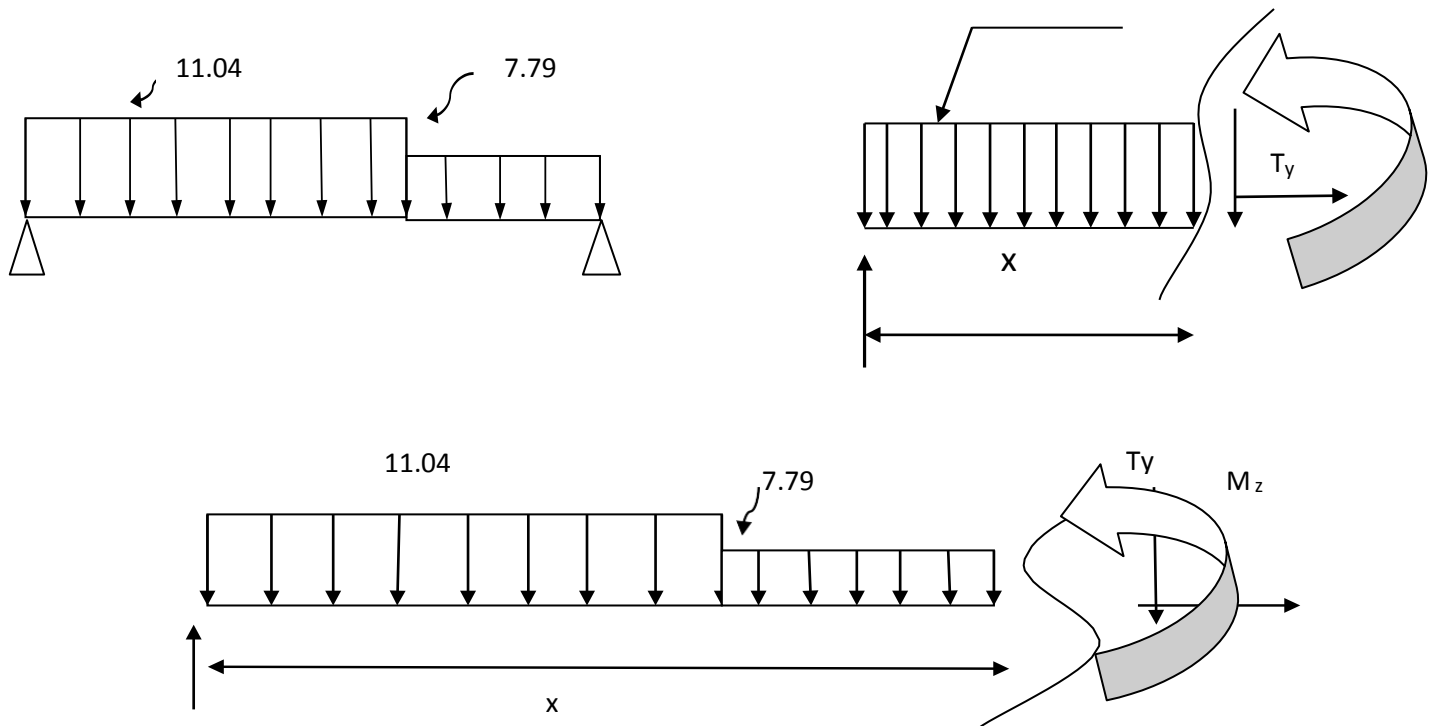


Figure III.36 : schémas statiques de calcul à l'ELS.

- Réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = (11.04 \times 2.40) + (7.79 \times 1.45)$$

$$R_A + R_B = 37.792 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \rightarrow R_A = \frac{11.04 \times \frac{2.45^2}{2} + 1.45 + \left(7.79 \times \left(\frac{1.45^2}{2}\right)\right)}{2.40 + 1.45} = 20.37 \text{ KN.m}$$

- $R_B = 17.42 \text{ KN.m}$
- $R_A = 20.37 \text{ KN.m}$

- Efforts internes :

	Effort tranchant			Moment fléchissant		
	Expression	X (m)	T _Y (KN)	Expression	X (m)	M _Z (m)
Tronçon	T _Y (x) = R _A - q _V (x)	X=0	20.37	M _Z (x)=20.37x5.52X ²	X=0	0.00
(1)		X=2.40	-6.126		X=2.40	17.09
Tronçon	T _Y (x)= 12.57 -7.79(x)	X=2.40	-6.126	M _Z (x)=-3.895x ²	X=2.40	17.09
(2)		X=3.85	-17.421	+12.57X+9.36	X=3.85	0
					X=1.61	M _Z ^{max} =19.50

Tableau III.23: efforts internes à l'ELS

L'abscisse x=1.61m est trouvée en résolvant l'équation T_Y = 0 , ce qui nous a permis de trouver le moment max.

Afin de tenir compte des semi- encastremets aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment max aux niveaux des appuis et en travées.

- Aux appuis : $M_s^a = -0.3 \times M_z^{max} \rightarrow \mathbf{M_s^a = -5.85KN.m}$
- En travée : $M_s^t = 0.85 \times M_z^{max} \rightarrow \mathbf{M_s^t = 16.57KN.m}$

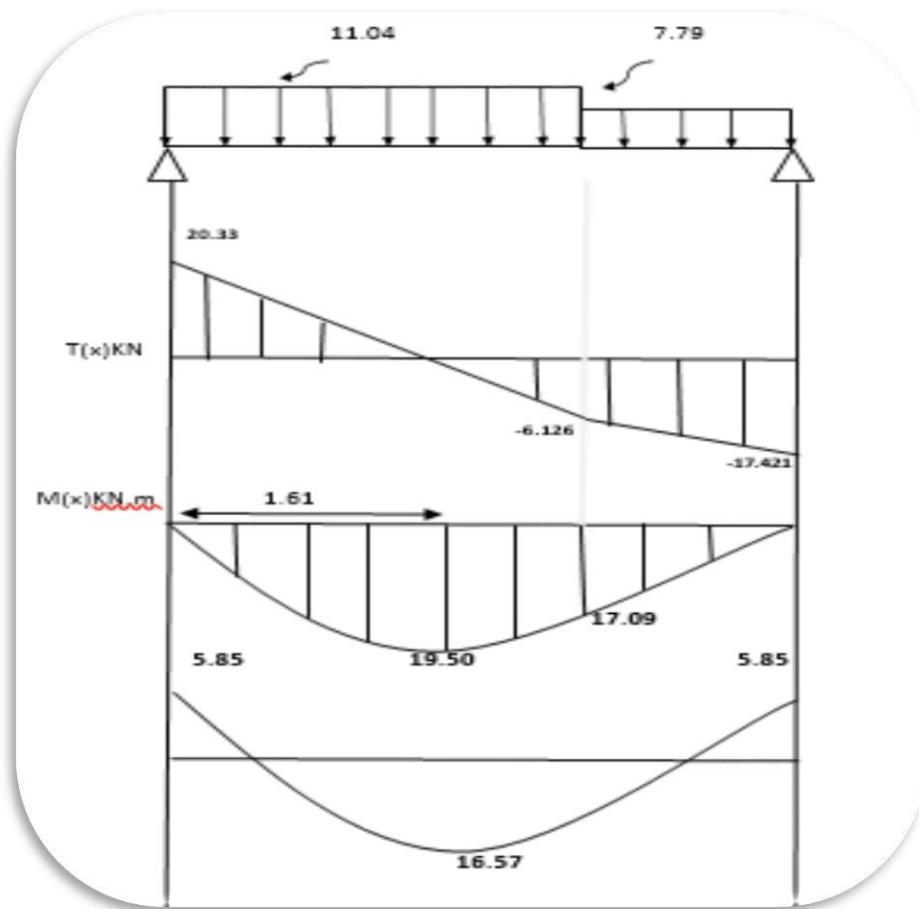


Figure III37: Diagramme des moments à l'ELS

• Vérifications :

a. Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec} \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad \dots\dots\dots [\text{Art.A6.1.21}]$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sachant que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \\ K_1 : \text{depend de } \rho_1 (\rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d}) \end{array} \right.$$

K_1 et β_1 sont tirés à partir du tableau :

	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} (MPA)	σ_{bc} (MPA)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Vérification
Sur appuis	0.410	0.902	36.02	93.42	2.593	15	Condition vérifiée
En travée	0.410	0.902	36.02	264.62	7.346	15	Condition vérifiée

Tableau III.26 : vérification de l'état limite de compression du béton

b. Calcul de la flèche :

$$F = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E_{vj} \times I_0} < \frac{L}{500}$$

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

$$B_0 = (100 \times 15) + (15 \times 5.34) = 1580.1 \text{ cm}^2$$

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

$$S_{/xx} = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 5.34 \times 13 = 12291.3 \text{ cm}^4$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{12291.3}{1580.1} = 7.778 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7.778 = 7.221 \text{ cm}$$

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \times \frac{B}{3} + 15 \times A \times (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \times \frac{100 \times 15}{3} + 15 \times 5.34 (7.221 - 3)^2 = 424937.061 \text{ cm}^4$$

$$F = \frac{5 \times 11.04 \times 2.40^4}{384 \times 10818.865 \times 10^3 \times 424937.061 \times 10^{-8}} = 0.00103 \text{ m}$$

$$\overline{F} = \frac{3.85}{500} = 0.0077 \text{ m}$$

$$F = 0.0010 \text{ m} < \overline{F} = 0.0086 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

B. Escaliers à deux volées différentes :**B.1. Sollicitations de calcul :**

Le calcul se fera en considérant une bande de 1m de projection horizontale, et une bande de 1m d'embranchement.

- Charges permanentes :

Palier	
Élément	G(KN/m ²)
Carrelage	0.4
Mortier de pose	0.4
Couche de sable	0.54
Poids du palier	5
Enduit plâtre	0.2
G_{palier}	6.54

VOLEE	
Élément	G (KN/m ²)
Carrelage	0.4
Mortier de pose	0.4
Couche de sable	0.54
Poids des paillasses	5.96
Enduit ciment	0.4
Poids des marches	2.25
Poids du garde du corps	0.2
G_{volée}	10.15

Tableau III.29 : charges permanentes du palier et de la volée

- Surcharge d'exploitation :

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

● **Combinaison des charges :**

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$

ELS : $q_s = G+Q$

G et Q sont ramenées au mètre linéaire en multipliant chacune d'elles par : 1m.

	Volée	Palier
ELU	$q_{uv} = 17.45 \text{ KN/ml}$	$q_{up} = 12.58 \text{ KN/ml}$
ELS	$q_{sv} = 12.65 \text{ KN/ml}$	$q_{qp} = 9.04 \text{ KN/ml}$

Tableau III.30 : combinaison de charges

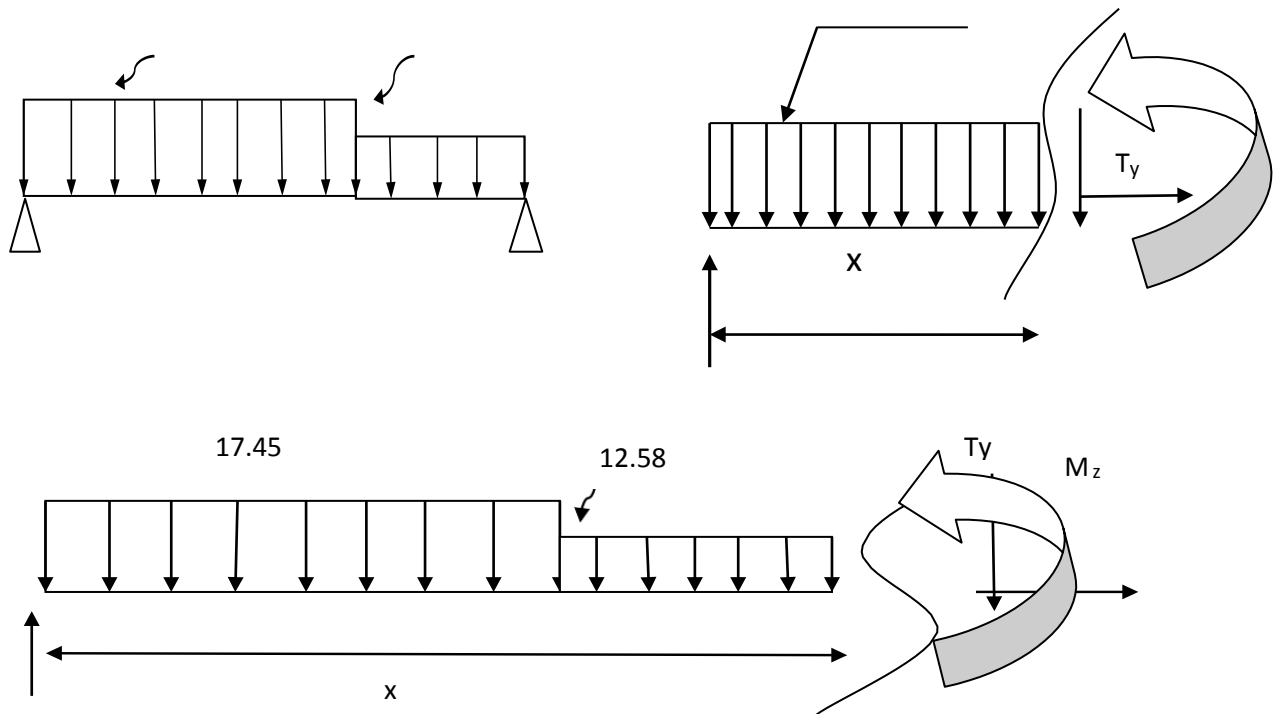


Figure III.38 : schémas statiques de calcul à l'ELU.

● Réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = (17.45 \times 3.60) + (12.58 \times 1.45)$$

$$R_A + R_B = 81.06 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow R_A = \frac{17.45 \times \frac{3.60^2}{2} + 1.45 \left(12.58 \times 1.45 \times \left(\frac{1.45}{2} \right) \right)}{3.6 + 1.45} = 43.047$$

➤ $R_A = 43.047 \text{ KN.m}$

➤ $R_B = 38.014 \text{ KN.m}$

● Efforts internes :

	Effort tranchant			Moment fléchissant		
	Expression	X (m)	T _Y (KN)	Expression	X (m)	M _Z (m)
Tronçon	$T_Y(x) = R_A - q_V(x)$	X=0	43.047	$M_Z(x) = 43.047X - 8.725X^2$	X=0	0.00
(1)		X=3.60	-19.773		X=3.60	41.893
Tronçon	$T_Y(x) = 25.515 - 12.58(x)$	X=3.60	-19.773	$M_Z(x) = -6.29x^2 + 25.515x + 29.558$	X=3.60	37.893
(2)		X=5.05	-38.014		X=5.05	0
					X=2.02	$M_Z^{max} = 55.432$

Tableau III.31 : efforts internes à l'ELU

L'abscisse x=2.02m est trouvée en résolvant l'équation $T_Y = 0$, ce qui nous a permis de trouver le moment max $M_Z \text{ max} = 55.432$.

Afin de tenir compte des semi-encastremets aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment max aux niveaux des appuis et en travées.

➤ Aux appuis : $M_u^a = -0.3 \times M_Z^{max} \rightarrow M_u^a = -16.63 \text{ KN.m}$

➤ En travée : $M_u^t = 0.85 \times M_Z^{max} \rightarrow M_u^t = 47.11 \text{ KN.m}$

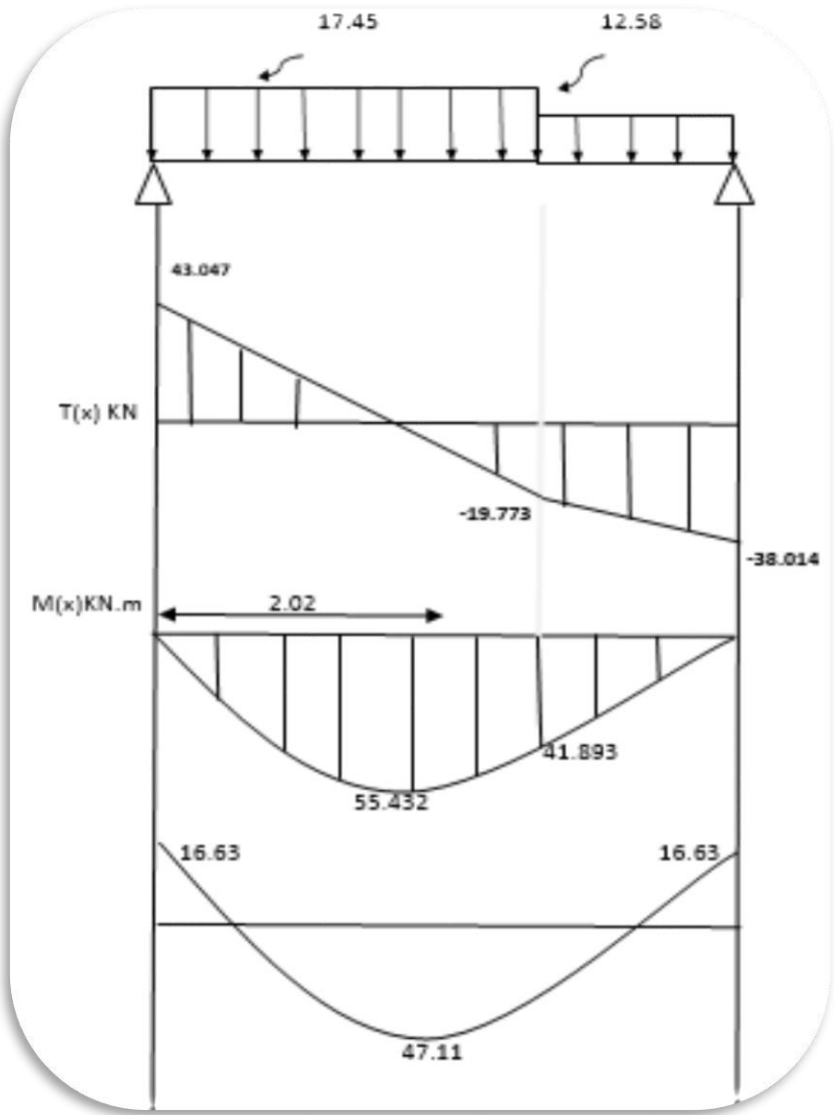


Figure III37: Diagramme des moments à l'ELS

- Calcul des armatures :

Détermination des armatures a l'ELU						
	Valeur de μ	Type de Section	Valeur de β	Section D'armature A (cm ²)	Section choisie Armatures Longitudinales	Armatures de répartition
Sur appuis	0.036 < μ_1 = 0.392	SSA	0.982	2.70cm ²	4HA16=8.04cm ² Esp =25cm	3HA10=2.35cm ² Esp = 35cm
En travée	0.102 < μ_1 = 0.392	SSA	0.946	7.95 cm ²	4HA16=8.04cm ² Esp =25cm	3HA10=3.14cm ² Esp =35cm

Tableau III.32 : section d'armatures

Avec :

➤ $\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$: $f_{bu} = 14.2 \text{ MPA}$

➤ $A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$; $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPA}$

➤ $A_r = \frac{A_l}{4}$

- Vérifications :

a. Condition de non fragilité :

$A \geq A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$ [Art A .4.2.1]

→ $A_{min} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$

Sur appuis : $A=8.04\text{cm}^2 > A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

En travée : $A=8.04 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

b. Espacement des barres [Art.A.8.2,42] :

Armatures principales :

$Esp^{min} = \{3h ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$

➤ Sur appuis : $Esp = 25 \text{ cm} < 33\text{cm}$ condition vérifiée

➤ En travée : $Esp = 25\text{cm} < 33\text{cm}$ condition vérifiée

Armatures de répartition :

$$\text{Esp}^{\min} = \{4h ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

- **Sur appuis :** Esp = 35 cm < 45cmcondition vérifiée
- **En travée :** Esp = 35cm < 45cmcondition vérifiée

c. vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \dots\dots\dots \text{Fissuration peu préjudiciable [Art.A5.1.1]}$$

Avec : $v_u = 43.047 \text{ KN}$

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPA} \right\} \text{ [Art.A5.1.211]}$$

$$\tau_u = \frac{43.047 \times 10^3}{10^3 \times 180} = 0.24 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5} ; 5 \text{MPA} \right\} = 3.33 \text{ MPA}$$

→ $\tau_u = 0.24 \text{ MPA} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPA}$ condition vérifiée

d. Contrainte d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum_1 u} \dots\dots\dots \text{ [Art.A5.1.1]}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} \dots\dots\dots \text{ [Art.A5.1.1]}$$

Avec :

$$\sum_i u = n \times \pi \times \phi \quad \text{et} \quad \Psi_s = 1.5 \text{ pour les aciers HA}$$

$$\tau_{se} = \frac{43.047}{0.9 \times 0.18 \times (4 \times 3.14 \times 16)} = 1.32 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPA}$$

→ $\tau_{se} = 1.32 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPA}$ condition vérifiée

e. Ancrage des barres :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_{su}} \quad [\text{Art.A6.1.221}] \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} \quad [\text{Art.A6.1.21}]$$

$$L_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times (0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 56.43 \text{ cm}$$

f. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

$$\frac{2 \times V_u}{b \times a} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad [\text{Art.A5.1.313}]$$

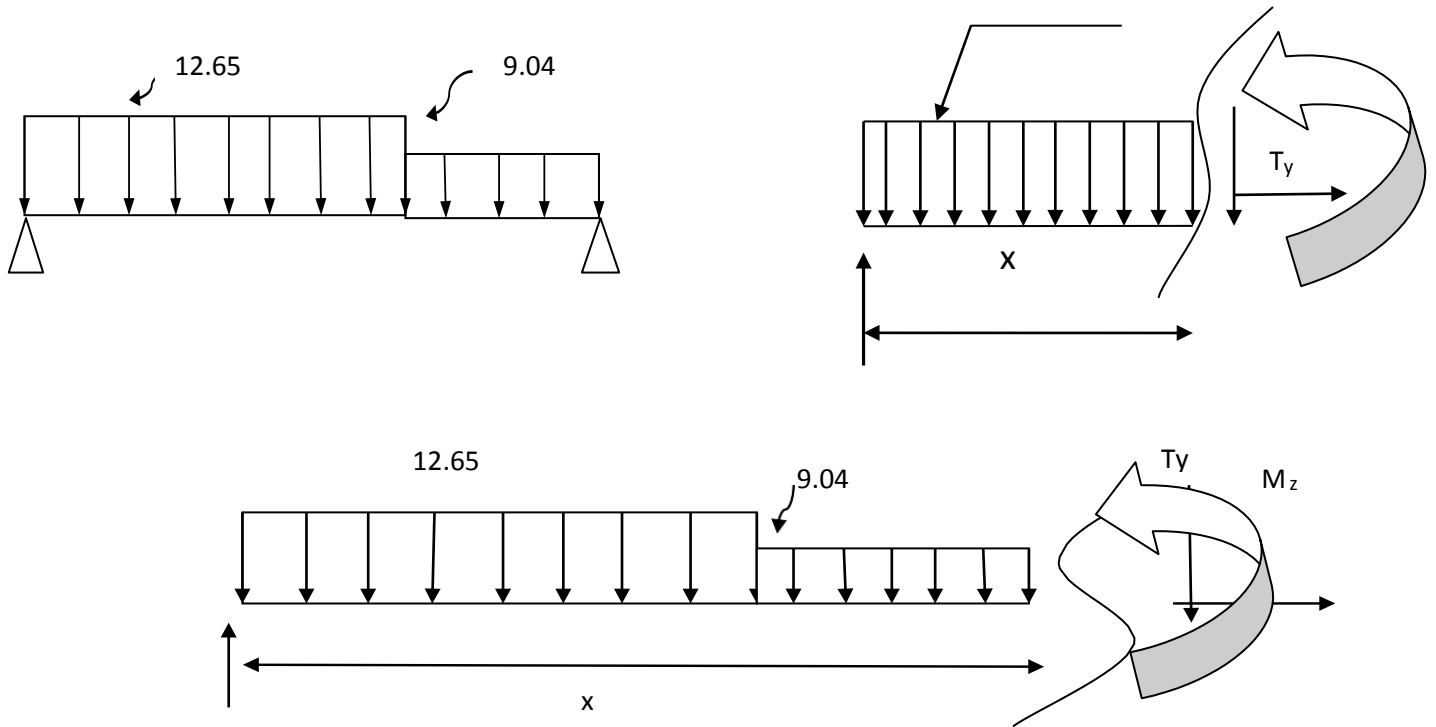
$$V_u^{max} \leq V_u = \frac{0.4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b} \quad \text{Avec : } a = 0.9 \times d$$

$$V_u = \frac{0.4 \times 2.5 \times (0.9 \times 18) \times 100}{1.5} = 1080 \text{ KN}$$

$$V_u^{max} = 43.047 \text{ KN}$$

→ $V_u^{max} = 43.047 \text{ KN} < V_u = 1080 \text{ KN}$ condition vérifiée

B.1.2. Calcul à l'ELS :



- Réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = (12.65 \times 3.60) + (9.04 \times 1.45)$$

$$R_A + R_B = 58.648 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \rightarrow R_A = \frac{12.65 \times \frac{3.60^2}{2} + 1.45 + \left(9.04 \times \left(\frac{1.45^2}{2}\right)\right)}{3.60 + 1.45} = 31.19 \text{ KN.m}$$

- $R_B = 31.19 \text{ KN.m}$
- $R_A = 27.458 \text{ KN.m}$

- Efforts internes :

	Effort tranchant			Moment fléchissant		
	Expression	X (m)	T _Y (KN)	Expression	X (m)	M _Z (m)
Tronçon	$T_Y(x) = R_A - q_V(x)$	X=0	31.19	$M_Z(x)=31.19x-6.325X^2$	X=0	0.00
(1)		X=3.60	-14.35		X=3.60	30.312
Tronçon (2)	$T_Y(x)= 18.194 -9.04(x)$	X=3.60	-14.35	$M_Z(x)=-4.52x^2 +18.194X+23.393$	X=3.60	17.09
		X=5.05	-27.458		X=5.05	0
					X=2.00	$M_Z^{max} =41.701$

Tableau III.23: efforts internes à l'ELS

L'abscisse $x=2.00m$ est trouvée en résolvant l'équation $T_Y = 0$, ce qui nous a permis de trouver le moment max.

Afin de tenir compte des semi-encastremets aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment max aux niveaux des appuis et en travées.

- Aux appuis : $M_s^a = -0.3 \times M_Z^{max} \rightarrow \mathbf{M_s^a = -12.51KN.m}$
- En travée : $M_s^t = 0.85 \times M_Z^{max} \rightarrow \mathbf{M_s^t = 35.44KN.m}$

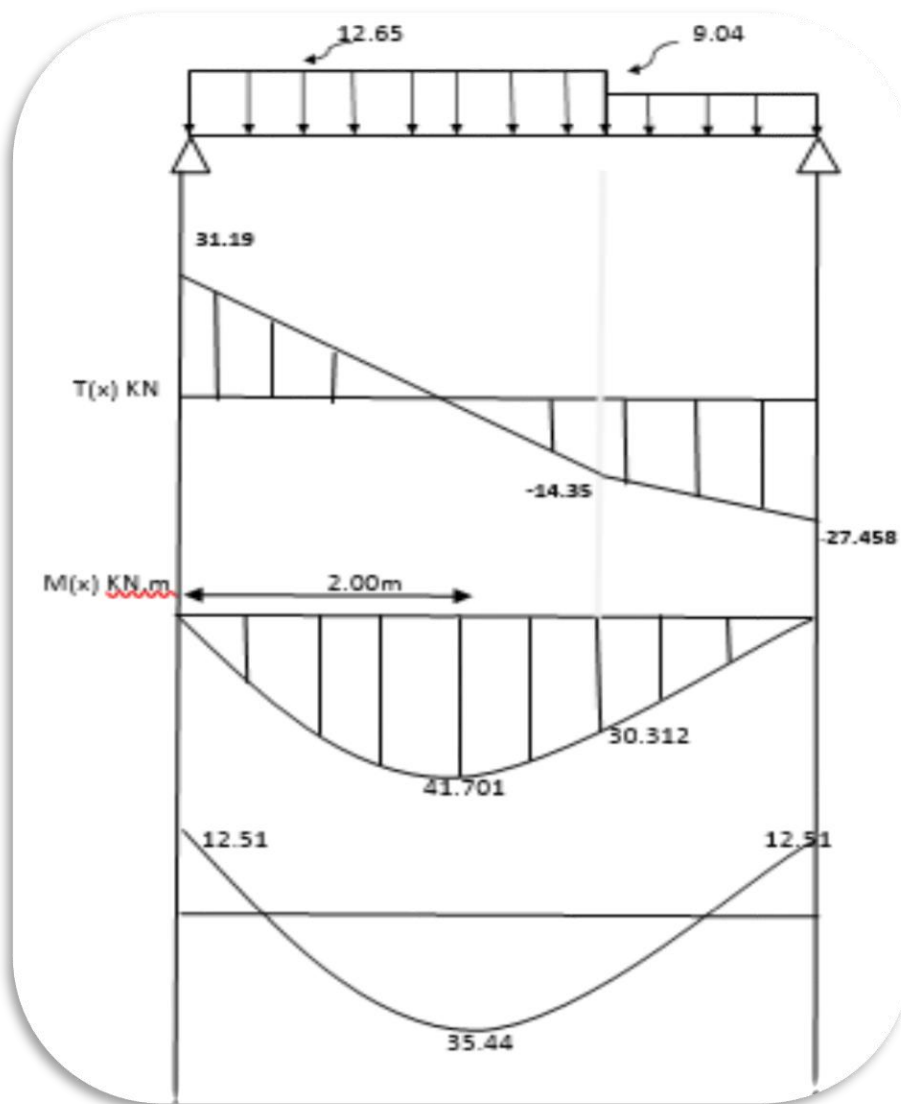


Figure III37: Diagramme des moments à l'ELS

• Vérifications :

c. Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec} \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} \quad \dots\dots\dots[\text{ Art.A6.1.21}]$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sachant que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \\ K_1 : \text{depend de } \rho_1 (\rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d}) \end{array} \right.$$

K_1 et β_1 sont tirés à partir du tableau :

	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} (MPA)	σ_{bc} (MPA)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Vérification
Sur appuis	0.446	0.898	34.02	96.26	2.830	15	Condition vérifiée
En travée	0.410	0.898	34.02	272.702	8.015	15	Condition vérifiée

Tableau III.26 : vérification de l'état limite de compression du béton

d. Calcul de la flèche :

$$F = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E_{vj} \times I_0} < \frac{L}{500}$$

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

$$B_0 = (100 \times 20) + (15 \times 8.04) = 2120.6 \text{ cm}^2$$

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

$$S_{/xx} = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 8.04 \times 18 = 22170.8 \text{ cm}^4$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{22170.8}{2120.6} = 10.45 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.45 = 9.545 \text{ cm}$$

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \times \frac{B}{3} + 15 \times A \times (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \times \frac{100 \times 20}{3} + 15 \times 8.04 (9.545 - 3)^2 = 1345686.587 \text{ cm}^4$$

$$F = \frac{5 \times 12.65 \times 3.60^4}{384 \times 10818.865 \times 10^3 \times 1345686.587 \times 10^{-8}} = 0.00019 \text{ m}$$

$$\bar{F} = \frac{5.05}{500} = 0.0101 \text{ m}$$

$$F = 0.00019 \text{ m} < \bar{F} = 0.0101 \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

III.5. Calcul de la poutre palière :

III.5.1. Dimensionnement :

	Formule	Application numérique	Valeur prise (cm)
Hauteur de la poutre	$\frac{L_{max}}{15} \leq h_{pal} \leq \frac{L_{max}}{10}$	$\frac{415}{15} = 27.67 \leq h_{pal} \leq \frac{415}{10} = 41.5$	35
Largeur de la poutre	$0.4h_{pal} \leq b_{pal} \leq 0.7h_{pal}$	$0.4(35) = 14 \leq b_{pal} \leq 0.7(35) = 24.5$	30

Tableau III.35 : dimensions de la poutre palière

Avec :

L_{max} : portée maximale entre nus d'appuis, dans notre cas $L = 440 - 25 = 415$ cm

h_{pal} : hauteur de la poutre palière.

b_{pal} : largeur de la poutre palière.

- **Vérification des conditions du RPA :**

- | | |
|---|---|
| <ul style="list-style-type: none"> ➤ $b \geq 20\text{cm} \Rightarrow b = 30\text{ cm.}$ ➤ $h \geq 30\text{cm} \Rightarrow h = 35\text{ cm.}$ ➤ $\frac{b}{h} \leq 4 \rightarrow \frac{35}{30} = 1.16 \leq 4$ | } Toutes les conditions du RPA sont vérifiées |
|---|---|

Les dimensions adoptées pour la poutre palière sont : $(b \times h) = (30 \times 35)$ cm²

III.5.2. Détermination des charges et surcharges :

	Poutre palière étage courant	Poutre palière RDC
Poids propre de la poutre	$G = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.625$ KN/ml	
Réaction au niveau de l'appui a l'ELU	$T_u = 28.215$	$T_u = 43.047$
Réaction au niveau de l'appui a l'ELS	$T_s = 20.37$	$T_s = 31.19$

Tableau III.36 : charges et surcharges de la poutre palière

III.5.2. Combinaison de charges :

	Etage courant	RDC
ELU : $q_u = 1.35G + T_u$	$q_{u1} = 31.758$	$q_{u2} = 46.590$
ELS : $G + T_s$	$q_{s1} = 22.995$	$q_{s1} = 33.815$

Tableau III.37 : combinaisons de charges

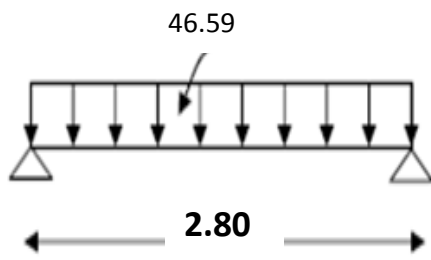


Figure III.44 : schéma statique de RDC à l'ELU

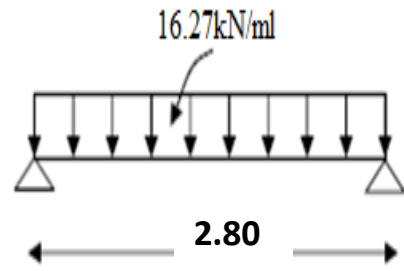
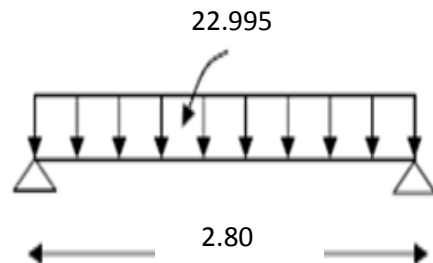
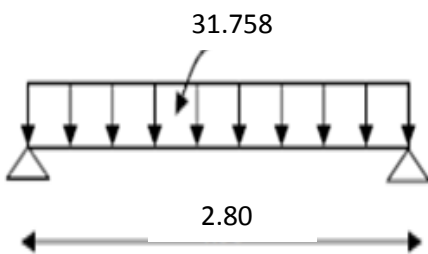


Figure III.45 : schéma statique de RDC à l'ELS

		ELU			ELS				
		Formule	Valeur	Semi encastrée	Formule	Valeur	Semi encastré		
RDC	Moment fléchissant M (KN.m)	$\frac{q_{u1}L^2}{8}$	45.658	Sur appuis	-13.697	$\frac{q_{s1}L^2}{8}$	33.138	Sur appuis	-9.941
				En travée	38.809			En travée	-28.167
RDC	Effort tranchant	$\frac{q_{u1}L}{2}$	65.226	-----	$\frac{q_{s1}L}{2}$	47.341	-----		



		ELU				ELS			
		Formule	Valeur	Semi encastrée		Formule	Valeur	Semi encastré	
Etage courant	Moment fléchissant M (KN.m)	$\frac{q_{u1}L^2}{8}$	31.122	Sur appuis	-9.336	$\frac{q_{s1}L^2}{8}$	22.535	Sur appuis	-6.76
				En travée	26.453			En travée	19.154
	Effort tranchant	$\frac{q_{u1}L}{2}$	44.461	-----		$\frac{q_{s1}L}{2}$	32.193	-----	

Tableau III.38 : efforts internes à l'ELU et à l'ELS

III.5.4. Calcul des armatures :

Armature longitudinale			
		Section trouvée	Section adoptée
Etage courant	Sur appuis	0.821 cm ²	3HA12= 3.39cm ²
	En travée	2.37 cm ²	3HA12=3.39cm ²
RDC	Sur appuis	1.21 cm ²	3HA14=4.62cm ²
	En travée	3.53cm ²	3HA14=4.62cm ²

Tableau III.39 : Armatures longitudinales

Armature transversal				
	Formule	Ø ₁ (mm ²)	Ø ₁ (mm)	Section adoptée
Etage courant	Ø _t ≤ min ($\frac{h}{35}$; Ø _I ; $\frac{b}{10}$)	12	Φ _t ≤ 10 Φ _t = 10	HA10
RDC	Ø _t ≤ min ($\frac{h}{35}$; Ø _I ; $\frac{b}{10}$)	14	Φ _t ≤ 10 Φ _t = 10	HA10

Tableau III.40 : Armatures transversales

Avec :

\emptyset_t : Diamètre minimal donné par le BAEL, [Art ;A.7.2,2]

\emptyset_I : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

III.5.5. Vérifications :

III.5.5.1. ELU :

a. Condition de non fragilité :

$$A \geq A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} , \text{ [Art ;A.4.2,1]}$$

- Etage courant

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 1.195 \text{ cm}^2$$

Sur appuis : $A = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{Min} = 1.195 \text{ cm}^2$ CV

En travée : $A = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{Min} = 1.195 \text{ cm}^2$ CV

- RDC :

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 1.195$$

Sur appuis : $A = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{Min} = 1.195 \text{ cm}^2$ CV

En travée : $A = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{Min} = 1.195 \text{ cm}^2$ CV

b. Espacement des barres [Art 7.5.2.2] RPA 99 mod 2003 :

- Etage courant :

1. Dans la zone nodale :

$$S_t < \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset_t; 30 \text{ cm}\right) = \min(8.75; 12; 30 \text{ cm}) = 8.75 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 9 \text{ cm}$

2. En dehors de la zone nodale :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$$

- RDC :

1. Dans la zone nodale :

$$S_t < \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset_t; 30 \text{ cm}\right) = \min(8.75; 12; 30 \text{ cm}) = 8.75 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 9\text{cm}$

2. En dehors de la zone nodale :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5\text{cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$$

c. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \dots\dots\dots \text{fissuration peu préjudiciable [artA.5.1 ,1]}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\} \dots\dots\dots [\text{Art ;5.1,211}]$$

- Etage courant

$$V_u = 44.461$$

$$\tau_u = \frac{44.461 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.45 \leq \bar{\tau} = 3.33$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5\text{MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\rightarrow \tau_u = 0.45 \text{ MPA} < \bar{\tau} = 3.33\text{MPA} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- RDC :

$$V_u = 65.226$$

$$\tau_u = \frac{65.226 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.65 \leq \bar{\tau} = 3.33$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5\text{MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\rightarrow \tau_u = 0.65 \text{ MPA} < \bar{\tau} = 3.33\text{MPA} \dots\dots\dots \text{CV}$$

c. Contrainte d'adhérence :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum_1 U} \dots\dots\dots [\text{Art ;A.6.1,3}] \\ \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} \dots\dots\dots [\text{Art ;A.6.1,3}] \end{array} \right.$$

$$\rightarrow \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\rightarrow \sum_i U = n \times \pi \times \phi \text{ et } \Psi_s = 1.5 \text{ pour les aciers HA}$$

- Etage courant :

$$\tau_{se} = \frac{44.461}{0.9 \times 0.33 \times (3 \times 3.14 \times 12)} = 1.324 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPA}$$

$$\rightarrow \tau_{se} = 1.324 \text{MPa} \leq \overline{\tau}_{se} = 3.15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- RDC

$$\tau_{se} = \frac{65.226}{0.9 \times 0.33 \times (3 \times 3.14 \times 14)} = 1.665 \text{MPa}$$

$$\overline{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa}$$

$$\rightarrow \tau_{se} = 1.665 \text{MPa} \leq \overline{\tau}_{se} = 3.15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

d. Ancrage des barres :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \overline{\tau}_{su}} \dots\dots\dots [\text{Art ; A.6.1,221}]$$

$$\text{Avec : } \overline{\tau}_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} \dots\dots\dots [\text{Art ; A.6.1,21}]$$

- Etage courant :

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times (0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 42.33 \text{cm}$$

- RDC :

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times (0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 49.38 \text{cm}$$

f. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

$$\frac{2 \times V_u}{b \times a} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u^{max} \leq V_u = \frac{0.4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b} \quad \text{avec } a = 0.9 \times d$$

- Etage courant :

$$V_u = \frac{0.4 \times 2.5 \times (0.9 \times 33) \times 30}{1.5} = 594 \text{KN}$$

$$V_u^{max} = 44.491 \text{KN}$$

$$V_u^{max} = 44.461 \text{KN} \leq V_u = 594 \text{KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- RDC :

$$V_u = \frac{0.4 \times 2.5 \times (0.9 \times 33) \times 30}{1.5} = 594 \text{KN}$$

$$V_u^{max} = 65.226 \text{KN}$$

$$V_u^{max} = 65.226 \text{KN} \leq V_u = 594 \text{KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

III.5.5.2. ELS:

a. Contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

		σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Etage courant	Sur appuis	66.476	1.661	15	Condition vérifiée
	En travée	188.357	4.708	15	Condition vérifiée
RDC	Sur appuis	72.691	2.167	15	Condition vérifiée
	En travée	205.96	6.137	15	Condition vérifiée

Tableau III.41 : vérification de l'état de compression dans le béton

b. Etat limite de déformation (Art B.6.5, 1 /BAEL 91) :

On peut admettre qu'il n'est pas indispensable de procéder au calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

• Etage courant :

- $\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \rightarrow \frac{h}{L} = \frac{35}{280} = 0.125 > \frac{1}{16} = 0.063 \dots\dots\dots cv$
- $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3.39}{30 \times 33} = 4.8 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{f_e} = 10.5 \times 10^{-3} \dots\dots\dots CV$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{h}{L} = \frac{35}{280} = 0.125 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{19.154}{10 \times 22.535} = 0.085 \dots\dots\dots CV$

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

• RDC :

- $\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \rightarrow \frac{h}{L} = \frac{35}{280} = 0.125 > \frac{1}{16} = 0.063 \dots\dots\dots CV$
- $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{A_s}{b \times d} = \frac{4.62}{30 \times 33} = 4.66 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{f_e} = 10.5 \times 10^{-3} \dots\dots\dots CV$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{h}{L} = \frac{35}{2880} = 0.125 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{28.167}{10 \times 33.138} = 0.085 \dots\dots\dots CV$

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

III.1 Calcul de la charpente :

Notre bâtiment comporte une charpente en bois caractérisée par deux versants inclinés identiques de $\alpha = 23^\circ$, chacun d'eux supporte une couverture en tuile repose de part et d'autre sur des murs pignons.

- **Les différents éléments de la charpente :**

- Tuiles
- Liteaux
- Chevrons
- Pannes
- Murs pignons

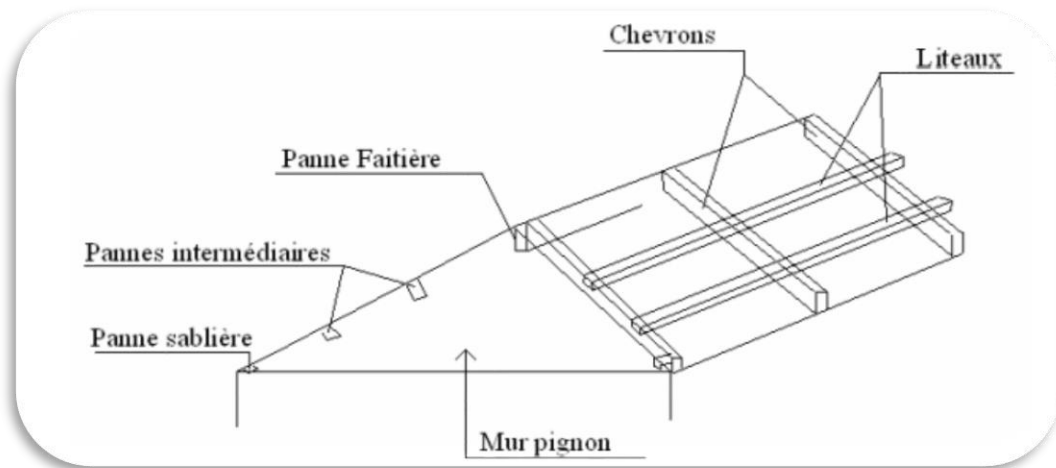


Figure I.1 : les composants d'une charpente en bois

- Nous intéresserons à déterminer les efforts revenant à chaque éléments (panne, chevrons, liteaux) et la vérification de leur résistance aux différentes sollicitations.

III.2 Détermination des charges :

a. Charge permanente :

Élément	Poids KN/m ²
Tuiles mécaniques à emboîtement (liteaux compris)	0,4
Chevrons, Pannes	0,8
Charge permanente totale	1,2

Tableau I.1: Charge permanente

b. Charge d'exploitation :

$$\underline{Q = 1\text{KN/m}^2}$$

c. Combinaison des charges : A l'ELS :

- **Les pannes** : $q_{sp} = G_t + Q = 1.2 + 1 = 2.2 \text{ KN/m}^2$
- **Les chevrons** : $q_{sc} = G_{c+tuiles} + Q = 1.2 + 1 = 1.8 \text{ KN/m}^2$
- **Les liteaux** : $q_{sl} = G_{l+tuiles} + Q = 0.4 + 1 = 1.4 \text{ KN/m}^2$.

III.3 Détermination des efforts revenant aux différents éléments sous G+Q l'ELS :**d. Effort revenant à la panne :**

On prend : $e_p = 1\text{m}$.

La portée de la panne $L_p = 4.38 \text{ m}$.

$$q_p = q_{sp} \times e_p = 2.2 \times 1 = 2.2 \text{ KN/ml}$$

B. Effort revenant aux chevrons :

Espacement des chevrons : $0.2\text{m} \leq e_c \leq 0.6\text{m}$

On prend : $e_c = 0.5\text{m}$. La portée des chevrons $L_c = 1 \text{ m}$.

$$q_c = q_{sc} \times e_p = 1.8 \times 0.5 = 0.9 \text{ KN/ml}$$

C. Effort revenant aux liteaux :

Espacement des liteaux est pris égal à $e=0.3 \text{ m}$

La portée des liteaux est $L_l = 0.50 \text{ m}$

$$q_l = q_{sl} \times e_l = 1.4 \times 0.3 = 0.42 \text{ KN/ml}$$

• **Détermination des sections :**

a. **Calcul des pannes :**

La panne est considérée comme une poutre simplement appuyée sur ces deux extrémités, elle travaille en flexion simple sous la charge q_p .

Avec : $\alpha = 23^\circ$

Suivant l'axe (x,x) : $q_x = q_p \times \sin\alpha = 2.2 \times \sin 23 = 0.86 \text{ KN/ml}$

Suivant l'axe (y,y) : $q_y = q_p \times \cos\alpha = 2.2 \times \cos 23 = 2.03 \text{ KN/ml}$

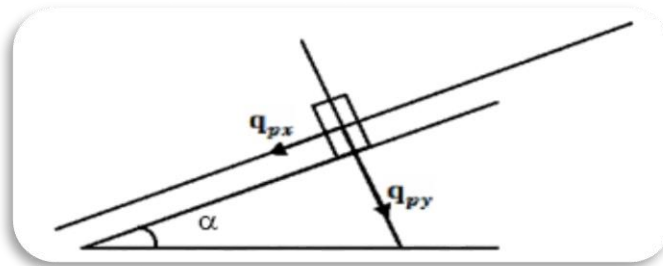


Figure III.2 : Schéma statique de la panne.

III.4 Vérification de la contrainte admissible du bois :

Le bois utilisé est le bois sapin de catégorie I de contrainte admissible $\bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$

$$\sigma_f = \sigma_{fx} + \sigma_{fy} \leq \bar{\sigma}_f \quad \longleftrightarrow \quad \sigma_f = \frac{M_{fx}}{\frac{I_{xx'}}{V}} + \frac{M_{fy}}{\frac{I_{yy'}}{V}} \leq \bar{\sigma}_f$$

Calcul des moments de flexion :

Suivant l'axe (x,x) : $M_{fx} = \frac{q_x \cdot l_p^2}{8} = \frac{0.86 \cdot 4.38^2}{8} = 2.06 \text{ KN.m}$

Suivant l'axe (y,y) : $M_{fy} = \frac{q_y \cdot l_p^2}{8} = \frac{2.03 \cdot 4.38^2}{8} = 4.86 \text{ KN.m}$

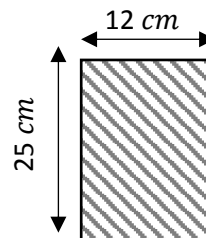
• **Choix de la section des pannes :**

Soit une section de $(12 * 25) \text{ cm}^2$

Module de résistance :

$$\frac{I_{xx'}}{V} = \frac{bh^2}{6} = \frac{12 \cdot 25^2}{6} = 1250 \text{ cm}^3$$

$$\frac{I_{yy'}}{V} = \frac{bh^2}{6} = \frac{25 \cdot 12^2}{6} = 600 \text{ cm}^3$$



• **Vérification :**

$$\sigma = \frac{M_{fxx}}{W_{xx}} + \frac{M_{fyy}}{W_{yy}} \leq \bar{\sigma}$$

$$\sigma = \frac{2.06.10^4}{1250} + \frac{4.86.10^4}{600} = 97.49 \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$$

Vérification de la flèche :

$$f = \frac{5}{48} \frac{\sigma l^2}{E_f \frac{h}{2}} \leq \frac{l}{300}$$

Avec :

f : La flèche réelle

\bar{f} : la flèche admissible [Règles C.B.71 /ART 4,962]

l : La portée de la panne

E_f : Module conventionnelle de déformation des bois massifs

$$E_f = 11000 \sqrt[3]{\bar{\sigma}_f} \quad [\text{Règles C.B.71 /ART 4,011}]$$

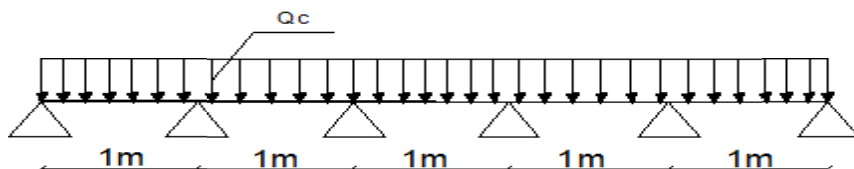
$$E_f = 11000 \sqrt[3]{142} = 131080.128 \text{ daN/cm}^2$$

$$f = \frac{5 \cdot 97.49 \cdot 4.38 \cdot 4.38}{48 \cdot 131080.128 \cdot \frac{25}{2}} = 1.18 \leq 1.46 \dots \dots \dots \text{cv}$$

La section (12x25) cm² est adéquate

b. Calcul des chevrons :

D'après le **CB71** le calcul se fait en flexion sous la charge répartie q_c pour une poutre continue sur plusieurs appuis.



○ La valeur des moments aux appuis : $\frac{4}{5} M_0$

○ La valeur des moments en travées : $\frac{2}{3} M_0$

Avec : M_0 moment statique : $M_0 = \frac{q l^2}{8}$

- Vérification de la contrainte admissible du bois :

On doit vérifier :

$$\frac{M_f}{I} \leq \overline{\sigma}_f$$

Calcul des moments de flexion :

Le moment isostatique : $M_0 = \frac{q_c \times l}{8} = \frac{0.9 \times 1^2}{8} = \mathbf{0.1125 \text{ KN.m}}$

- Aux appuis : $M_a = \frac{4}{5} M_0 = \frac{4}{5} \times 0.1125 = \mathbf{0.09 \text{ KN.m}}$
- En travée : $M_t = \frac{2}{3} M_0 = \frac{2}{3} \times 0.1125 = \mathbf{0.075 \text{ KN.m}}$

Essaie : pour un chevron de section (5x8)

Module de résistance :

$$W_{xx} = \frac{I_{xx}}{1/V} = \frac{bh^2}{6} = \frac{5 \times 8^2}{6} = 53.33 \text{ KN.m}$$

Vérification :

- Aux appuis : $\sigma = \frac{M_a}{W_{xx}} = \frac{0.09 \times 10^4}{53.33} = 16.87 \leq 142 \text{ daN/cm}^2$
- En travée : $\sigma = \frac{M_t}{1/V} = \frac{0.075 \times 10^4}{53.33} = 14.06 \leq 142 \text{ daN/cm}^2$

Vérification de la flèche :

$$f = \frac{5}{48} \frac{\sigma \times L_c^2}{E \times \frac{h}{2}} \frac{l_c}{200}$$

- Aux appuis : $f = \frac{5}{48} \frac{\sigma \times L_c^2}{E \times \frac{h}{2}} = \frac{5}{48} \frac{16.87 \times 100^2}{131080.128 \times \frac{8}{2}} = 0.0335 < \frac{100}{200} = 0.500$
- En travée : $f = \frac{5}{48} \frac{\sigma \times L_c^2}{E \times \frac{h}{2}} = \frac{5}{48} \frac{14.06 \times 100^2}{131080.128 \times \frac{8}{2}} = 0.0279 < \frac{100}{200} = 0.500$

Calcul des linteaux :

Le dimensionnement et l'étude des linteaux se fait de la même manière que la panne.

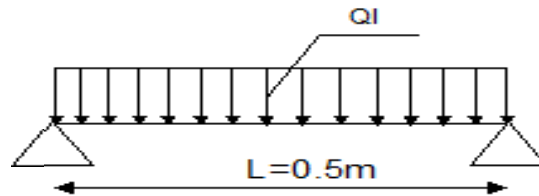


Figure III.3: chargement des linteaux

Avec : $\alpha = 23^\circ$

Suivant l'axe (x,x) : $q_l = q_p \times \sin\alpha = 0.42 \times \sin 23 = 0.164 \text{ KN/ml}$

Suivant l'axe (y,y) : $q_l = q_p \times \cos\alpha = 0.42 \times \cos 23 = 0.386 \text{ KN/ml}$

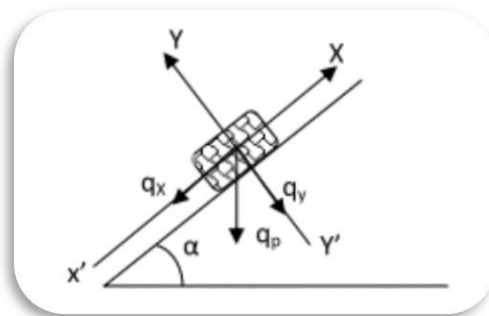


Figure III.4 : schéma statique de linteau

On doit vérifier :

$$\sigma = \frac{M_{fx}}{W_{xx}} + \frac{M_{fy}}{W_{yy}} \leq \bar{\sigma} = 142 \text{ daN/cm}^2$$

Calcul les moments de flexion :

$$M_{fx} = \frac{q_x \cdot l^2}{8}$$

$$M_{fy} = \frac{q_y \cdot l^2}{8}$$

	M_{fx}	M_{fy}
A	$5.125 \cdot 10^{-3}$	$1.210 \cdot 10^{-3}$

Essaie : pour une panne de section (3x4) cm²

$$W_{xx} = \frac{I_{xx}}{1/V} = \frac{bh^2}{6} = \frac{3 \cdot 4^2}{6} = 8 \text{ cm}^3$$

$$W_{yy} = \frac{I_{yy}}{1/V} = \frac{hb^2}{6} = \frac{4 \cdot 3^2}{6} = 6 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = \frac{M_{fx}}{W_{xx}} + \frac{M_{fy}}{W_{yy}} = \frac{50.125}{8} + \frac{121}{6} = 26.50 \text{ daN/cm}^2 \leq \bar{\sigma} = 142 \text{ daN/cm}^2 \dots\dots\dots\text{CV}$$

• **Vérification de la flèche : (litez)**

$$f_{lit} = \frac{5 \times 26.50 \times 50^2}{48 \times 13180.128 \times \frac{4}{2}} = \frac{331.25}{1265292} = 2.617 \times 10^{-4}$$

$$f < \frac{50}{200} = 0.05 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

• **Assemblage de la charpente :**

Nous avons opté pour un assemblage cloué utilisé en pratique et dans les assemblages des charpentes traditionnelles, les assemblages cloués sont utilisés dans les ouvrages importants, comportant des charges considérables.

Le diamètre des clous sont en fonction de l'épaisseur minimale des éléments utilisés pour un bois durs et secs d'après **[Règles C.B.71 /ART 4,62.123]**

$$d \leq \frac{e}{9} ; \text{ Pour } e \leq 30 \text{ mm}$$

$$d \leq \frac{e}{11} ; \text{ Pour } e > 30 \text{ mm}$$

Avec :

e : L'épaisseur du bois le plus mince à assembler (litageux).

d : Le diamètre des clous.

Dans notre cas :

$$e = 40 \text{ mm} > 30 \text{ mm} \quad \text{Donc : } d \leq \frac{e}{11} = \frac{40}{11} = 3.6 \text{ mm} = 0.36 \text{ cm}$$

L'évacuation des eaux pluviales sera assurée par des gouttières qui seront prévues sur les deux rives du bâtiment.

Introduction :

Ce chapitre se portera sur l'étude des éléments secondaires (la charpente, les escaliers, Les balcons et les planchers, qui ne font pas partie du système de contreventement). L'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications. Le calcul se fera conformément aux règles **BAEL 91 (modifié 99) et le RPA**.

III.1. Calcul des planchers :

Notre structure comporte des planchers en corps creux Comme nous l'avons déjà Indiqué au chapitre I, dont les poutrelles(Nervures) sont préfabriquées disposées Transversalement suivant (yy), avec un remplissage en corps creux (hourdis) et une dalle de Compression en béton.

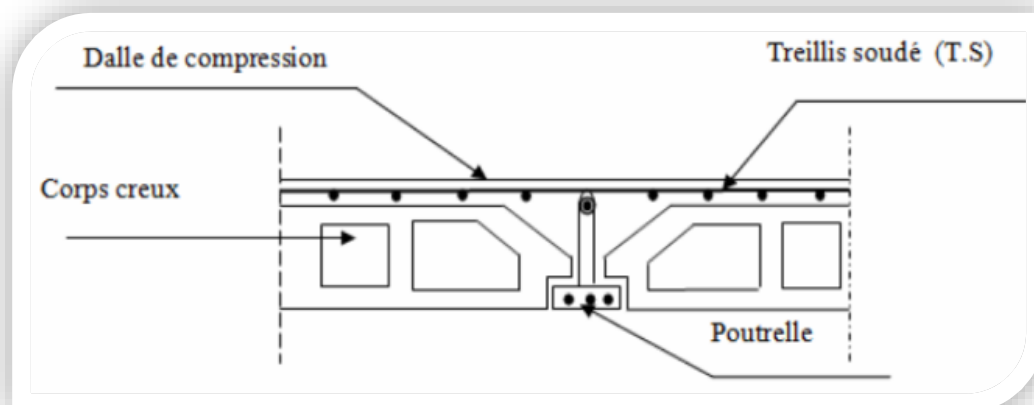
III.2.2. Dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place. Elle est de 4cm d'épaisseur, armée d'un Quadrillage de treillis soudé, ayant pour but de :

- Limiter les risques de fissurations par retrait.
- Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites
- Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Le treillis soudé doit satisfaire les conditions du [BAEL 91/B.6.8,423] :

- 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.



FigIII.2.1 : plancher à corps creux.

Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

a- Armatures \perp aux poutrelles :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \quad \text{pour} \quad L \leq 50\text{cm} \\ A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e} \quad \text{pour} \quad 50\text{cm} \leq L \leq 80\text{cm} \end{array} \right.$$

Avec :

A_{\perp} : cm² par mètre linéaire.

L : entre axes des poutrelles (cm).

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé (MPA).

Dans notre cas ; L=65cm $f_e = 500$ MPA

AN :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{500}$$

$$A_{\perp} = 0.52\text{cm}^2/\text{ml}$$

On adoptera : 4 \emptyset 5 = 0.78cm²

Avec un espacement : **e=20cm**

❖ **Conclusion :**

On optera pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TSL500) de dimension de (20x20) cm²

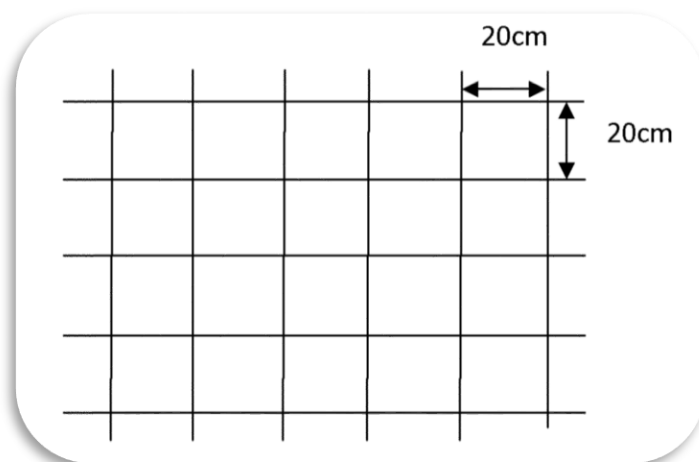


Fig.III.2.2 : Treillis soudés (20×20)

III.2.2. Les poutrelles :

Elles sont de sections en Té, distantes de 65 cm entre axes. Le remplissage en corps Creux est utilisé comme coffrage perdu.

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes :

- Avant coulage de la dalle de compression.
- Après coulage de la dalle de compression.

A. Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle est considérée comme une poutre de section rectangulaire (12x4) cm² reposant sur deux appuis. Elle est sollicitée par une charge uniformément répartie représentant Son poids propre, le poids du corps creux qui est de : $W=0.95\text{KN/m}^2$ et celui de l'ouvrier.

La portée à prendre en compte dans les calculs dans le cas où les poutrelles reposent sur des appuis en béton (dans notre cas c'est des poutres) est mesurée entre axes des appuis

[BAEL 91/Art B.6.1, 1].

A.1.Chargement :

- Poids propre de la poutrelle :

$$G_1 = S \times \rho_{\text{beton}} \quad \text{avec : } \rho_{\text{beton}} = 25\text{KN/m}^3$$

$$G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 \rightarrow G_1 = 0.12\text{KN/ml}$$

- Poids du corps creux :

$$G_2 = W \times L \quad \text{avec : } L = 65\text{cm}$$

$$G_2 = 0.95 \times 0.65 \rightarrow G_2 = 0.62\text{KN/ml}$$

- Poids total :

La charge permanente G_{tot} :

$$G_{\text{tot}} = G_1 + G_2 \rightarrow G_{\text{tot}} = 0.12 + 0.62 = 0.74\text{KN/ml} \rightarrow G_{\text{tot}} = 0.74\text{KN/ml}$$

- Surcharge de l'ouvrier:

$$Q = 1\text{KN/ml}$$

A.2. Calcul à ELU :

Nous allons faire le calcul pour la travée la plus défavorable on considère la fissuration non préjudiciable.

❖ **Combinaison de charge :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = (1.35 \times 0.74) + (1.5 \times 1)$$

$$q_u = 2.5 \text{ KN/m}$$

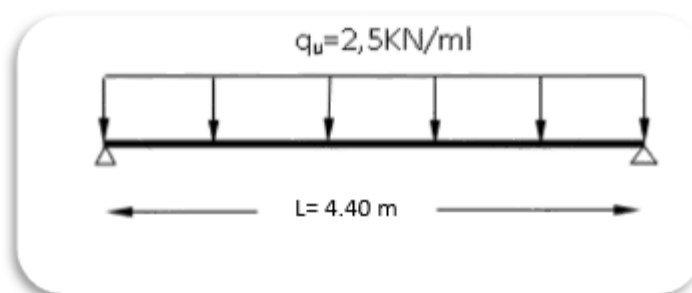


Figure III.2: chargement de la poutrelle à l'ELU

• **Moment max en travée :**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8}$$

Avec :

L : la portée de la travée la plus défavorable

$$L = 4.40 \text{ m} = 440 \text{ cm}$$

AN :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times 4.40^2}{8}$$

➤ **Mu = 6.05 KN/m**

- **Effort tranchant :**

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2}$$

AN :

$$T_u = \frac{2,5 \times 4,40}{2}$$

➤ **Tu=5.5KN/m**

- ❖ **Calcul des armatures :**

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

Avec :

- c=2cm (l'enrobage)
- b=12cm , h=4cm
- d= h - c = 4- 2= 2cm (hauteur utile)
- fbu=14.17MPA

AN :

$$\mu_b = \frac{5 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.17} = 7.351 \gg 0.392 \rightarrow \text{Section doublement armée}$$

NB :

Comme la section de la poutrelle est très réduite (12×4) cm², il est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression.

B. 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.

B.1.Chargement :

- **Poids propre des différents planchers :**

Etage courant : $G = G_{ec} \times L = 5.36 \times 0.65 = 3.484 \text{KN/ml}$

Terrasse accessible : $G = G_{terrasse} \times L = 4.73 \times 0.65 = 3.074 \text{KN/ml}$

- **Surcharge d'exploitation :**

Usage commercial (RDC) : $Q = Q \times L = 2.5 \times 0.65$

$$Q = 1.625 \text{KN/ml}$$

Usage d'habitation : $Q = Q \times L = 1.5 \times 0.65$

$$Q = 0.975 \text{KN/ml}$$

Terrasse accessible : $Q = Q \times L = 1.5 \times 0.65$

$$Q = 0.975 \text{KN/ml}$$

Remarque :

Pour le calcul de la poutrelle, on s'intéressera au plancher le plus sollicité (c'est-à-dire Celui qui supporte la plus grande surcharge Q).

Dans notre cas c'est le plancher du **RDC à usage commercial**

- **Combinaison de charges :**

ELU : $q_u = 1.5 G + 1.5 Q$

$$= 1.5(3.484) + 1.5(0.975)$$

$$q_u = 6.688 \text{KN/ml}$$

ELS : $q_s = G + q$

$$= 3.484 + 0.975$$

$$q_s = 4.459 \text{KN/ml}$$

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

La largeur de l'hourdis « b_1 » à prendre en compte de chaque côté d'une poutrelle à Partir de son parement est limité par la plus restrictive des conditions ci-après :

- $\frac{L}{10} ; \frac{L' - b_o}{2} ; \frac{2}{3} x$

$$\text{Donc : } b_1 \leq \min \left\{ \frac{L}{10} ; \frac{L' - b_o}{2} ; \frac{2}{3} x \right\}$$

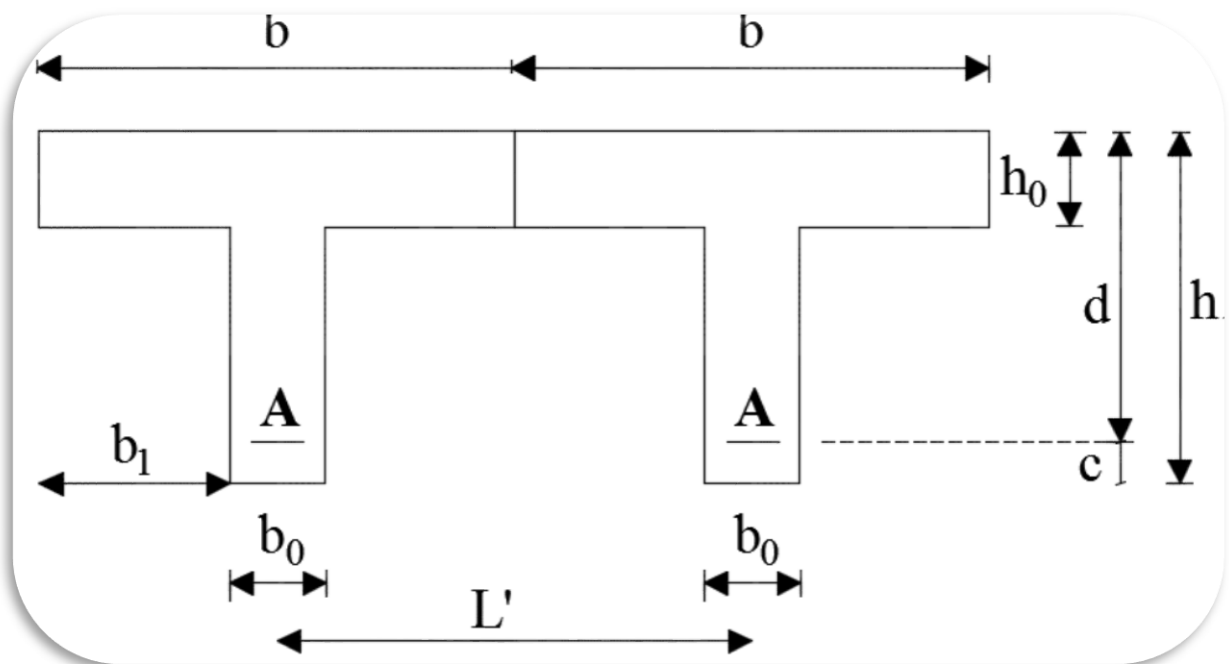


Figure III.3: Caractéristiques géométriques de la section en T

Avec :

L : longueur libre entre axes d'appuis ; $L=345\text{cm}$

L' : longueur libre entre axes des poutrelles ; $L'=65\text{cm}$

b₀ : largeur de la poutrelle ; $b_0=12\text{cm}$

x : distance de la section considérée à l'axe de l'appui le plus proche .

AN:

$$\frac{L}{10} = \frac{440}{10} = 44$$

$$\frac{L' - b_0}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26.5$$

$$\frac{2}{3}x = \frac{2}{3} \times 172.5 = 115$$

$$b_1 = \min \{ 44; 26.5; 115 \}$$

$$b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

On a :

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$= (2 \times 26.5) + 12$$

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

C. Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants :

La détermination des moments et des efforts tranchants se feront à l'aide de l'une des trois méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode des trois moments.
- Méthode de Caquot.

❖ Evaluation des conditions de la méthode forfaitaire

Domaine de validation de la méthode forfaitaire → B.A.E.L 91/Art B.6.2, 210] :

- 1) la valeur de la charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge Permanente ou 5KN/m^2

$$Q \leq \max \left\{ \begin{array}{l} 2G \\ 5\text{KN/m}^2 \end{array} \right.$$

Avec :

$$2G = 2 \times 5.36$$

$$2G = 10.72 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Et : } Q=2.5 \text{ KN/m}^2$$

D'où : $Q=2.5/\text{m}^2 \leq 2G = 10.72$ condition vérifiée

2) les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.....condition vérifiée

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

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$$

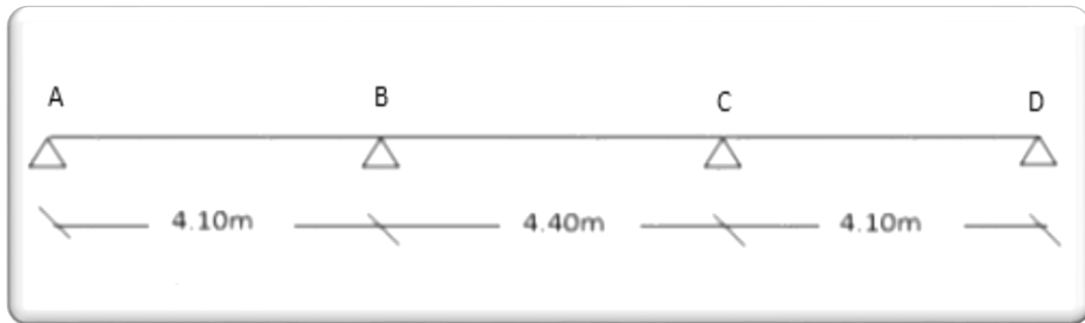


Figure III.4 : portées successives des travées

Travée AB-BC : $\frac{410}{440} = 0.931$ condition vérifiée

Travée BC-CD : $\frac{440}{410} = 1.073$ condition vérifiée

4) La fissuration est considérée comme étant non préjudiciablecondition vérifiée

❖ Conclusion :

Les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable , elle sera donc adoptée pour nos calculs

• Principe de la méthode [B.A.E. L91/ Art B.6.2, 211] :

La méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions, fixées forfaitairement, de la valeur maximale du moment fléchissant M_0 dans la « travée de comparaison », c'est-à-dire dans la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.

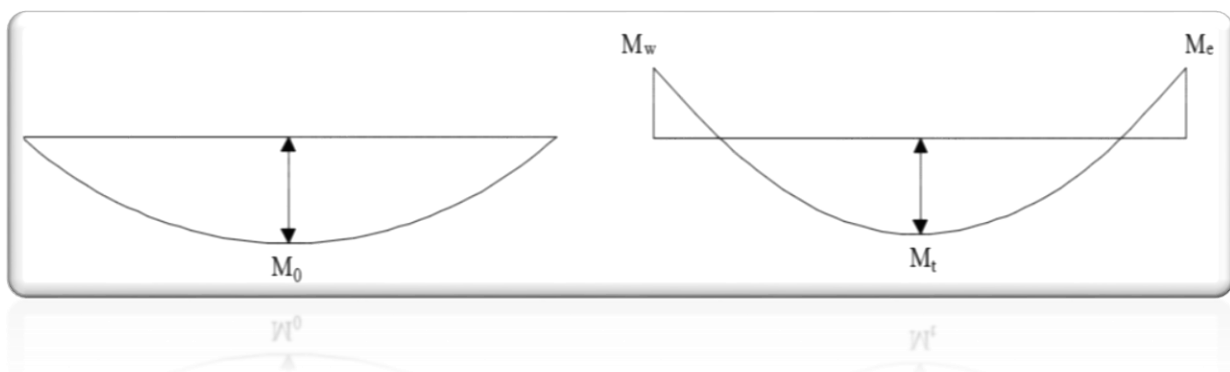


Figure III.5: moments en travée et aux appuis

- Rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées :
- $$\frac{Q}{G+Q}$$
- il varie de 0 à 2/3 pour un plancher à surcharge d'exploitation modérée.

Pour : $Q=0 \quad \alpha=0$

Pour : $Q=2G \quad \alpha=2/3$

- M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison
- $$M_0 = \frac{q l^2}{8}$$
- M_w, M_e : Les valeurs des moments sur l'appui de gauche et de droite respectivement
- M_t : Moment maximum en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée.
- Les valeurs de M_e, M_w et M_t doivent vérifier les conditions suivantes :

- $M_t > \max\{1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$
- $M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$ **Travée intermédiaire**
- $M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$ **Travée de rive.**

Les valeurs de chaque moment sur appuis intermédiaire doivent être au moins égale à :

- $0,6M_0$ pour une poutre à deux travées.
- $0,5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0,4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.
- $0.3 M_0$ pour les appuis de rive semi encastés.

Dans notre cas une poutre sur (04) appuis, on aura le diagramme suivant : une sur quatre appuis, et l'autre sur trois appuis.

TYPE 01 : une poutre sur quatre appuis (trois travées) :

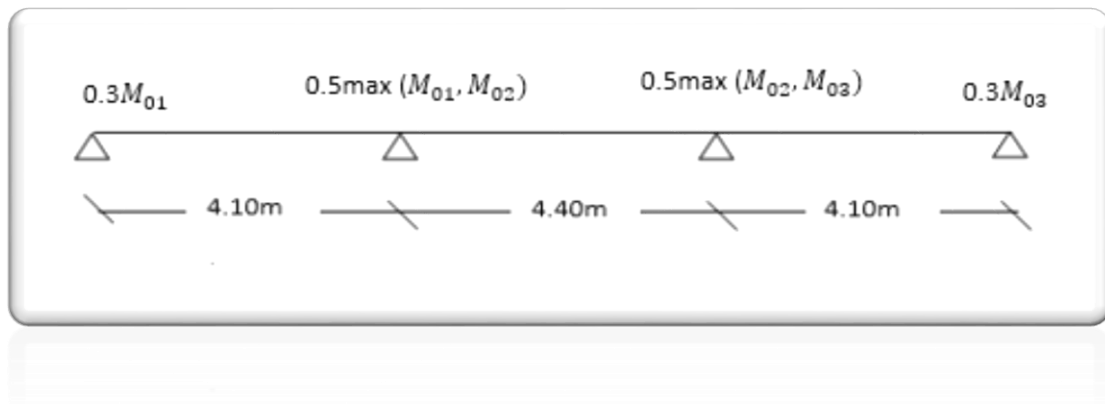


Figure III.6: Coefficients forfaitaire pour les moments sur appuis

- **Calcul des rapports de charges**

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \quad \text{Avec : } 0 < \alpha < \frac{2}{3}$$

$$\alpha = \frac{1.625}{3.484+1.625} \quad 0 < \alpha = 0.318 < \frac{2}{3} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

D'où :

- $1+0.3 \alpha = 1.095$
- $\frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.547$
- $\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.647$

- **Calcul des moments isostatiques :**

$$\text{Travée AB : } M_{01} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6.688 \times 4.10^2}{8} = 14.043 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } M_{02} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6.688 \times 4.40^2}{8} = 16.184 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée CD : } M_{03} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6.688 \times 4.10^2}{8} = 14.043 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments sur appuis :**

$$M_A = 0.3 M_{01} = 0.3 \times 14.043 = \mathbf{4.213 \text{ KN.m}}$$

$$M_B = 0.5 \max (M_{01}; M_{02}) = 0.5 \times 16.184 = \mathbf{8.092 \text{ KN.m}}$$

$$M_C = 0.5 \max (M_{02}; M_{03}) = 0.5 \times 16.184 = \mathbf{8.092 \text{ KN.m}}$$

$$M_D = 0.3 M_{03} = 0.3 \times 14.043 = \mathbf{4.213 \text{ KN.m}}$$

- **Calcul des moments en travées :**

- **Travée AB (travée de rive) :**

$$M_{tAB} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01} = 0.647 \times 14.043 = 9.085 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_{tAB} > \max\{1.05M_{01}; (1 + 0.3\alpha)M_{01}\} - \frac{M_w+M_e}{2} ; \text{ avec } (1 + 0.3\alpha) = 1.095 > 1.05$$

$$M_{tAB} \geq (1.092M_{01} - \frac{M_A+M_B}{2}) = 9.182 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

On prend le max de (1) et (2) : **$M_{tAB} = 9.182 \text{ KN.m}$**

- **Travée BC (travée intermédiaire) :**

$$M_{tBC} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{02} = 0.547 \times 16.184 = 8.852 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (3)$$

$$M_{tBC} > \max\{1.05M_{02}; (1 + 0.3\alpha)M_{02}\} - \frac{M_w+M_e}{2} ; \text{ avec } (1 + 0.3\alpha) = 1.095 > 1.05$$

$$M_{tBC} \geq (1.092M_{02} - \frac{M_B+M_C}{2}) = 9.58 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (4)$$

On prend le max de (3) et (4) : **$M_{tBC} = 9.58 \text{ KN.m}$**

- **Travée CD (travée de rive) :**

$$M_{tCD} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{03} = 0.647 \times 14.043 = 9.085 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCD} > \max\{1.05M_{03}; (1 + 0.3\alpha)M_{03}\} - \frac{M_w+M_e}{2} ; \text{ avec } (1 + 0.3\alpha) = 1.095 > 1.05$$

$$M_{tCD} \geq (1.092M_{03} - \frac{M_C+M_D}{2}) : \mathbf{M_{tCD} = 9.182 \text{ KN.m}}$$

- Calcul des efforts tranchants :

$$V(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \quad \text{Avec : } \theta(x) = \pm \frac{q_u \times L_i}{2}$$

- Travée AB :

$$V_A = + \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{6.668 \times 4.10}{2} + \frac{(-8.092) - (-4.213)}{4.10} = \mathbf{12.722KN}$$

$$V_B = - \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = - \frac{6.668 \times 4.10}{2} + \frac{(-8.092) - (-4.213)}{4.10} = \mathbf{-14.615KN}$$

- Travée BC :

$$V_B = + \frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{6.668 \times 4.40}{2} + \frac{(-8.092) - (-8.092)}{4.40} = \mathbf{14.669KN}$$

$$V_C = - \frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = - \frac{6.668 \times 4.40}{2} + \frac{(-8.092) - (-8.092)}{4.10} = \mathbf{-14.669KN}$$

- Travée CD :

$$V_C = + \frac{q_u \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = \frac{6.668 \times 4.10}{2} + \frac{(-4.213) - (-8.092)}{4.10} = \mathbf{14.589KN}$$

$$V_D = - \frac{q_u \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = - \frac{6.668 \times 4.10}{2} + \frac{(-4.213) - (-8.092)}{4.10} = \mathbf{-12.729KN}$$

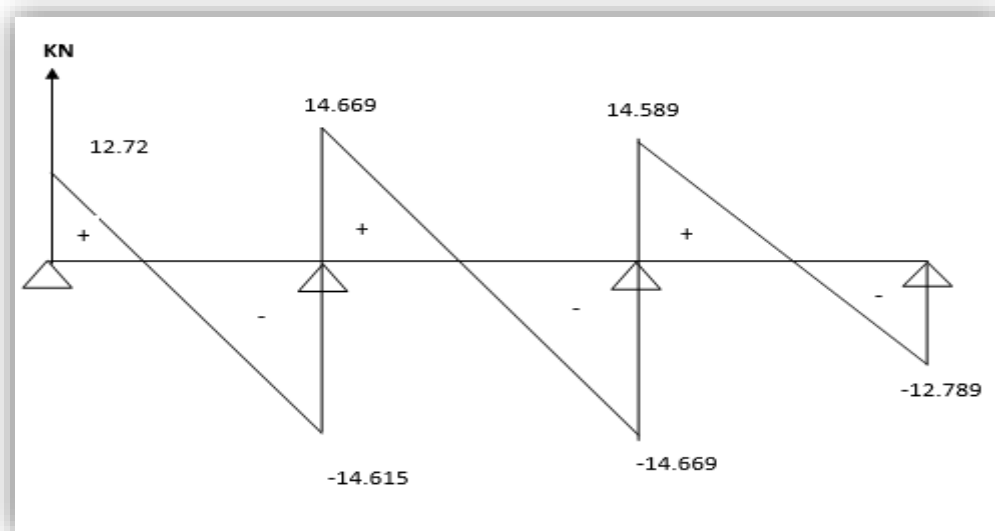


Figure III.8: diagramme des efforts tranchants pour le type 01

Type 02 : une poutre sur trois appuis (deux travées) :

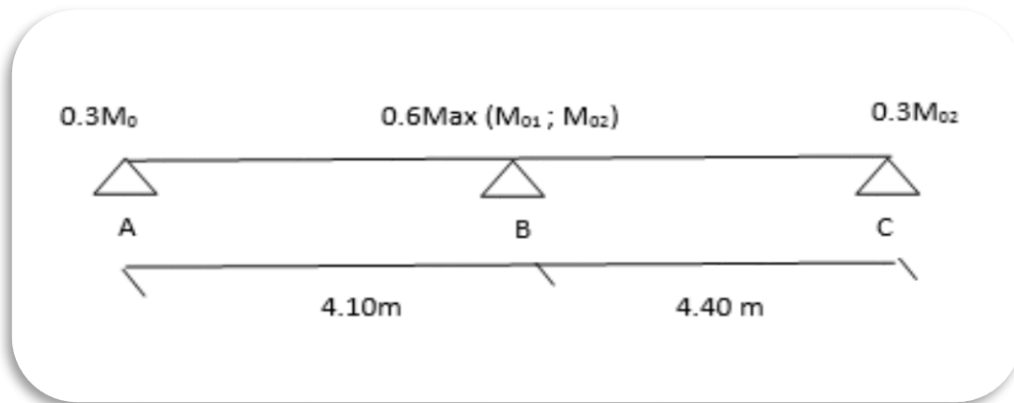


Figure III.9: Coefficients forfaitaire pour les moments sur appuis pour le type 02

- **Calcul des moments isostatiques :**

Travée AB : $M_{01} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6.688 \times 4.10^2}{8} = 14.043 \text{ KN.m}$

Travée BC : $M_{02} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6.688 \times 4.40^2}{8} = 16.184 \text{ KN.m}$

- **Calcul des moments sur appuis :**

$M_A = 0.3M_{01} = 0.3 \times 14.043 = 4.213 \text{ KN.m}$

$M_B = 0.6 \text{ Max } (M_{01} ; M_{02}) = 0.6 \times 16.184 = 9.710 \text{ KN.m}$

$M_C = 0.3M_{02} = 0.3 \times 16.184 = 4.855 \text{ KN.m}$

- **Calcul des moments en travées :**

➤ **Travée AB (travée de rive) :**

$M_{tAB} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01} = 0.647 \times 14.043 = 9.085 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$

$M_{tAB} > \max\{1.05M_{01}; (1 + 0.3\alpha)M_{01}\} - \frac{M_w+M_e}{2}$; avec $(1 + 0.3\alpha) = 1.095 > 1.05$

$M_{tAB} \geq (1.092M_{01} - \frac{M_A+M_B}{2}) = 8.373 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$

On prend le max de (1) et (2) : $M_{tAB} = 9.085 \text{ KN.m}$

➤ Travée BC (travée de rive) :

$$M_{tBC} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{02} = 0.647 \times 16.184 = 10.471 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (3)$$

$$M_{tBC} > \max\{1.05M_{02}; (1 + 0.3\alpha)M_{02}\} - \frac{M_w+M_e}{2} ; \text{ avec } (1 + 0.3\alpha) = 1.095 > 1.05$$

$$M_{tBC} \geq (1.092M_{02} - \frac{M_B+M_C}{2}) = 10.375 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (4)$$

On prend le max de (3) et (4) : $M_{tBC} = 10.471 \text{ KN.m}$

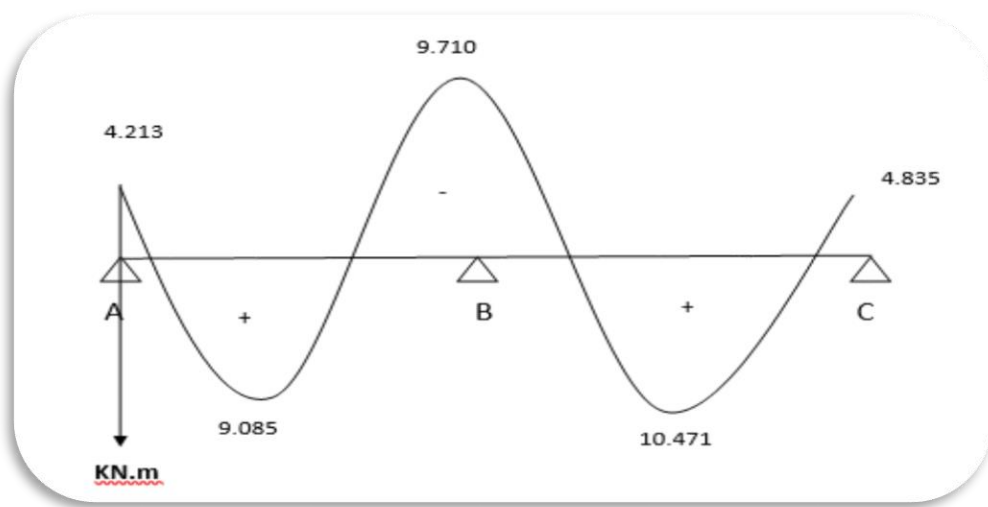


Figure III.10 : Diagramme des moments pour le type02

• Calcul des efforts tranchants

➤ Travée AB :

$$V_A = + \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{6.668 \times 4.10}{2} + \frac{(-9.710) - (-4.213)}{4.10} = 12.329 \text{ KN}$$

$$V_B = - \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = - \frac{6.668 \times 4.10}{2} + \frac{(-9.710) - (-4.213)}{4.10} = -15.009 \text{ KN}$$

➤ Travée BC :

$$V_B = + \frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{6.668 \times 4.40}{2} + \frac{(-8.092) - (-8.092)}{4.40} = 14.669 \text{ KN}$$

$$V_C = - \frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = - \frac{6.668 \times 4.40}{2} + \frac{(-8.092) - (-8.092)}{4.10} = -14.669 \text{ KN}$$

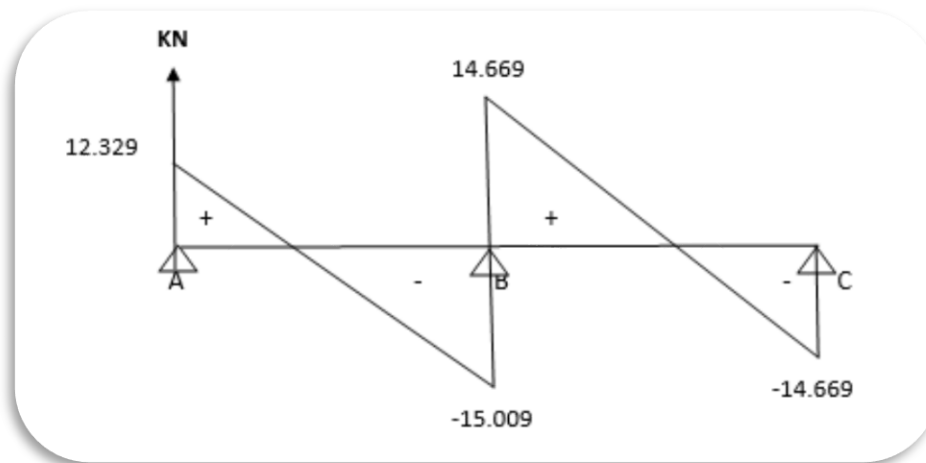


Figure III.11: Diagramme des efforts tranchants pour le type 02

D. Ferrailage de la poutrelle :

Le calcul se fait avec les moments max en travée et en appuis a l'ELU qui ont été donnés comme suit :

$$M_{t \max} = 9.580 \text{ KN.m (La poutrelle de type 01)}$$

$$M_{ap \max} = 9.710 \text{ KN.m (La poutrelle de type 01)}$$

D.1.Calcul des armatures longitudinales :

➤ **En travée : ($M_{t \max} = 9.580 \text{ KN.m}$)**

On doit d'abord trouver la position de l'axe neutre, on doit donc vérifier les conditions suivantes :

- $M_{t \max} > M_{t ab}$ → l'axe neutre est dans la nervure
- $M_{t \max} < M_{t ab}$ → l'axe neutre est dans la table de compression

Avec :

$M_{t ab}$: Le moment équilibré par la table de compression.

$$M_{tab} = b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu}$$

Et : $b = 65\text{cm}$; $h_0 = 4\text{cm}$; $d = h - c = 20 - 2 = 18\text{cm}$; $f_{bu} = 14.17\text{ MPA}$

$$M_{tab} = 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 14.17 \times 10^3 = 58.947\text{ KN.m}$$

$M_{tmax} = 9.580 < M_{tab} = 58.947\text{ KN.m}$ → l'axe neutre se trouve dans la table de compression

La section sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b=65\text{cm}$ et de hauteur $h=20\text{cm}$

$$\mu = \frac{M_{tmax}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{9.580}{14.17 \times 10^3 \times 0.65 \times 0.18^2} = 0.032$$

$\mu = 0.032 < \mu_l = 0.392$ section simplement armée (SSA)

$$\mu_l = 0.392 \rightarrow \beta = 0.984$$

$$\bullet A_{st} = \frac{M_{tmax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \text{ Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPA}$$

$$A_{st} = \frac{M_{tmax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{9.580 \times 10^3}{0.984 \times 18 \times 348} = 1.55\text{ cm}^2$$

On prend : 2 HA10= 1.58cm²

$$\bullet \text{ Aux appuis : } M_{ap\ max} = 9.710\text{KN.m}$$

$$\triangleright \mu = \frac{M_{ap\ max}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{9.710}{14.17 \times 10^3 \times 0.65 \times 0.18^2} = 0.033$$

$\mu = 0.033 < \mu_l = 0.392$ section simplement armée (SSA)

$$\mu_l = 0.392 \rightarrow \beta = 0.9835$$

$$\triangleright A_{ap} = \frac{M_{ap\ max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \text{ Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPA}$$

$$A_{ap} = \frac{M_{ap\ max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{9.710 \times 10^3}{0.9835 \times 18 \times 348} = 1.576\text{ cm}^2$$

On prend : $A_{ap} = 2\text{ HA10} = 1.58\text{ cm}^2$

D.2.Calcul des armatures transversales :

- **Diamètre des barres [BAEL91/Art A.7.2, 2] :**

Le diamètre minimal des armatures transversales (ϕ) est donné comme suit :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l^{max} \right\}$$

Avec :

$\phi_l^{max}=10\text{mm}$: Le diamètre maximal des armatures longitudinales

$h=20\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 12 \right\} = 0.57 \text{ mm}$$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\phi 6$, avec : $A_t = 2 \phi 6 = 0.57\text{cm}^2$

- **Espacement des armatures [BAEL91/Art A.5.1, 22] :**

$$S_t \leq \min\{0.9d; 40\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{0.9 \times 18; 40\text{cm}\} = 16.2 \text{ cm}$$

En prend : $S_t = 15\text{cm}$

- **Pourcentage minimum des armatures transversales [BAEL91/Art A.5.1, 22] :**

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4 \text{ MPA}$$

$$\frac{0.57 \times 400}{12 \times 15} = 1.267 \geq 0.4 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

D.3.vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité [BAEL91/Art A.4.2,1] :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adoptée}} \geq A_{\text{min}}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\min} = \frac{0.23 \times d \times b \times f_{t28}}{f_e} \text{en travée} \\ A_{\min} = \frac{0.23 \times d \times b_0 \times f_{t28}}{f_e} \text{ Aux appuis} \end{array} \right.$$

En travée :

$f_{t28}=2.1 \text{ MPA} ; f_e=400 \text{ MPA} ; d=18\text{cm} ; b=65\text{cm}$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 18 \times 65 \times 2.1}{400} = 1.413 \text{cm}^2$$

D'où :

$A_{\text{adoptée}} = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.261 \text{ cm}^2 \text{condition vérifiée}$

- **La contrainte tangentielle :**

On doit vérifier que : $\tau_u < \tau_u^{\text{lim}}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \times b} \text{[Art A.5.1, 1 /B.A.E.L91].}$$

$V_u^{\max} = 15.009$ (Effort tranchant maximale « poutrelle de type 02 »).

Pour une fissuration peu préjudiciable on a :

$$\tau_u^{\text{lim}} \leq \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPA} \right\} \text{[Art A.5.1, 211 /B.A.E.L91].}$$

$f_{c28} = 25 \text{ MPA} ; \gamma_b = 1.5$

$$\tau_u = \frac{15.009 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.695 \text{ MPA}$$

$$\tau_u^{\text{lim}} \leq \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5} ; 5 \text{MPA} \right\} = \min \{ 3.333 \text{MPA} ; 5 \text{MPA} \} = 3.333 \text{MPA}$$

D'où :

$\tau_u = 0.695 \text{ MPA} < \tau_u^{\text{lim}} = 3.333 \text{MPA} \text{condition vérifiée .}$

- Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

Sur l'acier :

- Appuis de rive [Art A.5.1.1, 312 /B.A.E. L91] :

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

$$A_{smin \text{ à ancrer}} = \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e}$$

$$A_{smin \text{ à ancrer}} = \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 15.009 \times 10}{400} = 0.432 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_{ap \text{ adopté}} = 1.01 \text{ cm}^2 > A_{smin \text{ à ancrer}} = 0.432 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

- Appuis intermédiaires [Art A.5.1, 321 / BAEL91] :

Lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime M_u est inférieure à $0,9 d \times V_u$, on doit prolonger au-delà du bord de l'appareil d'appui de rive (Côté travée) et ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal

$$\text{à } V_U = \frac{M_u}{0.9d}$$

$$0,9 d \times V_u^{max} = 0.9 \times 0.18 \times 15.009 = 2.434 \text{ KN.m}$$

Donc on n'a pas besoin de prolonger au-delà du bord de l'appareil d'appui de rive.

- Sur le béton [Art A.5.1, 313 /B.A.E. L91] :

$$\frac{2V_u}{b_0 \times 0.9d} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow \frac{2 \times 15.009 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 180} \leq 0.8 \frac{25}{1.5}$$

D'où :

$$1.544 \leq 13.33 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- Ancrage des barres :

Les barres rectilignes de diamètre ϕ et de limite élastique f_e sont ancrées sur une longueur l_s dite « longueur de scellement » :

$$l_s = \frac{f_e \times \phi}{4 \times \tau_{su}} \dots\dots\dots [\text{B.A.E. L 91/Art A.6;211}]$$

Avec :

τ_{su} : Contrainte d'adhérence

D'après le [B.A.E.L 91/Art A.61 ,21] Sur la longueur d'un ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à sa valeur limite ultime :

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{tj}$$

ψ_s : Coefficient de scellement pris égale à 1.5 pour les barres à haute adhérence.

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

D'où :

$$\tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPA}$$

$$l_s = \frac{400 \times 1}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

Les règles du [BAEL 91/Art. A.6.1 ,253] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée mesurée hors-crochet est au moins égale à : $0.4l_s$ pour une barre HA de classe feE400.

$$\text{D'où : } l_a = 0.4l_s = 0.4 \times 35.27 = 14.11 \text{ cm}$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et Entrainement des barres :**

La contrainte d'adhérence τ_{se} doit être inférieure à la valeur limite ultime $\tau_{se,u}$:

$$\tau_{se} < \tau_{se,u} \dots\dots\dots [\text{BAEL 91/Art. A.6.1 ,3}]$$

Avec:

$$\tau_{se,u} = \psi \times f_{t28}$$

$$\tau_{se} \frac{V_u}{0.9d \times \sum U_i} \quad \text{Avec : } \sum U_i = n \times \pi \times \phi$$

$$\tau_{se,u} = \psi \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPA}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 2 \times 3.14 \times 10 = 62.8 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} \frac{V_u}{0.9d \times \sum U_i} = \frac{15.009 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 62.8} = 1.475 \text{ MPA}$$

D'ou :

$$\tau_{se} = 1.475 \text{ MPA} < \tau_{se,u} = 3.15 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

D.4.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 :

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

- **Combinaison de charge à l'ELS :**

$$q_s = G+Q = 3.484 + 0.975$$

$$q_s = 4.459 \text{ KN/ml}$$

La charge étant la même sur toutes les travées des poutrelles, les grandeurs des moments et des efforts tranchants calculés à l'ELU sont proportionnelles à la charge q_u .

Il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par $\frac{q_s}{q_u}$ pour obtenir les valeurs des moments à l'ELS.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4.459}{6.688} = 0.670$$

$$M_{ts}^{max} = M_{tu}^{max} \times \frac{q_s}{q_u} = 9.580 \times 0.670 = 6.419 \text{ KN.m}$$

$$M_{aps}^{max} = M_{apu}^{max} \times \frac{q_s}{q_u} = 9.710 \times 0.670 = 6.506 \text{ KN.m}$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

- **Etat limite de résistance de béton en compression :**

La contrainte de compression du béton est limitée à $0.6f_{cj}$ [BAEL 91/art. A.4.5 ,2]

- **En travée :**

La contrainte dans l'acier : on doit vérifier que $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$:

- $\bar{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.5} = 348 \text{ MPA}$

- $\sigma_s = \frac{M_{ts}^{max}}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$

Avec :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.088 \quad \text{D'où : } K_1 = 19.69 ; \beta_1 = 0.8558$$

$$\sigma_s = \frac{6.419 \times 10^3}{0.8558 \times 18 \times 2.35} = 177.319 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 177.319 \leq \bar{\sigma} = 348 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- La contrainte dans le béton : on doit vérifier que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$:

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{177.319}{19.69} = 9.005 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 9.005 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ Aux appuis :

La contrainte dans l'acier : on doit vérifier que $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

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

- $\sigma_s = \frac{M_{aps}^{max}}{\beta_1 \times d \times A_{ap}}$

Avec : $\rho_1 = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.087 \quad \text{d'où : } K_1 = 19.72 ; \beta_1 = 0.856$

$$\sigma_s = \frac{9.710 \times 10^3}{0.856 \times 18 \times 2.35} = 268.167 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 268.167 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- La contrainte dans le béton : on doit vérifier que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{268.167}{19.72} = 13.598 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 13.598 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- Etat limite de déformation [Art B.6.8, 424 /BAEL 91] :

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible.

Lorsqu'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 :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \qquad \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ts}^{max}}{15M_0} \qquad \frac{A_{st}}{b_0 \times d} < \frac{3.6}{f_e}$$

h_t : Hauteur total du plancher (20cm)

L : portée entre nus d'appuis 4.40 m

M_{ts}^{max} : Moment max a l'ELS 6.419 KN.m

M_0 : Moment max de la travée isostatique 16.184 KN.m

A_{st} : Section des armatures 2.35 cm²

b : largeur de la section 12 cm

d : hauteur utile de la section droite 18cm

- $\frac{h_t}{L} = \frac{20}{440} = 0.045 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044$ condition vérifiée
- $\frac{h_t}{L} \geq \frac{20}{440} = 0.045 \geq \frac{6.419}{15 \times 16.184} = 0.026$ condition vérifiée
- $\frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.011 < \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009$ condition non vérifiée

L'une des trois conditions n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche s'impose.

Calcul de la flèche : on doit vérifier que :

$$f_v \leq \bar{f} \text{ [Art B.6.5, 2 /BAEL 91]}$$

D'où :

- $f_v = \frac{M_t^s \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$
- $\bar{f} = \frac{l}{500}$ pour $l \leq 5m$ [Art B.6.5, 3/BAEL 91]

Avec :

M_t^s : Moment Max en travée à l'ELS → $M_t^s = 6.419 \text{ KN.m}$

l : Longueur libre de la poutrelle → $l=3.45m$

E_v : Module de déformation longitudinale différé ; $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPA}$

I_{fv} : Moment d'inertie fictif total de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité de la section. $I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v}$

I_0 : Moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section

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

y_1 : Position de l'axe neutre , $y_1 = \frac{S}{B_0}$.

S_{xx} : Moment isostatique par rapport à l'axe XX passant par le CDG

B_0 : L'aire de la section homogène.

$$y_1 = \frac{\left(\frac{b_0 \times h^2}{2}\right) + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 \times A_t \times d}{b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15 \times A_t} \quad ; \quad y_2 = h - y_1$$

$$y_1 = \frac{\left(\frac{12 \times 20^2}{2}\right) + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.5 \times 18}{12 \times 20 + (65 - 12) 4 + 15 \times 2.35} = 7.181 \text{ cm}$$

$$y_2 = 20 - 7.181 = 12.819 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{12 \times (7.181^3 \times 12.819^3)}{3} + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + \left(7.181 - \frac{4}{2} \right) \right] + 152.35(12 - 2)^2$$

$$I_0 = 31367.785 \text{ cm}^4$$

➤ Calcul des coefficients μ et λ_v :

$$\delta = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.011$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \delta} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) 0.011} = 1.495$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \delta \times \sigma_{st} + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 149.25 + 2.1} ; 0 \right\}$$

$$\mu = \max\{0.576; 0\}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} = \frac{1.1 \times 31367.785}{1 + 1.495 \times 0.576} = 18539.676 \text{ cm}^4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_v = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{6.419 \times 10^6 \times 4400^2}{10 \times 10818.865 \times 18539.676} = 6.196 \text{ mm} \\ \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4400}{500} = 8.8 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$f_v = 6.196 \leq \bar{f} = 8.8$ condition vérifiée

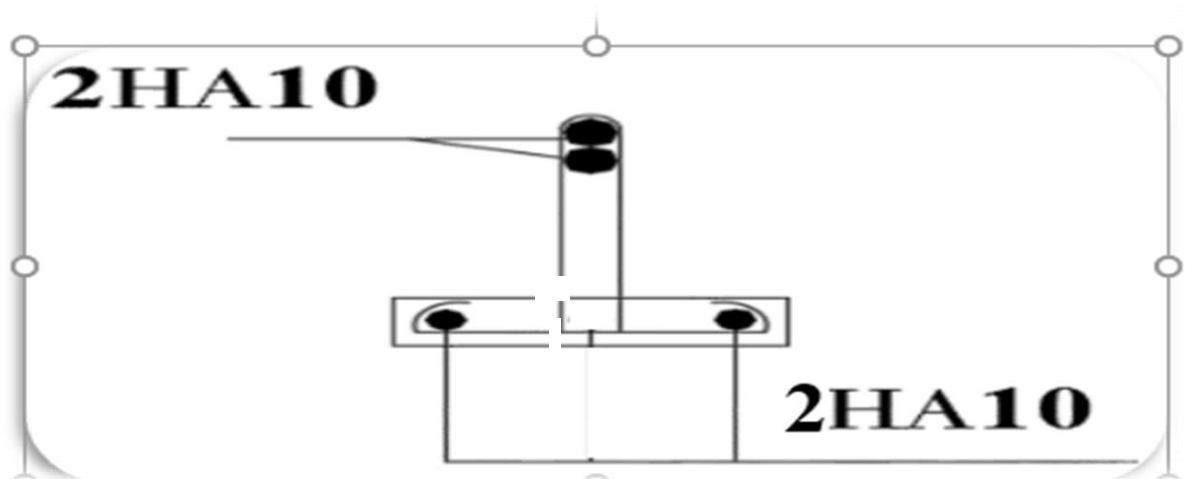
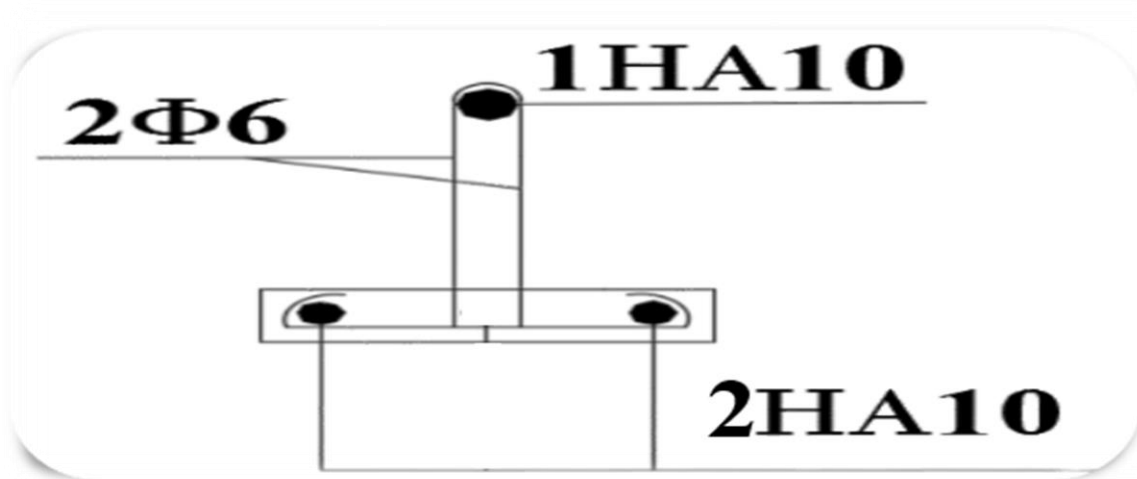
❖ **Conclusion :**

Toutes les conditions sont vérifiées donc les poutrelles des étages courants seront ferrillées Comme suivant :

- **Armatures longitudinales :**
 - **3HA10** pour le lit inférieur.
 - Lit supérieur, une barre de montage en **HA 10**.
 - **1HA 10** en chapeau au niveau des appuis (lit supérieur)

Armatures transversales :

- Un étrier $\phi 6$



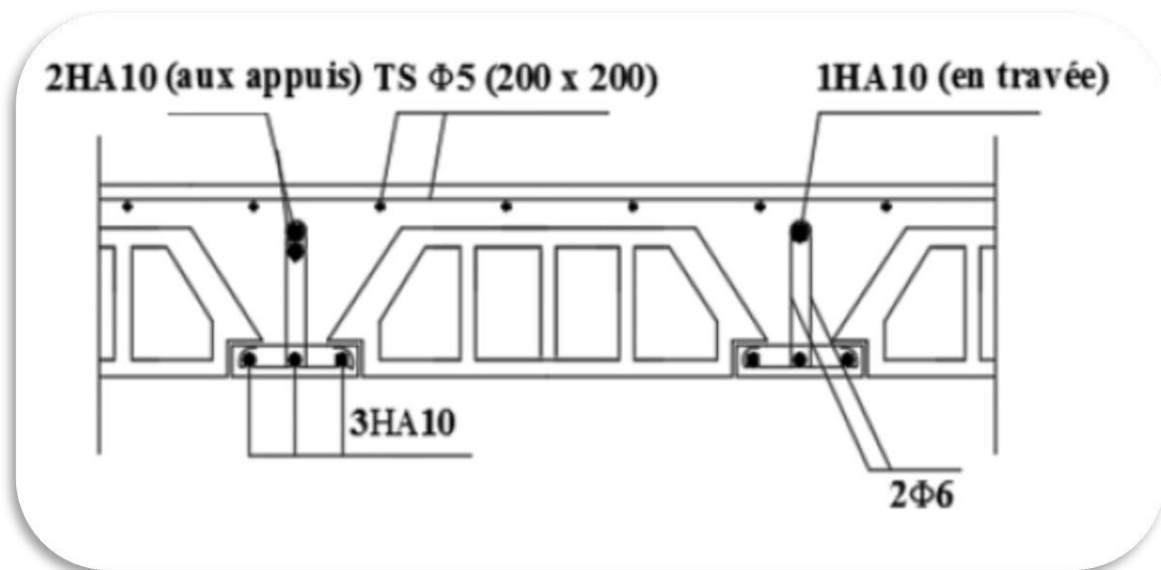


Figure III.14 : les armatures du plancher corps creux.

INTRODUCTION :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

Plusieurs programmes de calcul automatique sont faits afin de formuler le problème de calcul des structures et de le contrôler en un temps réduit.

Pour notre projet, on utilise le logiciel de calcul par éléments finis **ETABS**.

IV-1- Description de L'ETABS:

L'ETABS (EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS) est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adaptée aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même 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 statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post- processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, ...etc.

IV-2- Etapes De Modélisation :

L'ETABS se trouve sur plusieurs versions, dans notre travaille, on utilisera la version 9.7.0 dont les principales étapes sont les suivantes :

1. Introduction de la géométrie de la structure à modéliser ;
2. Spécification des propriétés mécanique de l'acier et du béton ;
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles, dalles, ...)
4. Définition des charges et surcharges (G et Q) ;
5. Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA 99/version2003 ;
6. Définition du séisme ;
7. Introduction des combinaisons d'actions ;
8. Affectation des masses sismiques et inerties massiques ;
9. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) ;
10. Exécutions de l'analyse et visualisation des résultats.

Avant de commencer la modélisation proprement dite, il est important d'avoir tous les documents relatifs à cette structure, nécessaires à la modélisation.

Après avoir bien suivi l'enchaînement des étapes cité ci-dessus ; nous sommes arrivés au model suivant :

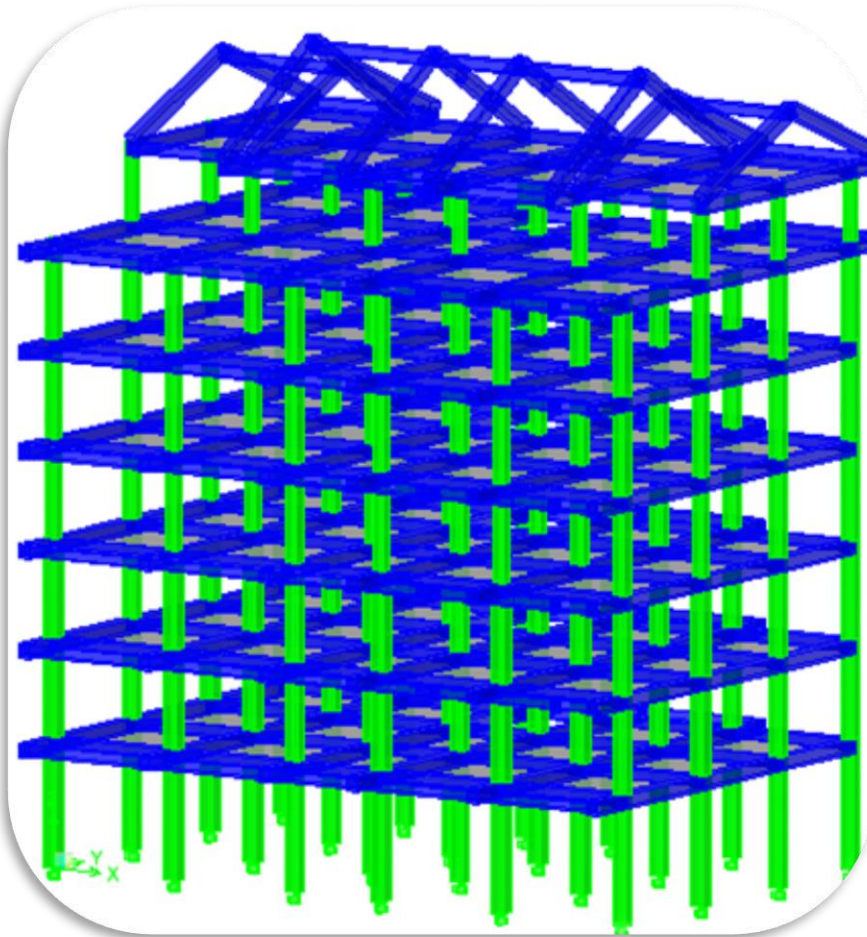


Figure IV-1- Vue en trois dimensions de la structure

IV-3- Choix De La Méthode :

Le calcul des efforts horizontaux peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accelerogram .

Le calcul des forces sismiques se fera avec la méthode d'analyse modale spectrale qui est applicable sur tous les cas d'après les règles du RPA99 version 2003(article 4.1.3).

Principe de la méthode :

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

Définition du spectre de réponse

C'est une courbe permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme passé où futur.

Les caractéristiques du spectre de réponse sont les suivantes :

Le site	S3	Tableau 4.7
La zone	Ila	Annexe 1
Le groupe d'usage	2	Article 3.2
Facteur de qualité Q	1,10	Tableau 4.2.3
Coefficient de comportement R	5	Tableau 4.3

Tableau IV-1- Caractéristiques du spectre de réponse

IV-4- Vérification De La Structure Selon Les Exigences Du RPA :

Il n'y a pas pire pour l'homme que de se retrouver face à un incident dont il n'avait aucune connaissance.

Prédire une secousse sismique fait rêver plus d'un mais reste malheureusement à ce jour un domaine méconnu. Néanmoins, prévoir une construction parasismique peut être la seule manière de faire face à ce genre de dommages.

La réalisation d'une structure pouvant faire face à l'effet du séisme est l'intérêt de cette étude, pour cela, nous disposant d'un règlement parasismique rigoureux qui permet d'offrir un degré de protection considérable en vérifiant la stabilité et la résistance de la bâtisse vis-à-vis des efforts horizontaux.

IV-4-1. Vérification du coefficient de participation massique et mode de vibration :

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,730276	76,9701	0,0088	76,9701	0,0088	0,2642
2	0,535022	0,0085	72,6371	76,9786	72,6459	0,0033
3	0,433193	0,2731	0,0025	77,2517	72,6484	71,9463
4	0,230489	9,8497	0,0001	87,1015	72,6485	0,0154
5	0,178539	4,3211	0,0008	91,4225	72,6493	0,2064
6	0,129010	0,0006	19,3167	91,4231	91,9660	0,0001

Figure IV-2. Coefficient de participation massique

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions Orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. (**Article 4.3.4 RPA99 version 2003**).

On tire les valeurs du tableau trouvé dans le calcul de la période comme indiqué ci-après :

Sens longitudinal : 91.42%

Sens transversal : 91.96 %

Le minimum de modes à retenir est de trois (**03**) dans chaque direction considérée.

Dans notre cas le pourcentage de la masse participante est atteint au **6^{ème}** mode dans le sens X-X et dans le sens Y-Y.....**condition vérifié**

A) calcule de la période :

La valeur de la période fondamentale T de la structure peut être estimée de la formule suivante :

$$T = \min \left\{ C_T \times h_n^{\frac{3}{4}}; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

Avec :

h_n : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

C_t : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné en fonction du système de contreventement par le tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/ V2003) : dans notre cas **Ct=0.05 (structure mixte)**.

D : la dimension du bâtiment mesurée de la base dans la direction de calcul considéré.

$$T = \left\{ C_T \times h_n^{\frac{3}{4}} \right\} = 0.612s$$

$$T = \left\{ \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

$$T = \left\{ \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D_x}} \right\} \text{ Sens xx: } L_x=21 \text{ m} \quad T = 0.6s$$

$$T = \left\{ \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D_y}} \right\} \text{ Sens yy : } L_y=12.95 \text{ m} \quad T = 0.593s$$

$$T_{\min} = 0.593s$$

❖ Remarque :

La valeur de T calculée à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doit pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% d'où :

$$T = 1.3 \times 0.593 = 0.77s$$

Soit : **T_{empirique} = 0.77 s**

B) Détermination de la période par le logiciel ETABS :

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en fonction des modes telles quelles sont dans le tableau suivant :

Mode	Period
1	0,730276
2	0,535022
3	0,433193
4	0,230489
5	0,178539
6	0,129010
7	0,101858
8	0,095756
9	0,062285
10	0,058453
11	0,058374
12	0,056835

Figure IV-3. periode déterminée par ETABS

Choix De La Periode :

La période empirique $T = 0.77$ s

La période ETABS $T_{etabs} = 0.73$ s

Donc on a : $T_{empirique} \geq T_{analytique}$ **Condition vérifié**

IV-5. Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6) :

D'après le RPA 99 V2003 (article 4.3.6, p46) la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

❖ Si $V_t < 0,80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, Déplacements, moments,) dans le rapport $0,8 V/V_t$.

Après analyse, on obtient les résultats de V_{xdyn} et V_{ydn}

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \dots\dots\dots \text{(RPA 4-1)}$$

Avec : $A=0,15$ (coefficient de zone IIa, groupe d'usage 02)

$R=5$ coefficient de comportement (structure est mixe)

D = facteur d'amplification dynamique.

Q = facteur de qualité.

$W_T = 23761.64 \text{ KN}$ poids total de la structure.

ET3	GBQ	Bottom	13243,70
ET2	GBQ	Top	15980,71
ET2	GBQ	Bottom	16675,81
ET1	GBQ	Top	19412,82
ET1	GBQ	Bottom	20107,92
RDC	GBQ	Top	22844,94
RDC	GBQ	Bottom	23761,46

Figure IV-4. Poids de la structure

A) Calcul de facture d'amplification dynamique :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad \text{(RPA 4-2)}$$

$T_2=0.5$ (**Tableau 4-7.RPA 2003**)

$T_2=0.5 < T=0.77 \text{ s}$

Donc :

$$D = 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$$

η : donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \dots\dots\dots (RPA4-3)$$

$\xi=0,075$

$\eta=0,82 >0.7$

$$D = 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0,82\left(\frac{0.5}{0.62}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.74$$

D=1.74

B) Calcul de facture de qualité Q :

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

Avec :

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée dans le tableau ci-dessous :

Critère q »	Pénalité	
	Observé	N/obsé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	/	0,05
2. Redondance en plan	0	/
3. Régularité en plan	/	0,05
4. Régularité en élévation	0	/
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	/
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	/

Tableau IV-2. Valeur de Q

Alors :

Q = 1.10 Dans les deux sens ($Q_{xx}=Q_{yy}$)

$$V_{xx} = V_{yy} = \frac{0,15 \times 1,74 \times 1,10}{5} \times 23761.64 = 1364.393 \text{ kN}$$

C) Détermination de l'effort tranchant par ETABS :

Spec	Mode	Dir	F1	F2
EX	1	U1	1172,66	12,57
EX	2	U1	0,16	-14,83
EX	3	U1	5,38	-0,52
EX	4	U1	193,93	0,65
EX	5	U1	85,08	1,12
EX	6	U1	0,01	-2,43
EX	7	U1	18,38	0,19
EX	8	U1	116,87	0,56
EX	9	U1	0,00	-0,01
EX	10	U1	26,39	-18,98
EX	11	U1	1,57	16,60
EX	12	U1	44,44	2,01
EX	All	All	1216,31	16,80
EY	1	U2	12,57	0,13
EY	2	U2	-14,83	1370,50
EY	3	U2	-0,52	0,05
EY	4	U2	0,65	0,00
EY	5	U2	1,12	0,01
EY	6	U2	-2,43	446,84
EY	7	U2	0,19	0,00
EY	8	U2	0,56	0,00
EY	9	U2	-0,01	0,38
EY	10	U2	-18,98	13,66
EY	11	U2	16,60	175,78
EY	12	U2	2,01	0,09
EY	All	All	16,80	1463,14

Figure IV-3. Efforts tranchants

Puis, on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

➤ $V_{x\text{dyn}}=F_1= 1216.31 \text{ KN}$

➤ $V_{y\text{dyn}}=F_2=1463.14 \text{ KN}$

D) Comparaison des résultats :

Dans cette présente étape, on doit vérifier que les efforts tranchants calculés avec ETABS sont supérieurs ou égaux à 80% de l'effort calculé avec la formule de la méthode statique équivalente.

➤ **Sens xx :**

$$V_{x\text{dyn}}=1216.31 \text{ KN} \geq 0.8 \times 1364.36 \text{ KN} = 1091.54 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Sens yy :**

$$V_{y\text{dyn}}= 1463.14 \text{ KN} \geq 0.8 \times 1364.36 \text{ KN} = 1170,51 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

E) Vérification des déplacements relatifs :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe **4.2.10 du RPA 99**, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Le déplacement horizontal à chaque niveau k « δ_k » de la structure est calculé comme Suit:

$$\delta_k = R \delta_{ek} \dots\dots\dots (\text{RPA 99 formule 4-19})$$

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

R : coefficient de comportement

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

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

Sens xx : $\Delta_{kx} = \delta_x^k - \delta_x^{k-1}$

Sens yy : $\Delta_{ky} = \delta_y^k - \delta_y^{k-1}$

niveau	δ_{kx}	δ_{ky}	R	$\delta_{kx} \times R$	$\delta_{ky} \times R$	H (m)	Δ_{kx}	Δ_{ky}	1%H (mm)	obs
Etage5	8,41	7,24	5	42,05	36,2	3.06	8	7,25	30,6	Condition vérifié
Etage4	6,81	5,79	5	34,05	28,95	3.06	8,2	7,3	30,6	Condition vérifié
Etage3	5,17	4,33	5	25,85	21,65	3.06	8,05	7	30,6	Condition vérifié
Etage2	3,56	2,93	5	17,8	14,65	3.06	7,4	6,15	30,6	Condition vérifié
Etage1	2,08	1,7	5	10,4	8,5	3.06	6,4	5	30,6	Condition vérifié
RDC	0,8	0,7	5	4	3,5	4,08	4	3,5	40,8	Condition vérifié

Tableau IV-3. Récapitulatif des résultats trouvés suivant les deux directions :

❖ Conclusion :

D'après les valeurs trouvées sur le tableau ci-dessus, on admet que la condition du RPA vis-à-vis des déformations est vérifiée.

VI.6 Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale $\pm 0.05L$, (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.

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens.

Les résultats s'afficheront sur le tableau suivant :

Story	Diaphragm	XCCM	YCCM	XCR	YCR
COMBLE	DA7	10,335	8,480	10,348	8,301
ET5	DA6	10,332	6,117	10,347	8,273
ET4	DA5	10,335	5,979	10,345	8,249
ET3	DA4	10,335	5,979	10,343	8,211
ET2	DA3	10,335	5,984	10,341	8,150
RDC	DA1	10,335	6,023	10,338	8,034
ET1	DA2	10,335	5,990	10,340	8,068

Figure IV-4. Excentricité

Avec :

$$e_x = XCM - XCR$$

$$e_y = YCM - YCR$$

ex	ey
-0,013	0,179
-0,015	-0,156
-0,01	-0,27
-0,008	-0,232
-0,006	-0,166
-0,003	-0,011
-0,009	-0,78

❖ Comparaison des résultats :

➤ Sens longitudinal :

$$5\% L_y \geq e_x$$

$$0.05 \times 12.95 = 0.8 > 0.015 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ Sens transversal :

$$5\% L_x \geq e_y$$

$$0.05 \times 21 = 1.05 > 0.78 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

VI-7. Vérification du déplacement maximal de la structure :

Dans cette étape on doit déterminer le déplacement maximal de la structure avec le logiciel ETABS et le comparer à la flèche admissible f_{ad} .

$$F_{ad} = \frac{H_t}{500} = \frac{24.83}{500} = 0,0496$$

A) Détermination du déplacement maximal avec ETABS :

1) Dans le sens longitudinal :

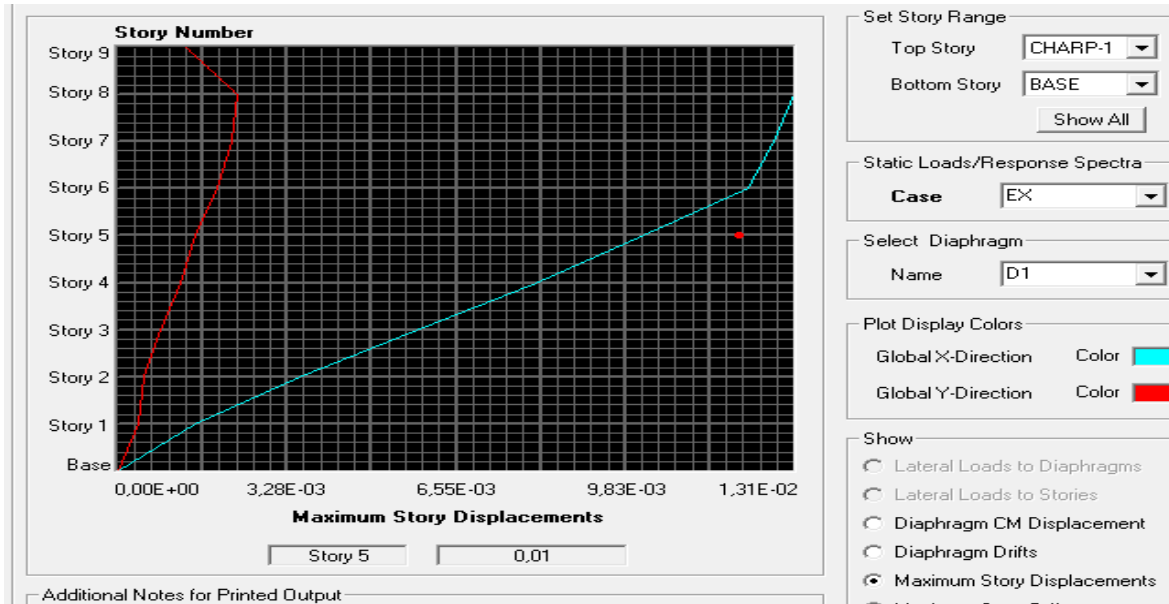


Figure IV-5. déplacement max dans le sens longitudinal

2) Dans le sens transversal

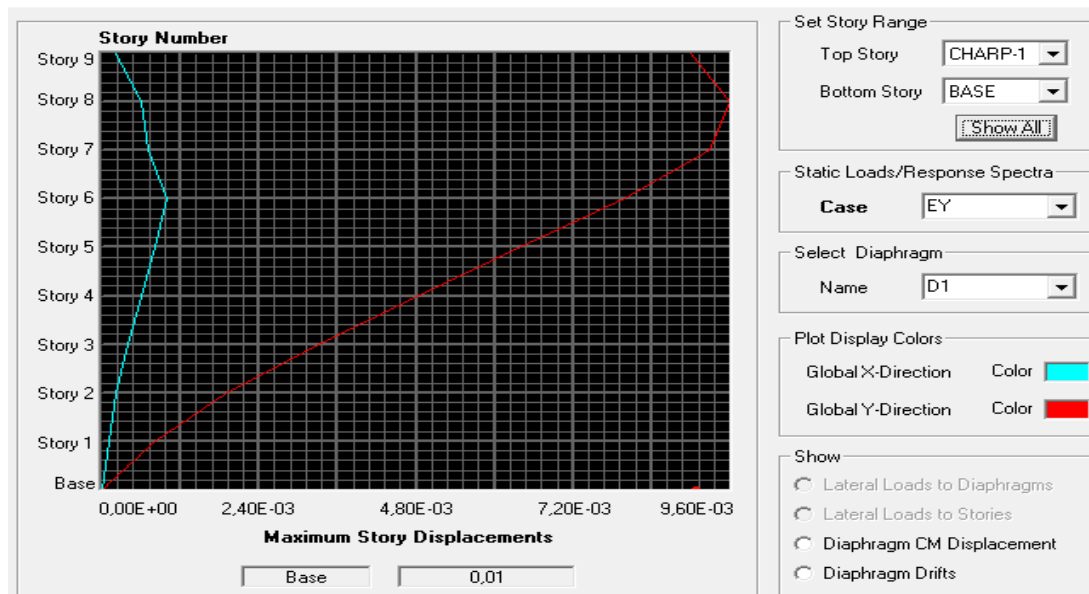


Figure IV-6. déplacement max dans le sens transversal

B) Résultats trouvés :

Déplacement maximal suivant (x-x) : 0.01m

Déplacement maximal suivant (y-y) : 0.01 m

Flèche admissible : 0.0496 m

C) Conclusion :

Les déplacements maximaux sont inférieurs à la flèche admissible, donc la condition vis-à-vis la flèche est vérifiée.

VI.8- Effort normal réduit (Art 7.1.3.3 du RPA 99/ version 2003) :

L'effort normal de compression est limité par la relation suivante, afin d'éviter ou de minimiser le risque de rupture dues à l'ensemble des sollicitations (action sismique) :

$$V = \frac{N_d}{B_c * f_{c28}} \leq 0.3$$

Où :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : L'aire de la section en béton, **B_c = 0.40 × 0.45 = 0.180 m²**

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton. **f_{c28} = 25 MPa**

- La valeur de **N_d** est prise à partir de logiciel ETABS , qui représente l'effort max du poteau le plus sollicité sous chargement a l'ELU

Dans notre cas est : **N_d = 1304.978 KN**

Donc :

$$V = \frac{1304.978}{0.180 \times 25000} = 0.289 < 0.3 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

VI-9. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

L'effet P- Δ est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure où 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 souplesse de la structure.
- 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 :

- **Le grand l'effet P- Δ** : correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.
- **Le petit l'effet P- δ** : au niveau des éléments de la structure.

Le RPA version 2003 préconise que les effets du 2^{ème} ordre ou les effets P-Delta peuvent être négligée dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux, si :

$\theta k < 0.10$: Les effets du 2^{ème} ordre sont négligés.

$0.10 < \theta k < 0.20$: Il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta k)$.

$\theta k > 0.20$: La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$$\theta_k = \frac{p_k \times \Delta_k}{v_k \times h_k}$$

Avec :

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau K.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau K-1.

h_k : Hauteur de l'étage K.

Dans le sens XX :

Story	pk	dk*10-3	Vk	Vk*hk	Θ
ETAGE5	3268,04	8	315,68	965,9808	0,0270651
ETAGE4	3358,67	8,2	552,14	1689,5484	0,0163009
ETAGE3	3358,68	8,05	937,13	2867,6178	0,0094285
ETAGE2	3432,11	7,4	1069,77	3273,4962	0,0077586
Etage1	3432,11	6,4	1160,23	3550,3038	0,0061869
RDC	3653,54	4	1216,31	4962,5448	0,0029449

Figure IV-7.verification P- Δ selon xx

Dans le sens YY :

Story	pk	dk*10-3	Vk	Vk*hk	Θ
ETAGE5	3268,04	7,25	712,34	2179,7604	0,0245277
ETAGE4	3358,67	7,3	949,49	2905,4394	0,0084388
ETAGE3	3358,68	7	1136,38	3477,3228	0,0067612
ETAGE2	3432,11	6,15	1279,17	3914,2602	0,0053925
Etage1	3432,11	5	1388,29	4248,1674	0,0040395
RDC	3653,54	3,5	1463,14	5969,6112	0,0021421

Figure IV-8. verification P- Δ selon YY

➤ **Conclusion :**

Dans les deux sens on a le coefficient $\theta_k < 0.10$ pour chaque niveau.

Donc les effets du second ordre peuvent être négligée.

VI.9- Justification de l'interaction portiques-voiles :

D'après l'article du RPA 99-3.4.a version 2003 le système de contreventement est mixte assuré par des voiles et portiques avec justification d'interaction Portique / voiles :

Charge sismique reprise par les voiles longitudinales est de 4819.635 KN

Charge sismique reprise par les voiles transversales est de 5760.208 KN

Charge sismique reprise par les portique longitudinal est de 2619.498 KN

Charge sismique reprise par les portiques transversales est de 2301.673 KN

Portiques + Voiles longitudinales = **7439.133 KN** (voiles : **64.79 %** ; portiques: **35.21 %**)

Portiques + Voiles transversales = **13764.066 KN** (voiles : **71.45 %** ; portiques : **28.55 %**)

Conclusion :

Notre structure est à ossature mixte contreventée par (portique + voile).

- **Conclusion générale :**

Toutes les exigences du RPA sont vérifiées, donc nous allons passer au ferrailage de la structure.

V.1 ferrailage des Poutres :

V.1.1. Introduction :

Les poutres sont des éléments horizontaux qui ont pour rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux.

Les poutres seront calculées en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible (les poutres ne sont pas exposées aux intempéries) d'après les règlements du BAEL 91 modifié 99, on se rapportera aussi au RPA 99 modifié 2003 pour la vérification.

Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- **Combinaisons fondamentales :**

A L'ELU : $1.35G + 1.5Q$ selon C.B.A

À L'ELS : $G + Q$.

- **Combinaisons accidentelles :**

Selon RPA99 révisé 2003 : **$G + Q \pm E$**

$0.8G \pm E$

V.1.2 Recommandations du RPA99 :

1. Armatures longitudinales :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Pour les Poutres principales : $A_{\min} = 0.005 \times 35 \times 45 = 7.87 \text{ cm}^2$.

Pour les Poutres secondaire : $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

➤ **Poutres principales :**

En zone courante : $A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 45 = 63 \text{ cm}^2$

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 45 = 94.5 \text{ cm}^2$

➤ **Poutres secondaires :**

En zone courante : $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$

- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

2. Armatures transversales :

- La quantité minimale des armatures transversales est de :

$$A_t \geq 0.003 S_t \cdot b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \Phi_{\min}\right) \quad \text{en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{en zone de recouvrement.}$$

Avec :

Φ_{\min} : 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.

V.1.3 Etapes de calcul des armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

Soit :

A_s : section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

A'_s : section supérieure la plus comprimée.

Un moment de flexion (M_u) supporté par la section.

On calcule le moment réduit : $\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \theta}, \quad \gamma_b = 1.5 \Rightarrow f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}, \quad \gamma_s = 1.15 \Rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Si $\mu_b \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée c.-à-d. la section ne comprendra que

les aciers tendus alors $A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$

Si $\mu_b \geq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est doublement armée c - à - d la section comprendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés.

On calcule :

$$M_r = \mu_r b d^2 f_{bc}$$

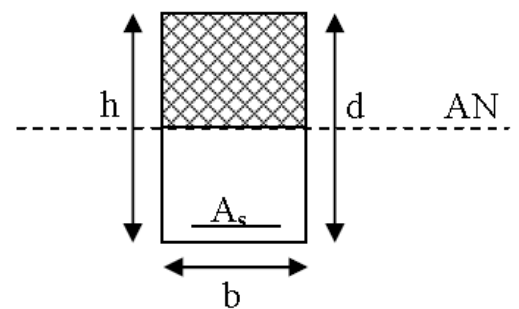
$$\Delta M = M_u - M_r$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

- **Armatures tendues :** $A_s = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$
- **Armatures comprimées :** $A'_s = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$



Remarque :

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c.-à-d. $\Delta M \leq 0.4M_u$ (**Art BAEL B.6.6, 1**).

V.1.4 Vérification à l'ELS :

Les états limites de service sont définis en tenant compte des amplifications de la durabilité de la construction.

- **Etat limite de résistance de béton :**

Il faut vérifier la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_s \leq 0,6f_{c28} = \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa.$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{adopté}}$$

(A_{adopté}: armatures adoptées à l'ELU)

On calcul:
$$\rho_1 = \frac{100A_{adopté}}{b_0 \cdot d}$$

$$\rho_1 \xrightarrow{\text{abaque}} \beta_1 \xrightarrow{\text{abaque}} k_1$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Les fissurations étant peu nuisibles, alors aucune vérification n'est nécessaire.

V.1.5 Vérification du BAEL 91 :

Les vérifications à effectuer sont les suivantes :

- **Condition de non fragilité (BAEL 91 Art A64) :**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- **Vérification de l'adhérence :**

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi f_{c28}$$

Avec :

τ_{se} : Contrainte d'adhérence calculée.

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte d'adhérence admissible.

V_u^{\max} : Effort tranchant max.

d : hauteur utile.

Ψ : Coefficient qui dépend de la nature de l'acier utilisé.

μ_i : Périmètre des aciers.

- **Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2}{\gamma_s} f_{c28}, 5MPa \right) = 3.33MPa. \quad (\text{Fissuration peu nuisible}).$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

- Influence de l'effort tranchant aux appuis (BAEL 91 Art 521) :

- Influence sur le béton :

$$V_u \leq 0,267 \times 0,9d \times b \times f_{c28}$$

- Influence sur les armatures :

$$\frac{A_s f_e}{\gamma_s} \geq \left[V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right]$$

1. Etat limite de déformation :

Il est nécessaire de faire la vérification de la flèche si les conditions suivantes sont pas vérifiées :

$$1) \frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16}.$$

- L_{\max} : portée de la travée entre nu d'appuis.

$$2) \frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}.$$

- M_t : Moment fléchissant maximal en travée.
- M_0 : Moment isostatique.

$$3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{F_e}.$$

- A : section d'armatures tendues.

- Calcul des armatures longitudinales

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{45,42 \times 10^3}{35 \times 45^2 \times 14,2} = 0,045 \quad \beta = 0,977$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \theta} = \frac{0,85 \times 25}{1,5 \times 1} = 14,2 \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}, \quad \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$\mu_b = 0.099 \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée c.-à-d. la section ne comprendra que les aciers tendus alors :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{45.42 \times 10^3}{0.977 \times 42 \times 348} = 3.04 \text{ cm}^2$$

NB : ceci représente un exemple de calcul pour les poutres principales en travée, on fait de même pour les poutres principales aux appuis, ainsi pour les poutres secondaires.

V.1.6 Ferrailage des poutres principales :

Poutres Principales	M _{max} (KN.m)	Obs	A _{st} cm ²	A _{min} cm ²	Ferrailage	A _{adopté} cm ²
Aux appuis	111.461	SSA	8.7	7.87	3HA14 (fil) + 3HA14 (chap)	9.24
En travée	45.42	SSA	3.04	7.87	3HA14 (fil) + 3HA14 (chap)	9.24

Tableau 5.1 : Ferrailage des poutres principales.

V.1.7 Ferrailage des poutres secondaires :

Poutres Secondaires	M _{max} (KN.m)	Obs	A _{st} cm ²	A _{min} cm ²	Ferrailage	A _{adopté} cm ²
Aux appuis	34.69	SSA	2.6	5.25	3HA12 (fil) + 3HA12 (chap)	6.79
En travée	39.31	SSA	2.9	5.25	3HA12 (fil) + 3HA12 (chap)	6.79

Tableau 5.2 : Ferrailage des poutres secondaires

V.1.8. Vérification de BAEL 91 :**V.8 .1.Vérification de la condition de non fragilité :**

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées, doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante :

$$A_s \geq A_{\min}$$

Pour les poutres principales (35×45) :

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 35 \times 42 \times \frac{2.1}{400} = 1.77 \text{ cm}^2.$$

Pour les poutres secondaires (30×35)

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1.16 \text{ cm}^2.$$

⇒ Toutes les sections d'acier adoptées pour les différentes poutres sont supérieures aux sections minimales trouvées par la condition de non fragilité

V.8.2. Vérification de l'adhérence

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

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} \quad ;$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres des barres

➤ **Sens principale :**

$$\sum U_i = 9 \times 3.14 \times 1.4 = 39.56 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{120.62 \times 10}{0.9 \times 42 \times 39.56} = 0.81 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} > 0.81 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

➤ **Sens secondaire :**

$$\sum U_i = 3.14 \times 6 \times 1.4 = 26.37 \text{ cm}^4$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{53.06 \times 10}{0.9 \times 32 \times 26.37} = 0.69 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} > 0.69 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

V.8.3. Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \leq \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right) = 3.33MPa. \text{ (Fissuration peu nuisible) } \bar{\tau}_u = 3.33 MPa .$$

➤ **Sens principale**

$$V_u = T_{\max} = 120.62 \text{ KN.}$$

Alors :

$$\tau_u = \frac{120.62 \times 10}{35 \times 42} = 0.82 \text{ MPa} < \text{MPa } 3.33 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens secondaire**

$$V_u = T_{\max} = 53.06 \text{ KN.}$$

Alors :

$$\tau_u = \frac{53.06 \times 10}{35 \times 42} = 0.36 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

V.8.4. Influence de l'effort tranchant aux appuis :**a. Influence sur le béton :**

Il faut vérifier que : $V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times d \times b \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$.

➤ **Sens principale**

$$V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times 42 \times 35 \times \frac{2.5}{1.5} = 882 \text{ KN}$$

$$V_u = 120.62 \leq 882 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens secondaire**

$$V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times 32 \times 30 \times \frac{2.5}{1.5} = 576 \text{ KN}$$

$$V_u = 53.06 \leq 576 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b. Influence sur les armatures :

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right).$$

Avec :

- μ en valeur algébrique.

Si $\left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) < 0 \Rightarrow$ la vérification n'est pas nécessaire.

Pour les poutres principales : $T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 120.62 - \frac{45.42}{0.9 \times 0.42} = -19.07 < 0$

Pour les poutres secondaires : $T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 53.06 - \frac{39.31}{0.9 \times 0.32} = -67.57 < 0$

\Rightarrow On remarque que la condition $\left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) < 0$ donc les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

c. Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

Les barres rectilignes de diamètre ϕ et de limite élastique f_e sont encrées sur une longueur :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}}$$

l_s = longueur de scellement droit

avec :

$$\tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 2.84 \text{ la contrainte d'adhérence à l'ancrage.}$$

Les barres que nous avons utilisé sont des diamètres ($\phi 16, \phi 14$ et $\phi 12$) donc leurs longueurs de scellements sont respectivement

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 \text{ cm}$$

$$l_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.84} = 49.29 \text{ cm}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet « l_c » est au moins égale à « $0.4 l_s$ » pour barre à haute adhérence.

Pour les HA12 : $l_c = 16.9$ cm

Pour les HA14 : $l_c = 19.72$ cm

➤ **Calcul des armatures transversales :**

Selon le **BAEL91**, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{b}{10}, \frac{h}{35}, \phi_l \right\}$$

Avec :

ϕ_l le plus petit diamètre dans le sens longitudinal

➤ **Sens principal :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{b}{10}, \frac{h}{35}, \phi_l \right\} = \min \{35, 12.85, 12\}$$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$

✓ **La section des armatures transversales :**

On choisira un cadre et un étrier $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ **Sens secondaire :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{b}{10}, \frac{h}{35}, \phi_l \right\} = \min \{30, 10, 12\}$$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On choisira un cadre et un étrier $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ **Calcul des espacements:**

❖ **(BAEL91/A.5.1.22) :**

✓ **Sens principal :**

$$S_t \leq \min \{0.9d; 40\text{cm}\} = \min \{36\text{cm}; 40\text{cm}\}$$

✓ **Sens secondaire**

$$S_t \leq \min \{0.9d; 40\text{cm}\} = \min \{31.5\text{cm}; 40\text{cm}\}$$

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$.

RPA version 2003 :

1. Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right)$$

• **Sens principales**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min\left(\frac{45}{4}; 12 * 1.2\right) = 8 \text{ cm}$$

• **Sens secondaire**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min\left(\frac{35}{4}; 12 * 1.2\right) = 8.75 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 8 \text{ cm}$ pour les deux sens

2. Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

• **Sens principales**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm}$$

• **Sens secondaire**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

• **Délimitation de la zone nodale :**

$$L' = 2 \times h$$

- h : hauteur de la poutre
- Sens principale : $L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$
- Sens secondaire : $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$

V.2.9. Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b$$

➤ **Sens principal :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$A_{t\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_t^{\min} = 1.2 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition est vérifiée

➤ **Sens secondaire :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

$A_t^{\text{adop}} \geq A_t^{\min} = 0.9 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

Le premier cadre d'armatures transversales sera disposé à 10 cm du nu de l'appui.

V.2.9. Vérification à l'ELS :

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

➤ **Etat limite de compression du béton :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

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

avec :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A}$$

A : armatures adoptées à l'ELU

On calcul :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

		M_{max}	A_s	ρ_l	K	β	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	OBS
Poutres principales	travées	45,42	9.24	0,31428571	41,82	0,89	263	6,28885701	15	conditions vérifiées
	appuis	111,46	9.24	0,62857143	28,5	0,88	326	11,4385965	15	
Poutres secondaires	travées	39,31	6.79	0,353125	39,35	0,282	163,41	4,15273189	15	
	appuis	53,06	6.76	0,353125	39,35	0,282	283,62	7,20762389	15	

Tableau 5.3 Vérification d'Etat limite de compression du béton

Vérification de la flèche

Les valeurs des différentes flèches sur l'ensemble des travées sont obtenues à l'aide du logiciel ETABS.

- **Poutres principales** : la valeur maximale de la flèche se trouve au niveau de la travée de longueur $l=4.38$ m

$$f = 0.115 \text{ cm} < f = \frac{l}{500} = \frac{438}{500} = 0.87 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Poutres secondaires** : La plus grande valeur de la flèche est en travée de longueur $l = 5.10$ m

$$f = 0.094 \text{ cm} < f = \frac{l}{500} = \frac{440}{500} = 0.88 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

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.

Récapitulation de ferrailage des poutres principales et secondaires

	Armature longitudinales		Armature transversales	
	travées	appuis	Zone nodale	Zone courante
poutres principales	3HA14+3HA14	3HA14+3HA14	Cad+etrT8 <i>$S_t = 8CM$</i>	Cad+etrT8 <i>$S_t = 15CM$</i>
Poutres secondaire	3HA12+3HA14	3HA12+3HA12	Cad+etrT8 <i>$S_t = 8CM$</i>	Cad+etrT8 <i>$S_t = 15CM$</i>

VII.1. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumise à un effort normal (N) et à un moment de flexion (M) dans les deux sens longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinale) en tenant compte des combinaisons considérées comme suit :

Combinaisons fondamentales : « 1^{er} genre » BAEL 91

- $1,35G + 1,5Q$ (ELU)
- $G + Q$ (ELS)

Combinaisons accidentelles : « 2^{ème} genre » RPA 99 V2003

- $G+Q\pm E$
- $0.8G\pm E$

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- effort normale maximal et moment correspondant.
- effort normal minimal et le moment correspondant.
- moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

En procédant à des vérifications à l'ELS

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la conception de notre structure sont citées dans le tableau suivant :

Situation	Béton			Acier(Fe400)		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	f_{bu}	γ_s	Fe(MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1.5	25	14.2	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	21.74	1	400	400

Tableau VII.1.1 : caractéristiques mécaniques des matériaux.

VII.1.2 Recommandation du RPA 99/Version 2003 :

D'après le RPA99/version 2003 (**Art 7.4.2**), les armatures longitudinales doivent être à **haute adhérence, droites et sans crochets**. Leur pourcentage en zone sismique **IIa** est limité à :

- Le pourcentage minimal est de **0.8%** de la section du poteau.
- Le pourcentage maximal est de **4%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est supérieur ou égal à 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone IIa).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

a. Armatures longitudinales :

Le pourcentage minimal sera :

Section de poteaux cm ²	Pourcentage minimal	Pourcentage maximal (cm ²)	
	$A_{min}=0.8\% b h$ (cm²)	Zone de recouvrement	Zone courante
		$A_{max}=6\% b h$	$A_{max}=4\% b h$
40×45	14,4	108	72
35×40	11,2	84	56
30×35	8,4	63	42

Tableau VII.1.2 : Le pourcentage minimal et maximal

b. Armatures transversales :

1) Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e} \text{ (RPA99/2003 : formule 7.1)}$$

Avec :

A_t : section d'armature transversale

V_u : effort tranchant de calcul

h₁ : hauteur totale de la section brute

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale $f_e = 400 \text{ Mpa}$.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

$$\rho_a = 3.75 \begin{cases} 2.5 & \lambda_g \geq 5 \\ \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : Élançement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}$$

Avec :

a et **b** : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation Considérée.

l_f : longueur de flambement du poteau.

- L'expression de la longueur de flambement **l_f** est donnée suivant l'article **B.8.3, 3** du **BAEL91/99** :

$$l_f = 0.7 l_0$$

l₀ : c'est la hauteur libre du poteau

S_t : espacement des armatures transversales.

La valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit :

$$\begin{cases} S_t \leq \min (10\Phi_t^{\min} \text{ } 15 \text{ cm}) & \text{en zone nodale} \\ S_t \leq 15\Phi_t^{\min} & \text{en zone courante} \end{cases}$$

Où :

∅₁ : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

1) La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :

Si $\lambda_g \geq 5$: 0,3%

Si $\lambda_g \leq 3$: 0.8%

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

2) Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \phi_t$ minimal.

VII.1. Calcul du ferrailage

Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Il est recommandé de calculer le ferrailage du poteau pour chacune des zones suivantes :

Zone 1 : du RDC au deuxième étage.....[poteaux 40×45]

Zone 2 : du troisième au cinquième étage[poteaux 35×40]

Zone 3 : le comble[poteaux 30×35]

1. Calcul des armatures à L'ELU :

Chaque poteau est soumis à un effort normal **N** (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant **M**, ce qui nous conduit à étudier trois cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement tendue (SET).
- Section entièrement comprimée (SEC).

a. Section partiellement comprimée (S.P.C) :

- le centre de pression se trouve à l'extérieur de segment limites par les armatures soumises soit à un effort de traction ou à un effort de compression.

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

La condition suivante doit vérifier :

$$N_u (d - c') - M_f \leq (0.337h - 0.81c) b h^2 f_{bu}$$

(Section rectangulaire)

Avec :

$$M_f = N_u \times g = N_u \left[\frac{h}{2} - c + e \right] = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

M_f : Moment fictif.

Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}}$$

➤ Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392$ la section est simplement armée. **(SSA)(A'=0)**

$\mu_{\text{Tableau}} \longrightarrow \beta$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

La section réelle d'armature est :

$$A_s = A_1 + \frac{N_u}{\sigma_s}$$

➤ Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392$ la section est doublement armée. **(SDA)(A'≠0)**

On calcul :

$$M_r = \mu b d^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}; \quad A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

Avec:

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

La section réelle d'armature ; $A_s = A'$; $A_s = A_1 + \frac{N_u}{\sigma_s}$

b. Section entièrement comprimée (S.E.C) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

- le centre de pression se trouve entre les armatures.

-N : efforts de compression.

$$N_u (d - c') - M_f > (0.337 - 0.81c') bh^2 f_{bu}$$

Deux cas peuvent se présenter :

1^{er} cas :

$$\text{➤ Si } (0.337h - 0.81\frac{c'}{h}) bh^2 f_{bu} < N_u (d - c') - M_f < (0.5 \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bu}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A' = \frac{N - 100 \psi b h f_{bu}}{100 \sigma_s} \quad A = 0$$

Avec :

$$\psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{bh^2 f_{bu}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

2^{ème} cas :

$$\text{➤ Si } N_u (d - c') - M_f \geq (0.5 \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bu}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A' = \frac{M_f - bh f_{bc} (d - 0.5h)}{\sigma_s (d - c')} \quad A = \frac{N_u - bh f_{bc}}{\sigma_s} - A'$$

Remarque :

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle \Rightarrow compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera :

$$A = \frac{N_u - B f_{bu}}{\sigma_s}$$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

c. Section entièrement tendu (S.E.T) :

$e_u \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$ le centre de pression se trouve entre les armatures

N est un effort de traction.

La section d'armatures supérieure : $A' = \frac{N \times a}{\sigma_{st} (d - c')}$

Avec :

$$a = 0.5h - c - e_u$$

La section d'armatures inférieure : $A = \frac{N}{\sigma_{st}} - A'$

2. Exemple de calcul :

- Poteaux 40x45:

$N_u = 1737.29 \text{ KN}$ \longrightarrow $M_{cor} = 7.866 \text{ kN.m}$ (effort de compression)

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{7.866}{1737.29} = 0.0045 \text{ m} \leq \left(\frac{0.45}{2} - c\right) = \left(\frac{0.45}{2} - 0.03\right) = 0.195 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve entre les armatures On doit vérifier la condition suivante :

$$N_u (d - c') - M_f > (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) b h^2 f_{bu}$$

Avec:

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

$$M_f = 7.866 + 1737.29 \left(\frac{0.45}{2} - 0.03\right) = 346.63 \text{ kN.m}$$

$$1737.29 (0.42 - 0.03) - 346.63 = 330.91 \text{ kN.m} \longrightarrow A$$

$$(0.337 - 0.81 \frac{0.03}{0.45}) 0.40 \times 0.45^2 \times 14.2 \times 10^3 = 325.50 \text{ kN.m} \longrightarrow \mathbf{B}$$

A > B la condition est vérifiée

- Donc la section est **entièrement comprimée**

Calcul des armatures :

Deux cas peuvent se présenter :

$$\text{➤ Si : } (0.337h - 0.81 \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bu} < N_u (d - c') - M_f < (0.5 \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bu}$$

$$N_u (d - c') - M_f = 1737.29 (0.42 - 0.03) - 346.63 = \mathbf{330.91 \text{ kN.m}} \longrightarrow \mathbf{1}$$

$$(0.5 \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bu} = (0.5 \frac{0.03}{0.45}) \times 0.40 \times 0.45^2 \times 14.2 \times 10^3 = \mathbf{498.42 \text{ kN.m}} \longrightarrow \mathbf{2}$$

1 < 2 alors les sections d'armatures sont :

$$A' = \frac{N - 100 \Psi bh f_{bu}}{100 \sigma_s} \quad A = 0$$

$$\text{Avec: } \Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - M_f}{bh^2 f_{bu}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}} = \frac{0.3571 + \frac{1737.29(0.42-0.03) - 346.63}{0.40 \times 0.45^2 \times 14.2 \times 10^3}}{0.8571 - \frac{0.03}{0.45}} = \mathbf{0.815}$$

$$A' = \frac{1737.29 - 100 \times 0.815 \times 0.40 \times 0.45 \times 14.2 \times 10^3}{100 \times 348 \times 10^3} = \mathbf{-0.0053 \text{ cm}^2}$$

$$A' = 0$$

- Donc : on va ferrailer avec la section d'armatures minimales exigées par le RPA

VII.1.4. Les résultats du ferrailage longitudinale des poteaux :

Niveaux	Section	Efforts	Moments	e (cm)	obs	A's (cm ²)	As (cm ²)	Amin (cm ²)	Choix des armatures	As adopté (cm ²)
		(KN)	(KN.M)							
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	40×45	N _{max} = -1737,29	M _{cor} =7,866	0,45	SEC	0	0			
		N _{min} = -121,77	M _{cor} =2,24	19,5	1,81	SEC	0	0,12	14,5	10HA14
		N _{cor} = -1430,94	M _{max} =28,408		1,98	SEC	0	0		
Etage	35×40	N _{max} = -944,71	M _{cor} =5,612	0,59	SEC	0	0			
		N _{min} = -21,35	M _{cor} =2,21	17	10,35	SEC	0	0	11,2	10HA14
		N _{cor} = -146,6	M _{max} =24,42		16,65	SEC	0	1,31		
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	30×35	N _{max} = -258,424	M _{cor} =12,42	32,5	SPC	0	0			
		N _{min} = -10,52	M _{cor} =3,42	14,5	32,5	SPC	0	0,2	9,04	10HA12
		N _{cor} = -4,71	M _{max} =41,51		59,02	SPC	0	0,45		
COMBLE	30×35	N _{max} = -258,424	M _{cor} =12,42	32,5	SPC	0	0			
		N _{min} = -10,52	M _{cor} =3,42	14,5	32,5	SPC	0	0,2	9,04	10HA12
		N _{cor} = -4,71	M _{max} =41,51		59,02	SPC	0	0,45		

Tableau VII.1.2 : ferrailage longitudinale des poteaux

VII.1. Armatures transversales :

1. Diamètres des aciers :

- Selon le BAEL91/V99 (Art A.8.1,3) :

Le diamètre ϕ_t des armatures transversales doit être égal au moins à :

$$\phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_L^{max}$$

Avec :

ϕ_L : c'est le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

$$\phi_t = \frac{1}{3} \times 16 = 5,33 \text{ mm}$$

- Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Adopter deux cadres 2HA8 de section $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

2. L'espacement des armatures transversales :

Espacement des armatures selon le RPA version 2003 :

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min(10\Phi_1^{\min}, 15\text{cm}) = \min(10 \times 1.2, 15\text{cm}) = 12\text{ cm} \rightarrow S_t = 10\text{ cm}$$

- **En zone courante :**

$$S_t \leq 15 \Phi_1^{\min} = 18\text{ cm} \rightarrow S_t = 15\text{ cm}$$

Où Φ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

3. Longueur de recouvrement :

$$L_r = 50 \phi_t = 50 \times 1.4 = 70\text{cm}$$

$$L_r = 50 \phi_t = 50 \times 1.2 = 60\text{ cm}$$

4. Vérification de la quantité d'armatures transversales :

- **Selon le RPA**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux. Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e} \text{ (RPA99/2003 : formule 7.1)}$$

Avec :

At : section d'armature transversale

Vu : effort tranchant de calcul

h1 : hauteur totale de la section brute

fe : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale $f_e = 400\text{Mpa}$.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \lambda_g \geq 5 \\ 3.5 & \lambda_g < 5 \end{cases}$$

L'élancement λ_g est donné par la relation : $\lambda_g = \frac{l_f}{i}$

$$\text{Avec : } i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{bh^2}{\frac{12}{bh}}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

Telle que :

$$l_f = 0.7 \times l_0$$

$l_0 = (l \text{ des poteaux} - h_t \text{ des poutres principale})$

$$\text{Poteau de } (40 \times 45) \text{ cm}^2 : \lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot l_f = \frac{\sqrt{12}}{45} \times 0.7 \times 261 = 14.06$$

$$\text{Poteau de } (35 \times 40) \text{ cm}^2 : \lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot l_f = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0.7 \times 261 = 15.82$$

$$\text{Poteau de } (35 \times 35) \text{ cm}^2 : \lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot l_f = \frac{\sqrt{12}}{35} \times 0.7 \times 261 = 18.08$$

On remarque que $\lambda_g \geq 5$ donc $\rho_a = 2.5$

- **Pour le cas le plus défavorable :**

- **En zone nodale :**

$$A_{\min} = 0.003 \times b \times St = 0.003 \times 45 \times 10 = 1.35 \text{ cm}^2$$

- **En zone de recouvrement :**

$$A_{\min} = 0.003 \times b \times St = 0.003 \times 45 \times 12 = 1.62 \text{ cm}^2$$

Donc

$$\begin{cases} A_{\text{adopter}} = 2.1 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

5. Vérification des contraintes tangentielles (Art 7.4.2.2 RPA 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} \quad \dots\dots\dots[\text{Art 7.4.3.2 RPA 99/ version 2003}]$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_b = 0.075 \text{ Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ Si } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

$$\rho_b = 0.075$$

$$\tau_{bu} = \min \left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \quad [\text{Art A.5.1,211/BAEL 91}]$$

On a :

$$\lambda_g \geq 5 \quad \text{donc } \tau_{bu} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Niveau	Section (cm ²)	d	T _{max} (kN)	τ _b (MPa)	λ _g	ρ _b	τ _{bu} (RPA99)	τ _{bu} (BAEL)	Observation
Comble	30×35	32	53,75	0,041992	14,06	0.075	1.875	3.33	C.v
Etage 3,4,5	35×40	37	27,69	0,021382	15,82	0.075	1.875	3.33	C.v
RDC ,1,2	40×45	42	31,85	0,025278	18,08	0.075	1.875	3.33	C.v

Tableau VII.1.2. Vérification des contraintes tangentielles

VII.1.4 Vérification à l'ELS :

a. Condition de non fragilité :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\text{min}} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0,455.d}{e_s - 0,185.d} \times b \times d$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa.}$$

Niveau	Sollicitation	Ns (KN)	Ms (KN,m)	e _s (cm)	A _{min}	Asadopté (cm ²)	obs
RDC, 1,2	N _{max}	1256,06	5,51	0,43	9,63		c.v
	N _{min}	171,95	3,35	1,94	7,02	15,39	c.v
	M _{max}	1034,7	20,03	0,19	6,5		c.v
3,4,5	N _{max}	687,34	4,074	0,59	8,04		c.v
	N _{min}	26,51	3,29	0,13	4,7	15,39	c.v
	M _{max}	164,58	19,35	0,11	6,53		c.v
Comble	N _{max}	187,83	9,02	4,81	7,75		c.v
	N _{min}	7,3	2,48	33,91	4,8	11,31	c.v
	M _{max}	30,16	3,01	9,9	5,6		c.v

Tableau VII.1.2. Vérification Condition de non fragilité

b. État limite d'ouvertures des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

c. Etat limite de compression du béton (Art A.4.5,2/BAEL 91):

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles

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

Remarque :

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).

Tableau récapitulatif des vérifications de contraintes calculées en utilisant le logiciel

[SOCOTEC] :

Niveau	Sollicitation	Ns (KN)	Ms (KN,m)	h/6	e _s (cm)	obs	σ_{bsup} (MPa)	σ_{binf} (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	obs
RDC, 1,2	N _{max}	1256,06	5,51		0,43	SEC	7	6,83		c.v
	N _{min}	171,95	3,35	5	1,94	SEC	1,02	0,96	15	c.v
	M _{max}	1034,7	20,03		0,19	SEC	6,86	3,73		c.v
Etage 3,4,5	N _{max}	687,34	4,074		0,59	SEC	6,37	6,16		c.v
	N _{min}	26,51	3,29	6,66	0,13	SEC	0,64	0,57	15	c.v
	M _{max}	164,58	19,35		0,11	SEC	2,1	0,57		c.v
Comble	N _{max}	187,83	9,02		4,81	SEC	4,6	3,53		c.v
	N _{min}	7,3	2,48	7,5	33,91	SPC	0,09	0,03	15	c.v
	M _{max}	30,16	3,01		9,9	SPC	0,9	0		c.v

Tableau VII.1.2. Vérification

**

- Tableaux récapitulatifs du ferrailage des poteaux :

Armature Transversales	
Zone nodale	Zone courante
2CadHA8 $S_t = 10CM$	2CadHA8 15CM
2CadHA8 $S_t = 10CM$	2CadHA8 $S_t = 10CM$

Armature Longitudinales		
RDC, 1,2	Etage 3 ,4,5	Comble
10HA14	10HA14	10HA12

VII- Ferrailage des voiles

Les voiles sont des éléments structuraux de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et horizontales (séisme). Ils seront ferrillés en flexion composé sous l'action des sollicitations verticales et horizontales. Leur ferrailage est composé de trois (3) types d'armatures :

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

Dans le but de faciliter la réalisation et d'alléger les calculs, on décompose notre bâtiment en trois zones :

- **Zone I** : RDC, 1^{er}, 2^{ème} étage.
- **Zone II** : 3^{ème}, 4^{ème} étage.
- **Zone III** : 5^{ème} étage, le comble

1) Les armatures verticales

a) On détermine les diagrammes des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.v}{I} \quad \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.v'}{I}$$

Avec :

M : moment dans le voile.

N : effort normale dans le voile.

$$v = v' = L/2$$

v' : distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée.

v : distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue.

B = L.e (section du béton).

L : longueur du voile.

e : épaisseur du voile.

I : moment d'inertie du voile.

b) On découpe les diagrammes obtenus en bandes de largeur « d » :

$$d \leq \min \left\{ \frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3} \right\}$$

Avec :

L_c : longueur de la partie comprimée.

h_e : hauteur entre nus des planchers du voile considéré.

c) On détermine l'effort normal ultime agissant en prenant la valeur moyenne des contraintes dans chaque section considérée, puis on détermine les armatures :

- **Section partiellement comprimée S.P.C**

L'effort normal pour une bande « d » est donné par la formule suivante :

$$N_{u1} = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} . d . e$$

$$N_{u2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} . d . e$$

e : épaisseur des voiles.

Les sections d'armatures sont données par :

$$A_1 = \frac{N_{u1}}{\sigma(10\text{‰})}$$

$$A_2 = \frac{N_{u2}}{\sigma(10\text{‰})}$$

Avec :

A_1, A_2 : section d'armatures verticales.

$\sigma(10\text{‰})$ = Contrainte dans les aciers correspondante à un allongement de (10‰) .

$$\text{Combinaisons courantes : } \sigma(10\text{‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$$

$$\text{Combinaisons accidentelles : } \sigma(10\text{‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400\text{MPa}$$

- **Section entièrement comprimée (S.E.C)**

Les efforts normaux :

$$N_{u1} = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} . d . e$$

$$N_{u2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} . d . e$$

Les sections d'armatures sont données par :

$$A_1 = \frac{N_{u1} - B . f_{bc}}{\sigma(2\text{‰})}$$

Avec :

$$A_2 = \frac{N_{u2} - B . f_{bc}}{\sigma(2\text{‰})}$$

A_1, A_2 : section d'armatures verticales.

$\sigma(2\text{‰})$ = Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (2‰).

$$\text{Combinaisons courantes : } \sigma(2\text{‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Combinaisons accidentelles : } \sigma(2\text{‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

f_{bc} = (contrainte de calcul dans le béton).

$$f_{bc} = \frac{0,85 . f_{c28}}{\gamma_b} \quad [\text{MPa}]$$

Combinaisons courantes : $\gamma_s=1,5 \longrightarrow f_{bc}=14,2 \text{ MPA}$

Combinaisons accidentelles : $\gamma_s=1 \longrightarrow f_{bc}=21,25 \text{ MPA}$

- **Section entièrement tendue (S.E.T)**

Les efforts normaux

$$N_{u1} = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} . d . e$$

$$N_{u2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} . d . e$$

Les sections d'armatures sont données par :

$$A_1 = \frac{N_{u1}}{\sigma(10\text{‰})}$$

$$A_2 = \frac{N_{u2}}{\sigma(10\text{‰})}$$

Avec :

A_1, A_2 : section d'armatures verticales.

$\sigma(10\text{‰})$ = Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de 10‰.

$$\text{Combinaisons courantes : } \sigma(10\text{‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Combinaisons accidentelles : } \sigma(10\text{‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

2) Section d'armatures minimales

La section d'armatures verticales doit respecter les conditions suivantes :

- **Compression simple** Art A.8.1 ; 21 /BAEL91 mod99) :

$A_{\min} \geq 4\text{cm}^2$ par mètre de longueur de parement mesuré perpendiculairement à la direction de ces armatures.

$$0,2\%.B \leq A_{\min} \leq 5\%.B$$

B : Section du béton comprimé.

- **Traction simple** (art A.4.2.1/ BAEL91mod99) $A_{\min} = \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}$

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2% de la section horizontale du béton tendue (Art.7.7.4.1 RPA 99/2003).

3) Les armatures horizontales

La section d'armatures horizontales est donnée par :

$$A_H \geq \frac{A_V}{4} \quad (\text{B.A.E.L})$$

$$A_H \geq 0,15\%.B \quad (\text{RPA99})$$

$$A_H \geq \max \left\{ \frac{A_V}{4}; 0,15\%.B \right\}$$

A_V : Section d'armatures verticales adoptée.

B : Section du béton.

Ces armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ , dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales doivent être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

4) Les armatures transversales

Les armatures transversales sont généralement des épingles, elles ont pour rôle :

- 1- De relier les deux nappes d'armatures verticales avec au moins 4 épingles par mètre carrés.
- 2- De renforcer les parties extérieures du refend et d'empêcher le flambement des armatures verticales sous l'effet de la compression.

5) Les armatures de couture

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section est calculée comme suit :

$$\begin{cases} A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{T}}{f_e} \\ \bar{T} = 1,4T_K \end{cases}$$

Avec : \bar{T} : L'effort tranchant majoré à la base du voile.

T_K : L'effort tranchant au niveau considéré.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

A_{vj} : Section d'armatures de couture.

On ajoute cette quantité d'armatures à la section d'armatures tendues nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

7) Les dispositions constructives

- a- L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min \{1,5 \cdot e ; 30\text{cm}\}.$$

Avec : e : épaisseur du voile.

- b- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres verticales doit être réduit à moitié sur une longueur égale $1/10 L$ (largeur du voile) et ne doit pas dépasser 15cm.

- c- Le diamètre des armatures verticales et horizontales ne doit pas dépasser $(1/10)$ de l'épaisseur du voile.

- d- Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

- 40Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées, sous toutes les combinaisons possibles des charges.

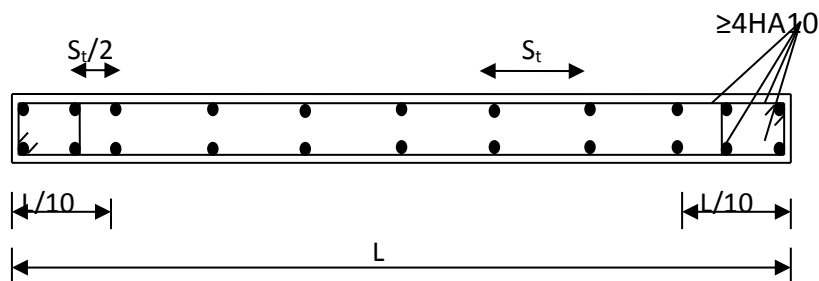


Figure VII-1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

- **Exemple de calcul :**

Soit à calculer le ferrailage d'un voile transversale $L=4.4\text{m}$ sur zone I :

On calcule les efforts agissant sur le voile considéré pour tous les voiles de la zone

Les contraintes les plus défavorables sont données par ETABS :

$$L=4.4\text{m} \quad l=1.73\text{m}^4, \quad B=0.88 \text{ m}^2, \quad e=0.2\text{m}$$

$$\sigma_{\max} = 4534.3 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -6943.88 \text{ KN} / \text{m}^2$$

1-Calcul de la longueur de zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} \times L = \frac{4534.3}{(4534.3 + 6943.88)} \times 4.4 = 1.86\text{m}$$

$$\text{Alors } L_t = L - L_c = 4.4 - 1.86 = 2.54 \text{ m.}$$

Calcul de d : nous avons :

$$d \leq \min \left(\frac{he}{2}; \frac{2}{3} L_c \right) = 1.23 \text{ m. Soit } d = 1.2\text{m.}$$

2-Calcul des contraintes et des efforts normaux :

a-Bande 1 :

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d)\sigma_{\min}}{L_t} = 4020.14 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = \frac{(4534.3 + 3947.05)}{2} \times 1.2 \times 0.2 = 1026.2 \text{ KN}$$

b-Bande 2 :

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = \frac{4020.14}{2} \times 1.2 \times 0.2 = 482.42 \text{ KN}$$

2-Les armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{1026.2}{40} = 25.66 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{482.42}{40} = 12.06 \text{ cm}^2$$

3- Les armatures de coutures :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{T}}{f_e} = 1.54 \frac{T}{f_e} = \frac{1.54 \times 708.17}{40} = 27.26 \text{ cm}^2.$$

Alors :

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 39.69 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 23,3 \text{ cm}^2$$

4- Les armatures minimales : selon les exigences de RPA99/2003 :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23 d.e. f_{t28}}{f_e}; 0.005 d.e \right\}$$

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23 \times 120 \times 20 \times 2,1}{400}; 0,005 \times 120 \times 20 \right\} = \max(2.898; 12) = 12 \text{ cm}^2$$

$$A_{v1} \geq A_{\min} \quad \text{et} \quad A_{v2} \geq A_{\min}.$$

5- Le ferrailage adopté :

Bande1 : 2 X 12HA12 = 27.14cm² soit St=10cm.

Bande2 : 2X8HA12 = 18.10cm² soit St=24cm.

6- Les armatures horizontales :

$$A_h = \frac{A_v}{4} = \frac{27.14}{4} = 6.8 \text{ cm}^2$$

Avec :

$A_h \geq 0.15\%B = 0.0015 \times 9400 = 14.1 \text{ cm}^2 \rightarrow$ dans la section générale du voile.

$A_h \geq 0.1\%B = 0.0001 \times 9400 = 9.4 \text{ cm}^2 \rightarrow$ dans la zone courante.

On prend $A_h = 14.1 \text{ cm}^2$ soit donc 18HA10 = 14.14 cm^2 avec un espacement de 15cm.

7- Les armatures transversales :

Les deux nappes doivent être reliées au minimum par 04 épingles au mètre carré. Soit 4T8/ml.

8- Vérifications :

a- Espacement :

$St \leq \min(1.5e; 30) = 30 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.

b- Vérification des contraintes de cisaillements :

1- selon le RPA99/2003 :

$$\tau_b = \frac{1.4T}{e d} = \frac{1.4 \times 708.17}{0.2 \times 4.4 \times 0.9} = 1172 \text{ KN} / \text{m}^2 = 1.17 \text{ MPa}$$

On a :

$$\overline{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa} \rightarrow C.V$$

9- Vérification ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A_v} \Rightarrow \sigma_b = \frac{3523 \times 10^3}{0.88 \times 10^6 + 15 \times (27.14) \times 10^4} = 3.34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.5 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow C.V$$

Le ferrailage des autres voiles est donné sous formes de tableaux.

		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.5	1.5	1.5	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.3	0.3	0.3	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	2627.79	1463.29	3079.79	
	σ_{min} [KN/m ²]	-6778.22	-3760.92	-3560.18	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	229.12	191.58	104.93	
	L _t (m)	1.15	1.17	0.88	
	L _c (m)	0.35	0.33	0.62	
	d (m)	0.577	0.585	0.442	
	σ_1 [KN/m ²]	3389.110	1880.460	1781.473	
	N (kN)	N ₁	586.15	329.98	236.10
		N ₂	195.383	109.992	78.864
	A _v (cm ²)	A _{v1}	14.65	8.25	5.90
		A _{v2}	4.88	2.75	1.97
	A _{vj} (cm ²)		8.82	7.38	4.04
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	16.06	10.09	6.91
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	4.88	4.59	2.98
	A _{min} (cm ²)		6.05	6.14	4.64
	A _{vadopté} (cm ²)	Bonde1	16.07	12.32	9.03
		Bonde 2	6.28	6.28	6.28
Ferrailage des voiles	Choix des barres/nappe	Bonde1/nappe	4HA16	4HA12	4HA10
		Bonde 2/nappe	4HA14	4HA12	4HA10
	S _t (cm)	Bonde1	11 cm	11 cm	11 cm
		Bonde 2	11 cm	11 cm	11 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		3.46	2.65	2.03
	A _H /nappe (cm ²)		4.02	3.08	2.26
	Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA12/nappe	4HA12/nap	4HA12/nap
	ep =20cm		(A=4.51cm ²)	(A=4.51cm ²)	(A=4.51cm ²)
Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
Contrainte de cisaillement	τ_b	0.796	0.655	0.353	
	τ_u	1.114	0.917	0.495	
ELS	σ_{bc}	3.19	2.16	1.14	

Tableau VII.1: Ferrailage des voiles L=1.5m

		Zone I	Zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	2	2	2		
	e (m)	0.2	0.2	0.2		
	B (m)	0.4	0.4	0.4		
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/cm ²]	0.17	0.20	0.04		
	σ_{\min} [KN/cm ²]	-0.65	-0.50	-0.09		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC		
	V _u (kN)	119.47	171.45	38.19		
	L _t (m)	1.59	1.43	1.44		
	L _c (m)	0.41	0.57	0.56		
	d (m)	0.34	0.38	0.37		
	σ_1 [KN/m ²]	5110.00	3671.33	668.75		
	N (kN)	N ₁	394.74	329.51	58.04	
		N ₂	173.74	139.51	24.74	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	11.34	9.50	4.44	
		A _{v2}	5	4	4.44	
	A _{vj} (cm ²)		4.60	6.60	1.47	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	12.49	11.15	2.40	
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	6.15	5.65	1.10	
	A _{min} (cm ²)		3.57	4.00	4.44	
	A _{vadopté} (cm ²)	Bonde1	12.32	11.15	2.40	
		Bonde 2	6.15	5.65	1.10	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1/nappe	4HA16	4HA14	4HA12
			Bonde 2/nappe	3HA12	3HA12	3HA12
S _t (cm)		Bonde1	10	10	10	
		Bonde 2	25	25	25	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		3.46	2.65	2.03		
A _H /nappe (cm ²)		5.65	5.65	5.65		
Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA12/nap	5HA12/nap	5HA12/nap		
ep		ep =23cm	23cm	23cm		
Armature transversal		4 Epingles HA8/m²				
Vérification des contraintes	Contrainte de cisaillement	τ_b	0.46	0.67	0.15	
		τ_u	0.33	0.48	0.11	
	ELS	σ_{bc}	1.18	0.36	0.35	

Tableau VII.2 : Ferrailage des voiles L=2m

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	4.4	4.4	4.4	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.88	0.88	0.88	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	4534.3	1932.2	1534.98	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-6943.88	-3293.11	-1847.72	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	773.86	635.63	351.78	
	L _t (m)	2.46	2.65	2.31	
	L _c (m)	1.94	1.76	2.09	
	d (m)	1.229	1.323	1.154	
	σ_1 [KN/m ²]	3370.185	1646.555	923.860	
	N (kN)	N ₁	1242.96	653.75	319.81
		N ₂	414.319	217.916	106.605
	A _v (cm ²)	A _{v1}	31.07	16.34	8.00
		A _{v2}	10.36	5.45	2.67
	A _{vj} (cm ²)		29.79	24.47	13.54
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	38.52	22.46	11.38
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	10.36	11.57	6.05
	A _{min} (cm ²)		12.91	13.90	12.12
	A _{vadopté} (cm ²)	Bonde1	40.19	30.8	22.6
Bonde 2		20.33	14.13	14.13	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1/nappe	10HA16	10HA14	2x 10HA12
		Bonde1/nappe	9HA12	9HA10	2 x 9HA10
	S _t (cm)	Bonde1	12 cm	12 cm	12 cm
		Bonde 2	13 cm	13 cm	13 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		7.38	3.91	2.30
	A _H /nappe (cm ²)		10.05	7.70	5.65
	Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA12/nappe	5HA12/nappe	5HA12/nappe
	ep =20cm		(A=5.65cm²)	(A=5.65cm²)	(A=5.65cm²)
Armature transversal		4 Epingles HA8/m²			
Vérification des contraintes	contrainte	τ_b	1.030	0.841	0.463
	ELS	τ_u	1513.2	983.74	468.58
		σ_{bc}	1.63	1.08	0.52

Tableau. VII.3 : Ferrailage des voiles L=4.40m

voile	Zone	Bande1	e_1	Bande2	e_2	A_H	e_h	A_t
L=1.5m	I	4HA16	11	4HA14	11	4HA12	20	4HA8
	II	4HA12	11	4HA12	11	4HA12	20	4HA8
	III	4HA10	11	4HA10	11	4HA12	20	4HA8
L=2m	I	4HA16	10	3HA12	25	5HA12	23	4HA8
	II	4HA14	10	3HA12	25	5HA12	23	4HA8
	III	4HA12	10	3HA12	25	5HA12	23	4HA8
L=4.40m	I	10HA16	12	9HA12	13	5HA12	20	4HA8
	II	10HA14	12	9HA10	13	5HA12	20	4HA8
	III	10HA12	12	9HA10	13	5HA12	20	4HA8

Tableau VII.4 : Tableau récapitulatif du ferrailage des voiles.

VIII.1. Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée.
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique.
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures, en :

➤ **Fondations superficielles :**

Utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface (semelles isolées, semelles filantes et radier).

➤ **Fondations profondes :**

Utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante ; lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

VIII.2 : Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est : $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VIII.3 : Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation, est en fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage.
- La facilité de l'exécution.
- La capacité portante du sol.
- L'économie.
- L'importance de la superstructure.

VIII.4 : Dimensionnement :

a. Semelle isolé :

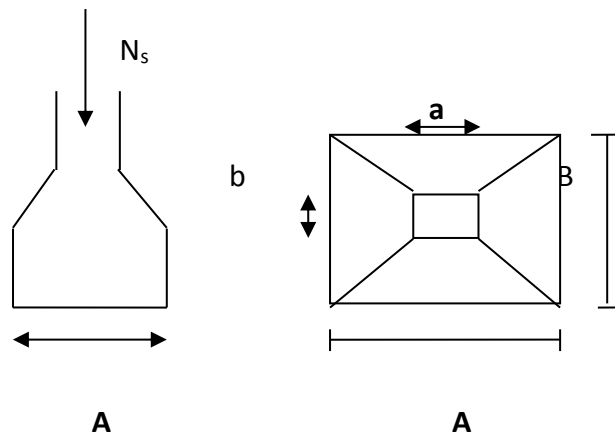
Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal $N_{s \max}$ qui est obtenu à la base de tous les poteaux.

$$A.B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = 1 = \frac{A}{B} = A = B$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$



Exemple de calcul :

$$N_s = 1256.05 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1256.05}{200}} = 2.50 \text{ m}$$

Soit : $B = 2.50 \text{ m}$

Remarque :

Les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

➤ **Calcul de la surface des fondations :**

• **Sous poteaux :**

Pour connaître la répartition des contraintes on devra calculer $e = \frac{\sum N_{si} \times e_i + \sum M_i}{\sum N_i}$ et comparer la valeur trouvée à $\frac{L}{6}$

- Si $e \leq \frac{L}{6}$ → Répartition trapézoïdal
 ➤ Si $e \geq \frac{L}{6}$ → Répartition triangulaire

Sachant que : $\frac{L}{6} = 2.33\text{m}$

Poteaux	N_{si}	Moments (KN.m)	e_i	$N_{si} \times e_i$	Excentricité « e »
E.7	1005.16	0.539	7.975	8016.15	
E.5	1110.17	-0.897	2.2	2442.374	
E.3	1246.81	0.371	-2.2	-2742.978	
E.1	1256.05	-4.145	-7.975	-10017	
SOMME	4618.19	-4.132		-2301.457	

Tableau VIII.1. Calcul de l'excentricité.

On remarque que : $e < \frac{L}{6}$ donc la répartition est trapézoïdal.

La largeur de la semelle se calcul comme suit :

$$\sigma_{\left(\frac{3}{4}\right)} = \frac{N_s}{B \times L} \times \left(1 + \frac{3 \times e_s}{L_s}\right) \leq \overline{\sigma_{sol}} \rightarrow B \geq \frac{N_s \left(1 + \frac{3 \times e}{L}\right)}{L \times \overline{\sigma_{sol}}}$$

On utilise la contrainte moyenne :

Avec : $N_s = \sum N_{si}$

Après calcul on obtiendra : $B > 1.65$;

✚ **On prend B=2m**

➤ Calcul de la surface totale sous poteaux notée S_p :

$$S_p = [(2 \times 14 \times 6)] = 168 \text{ m}^2$$

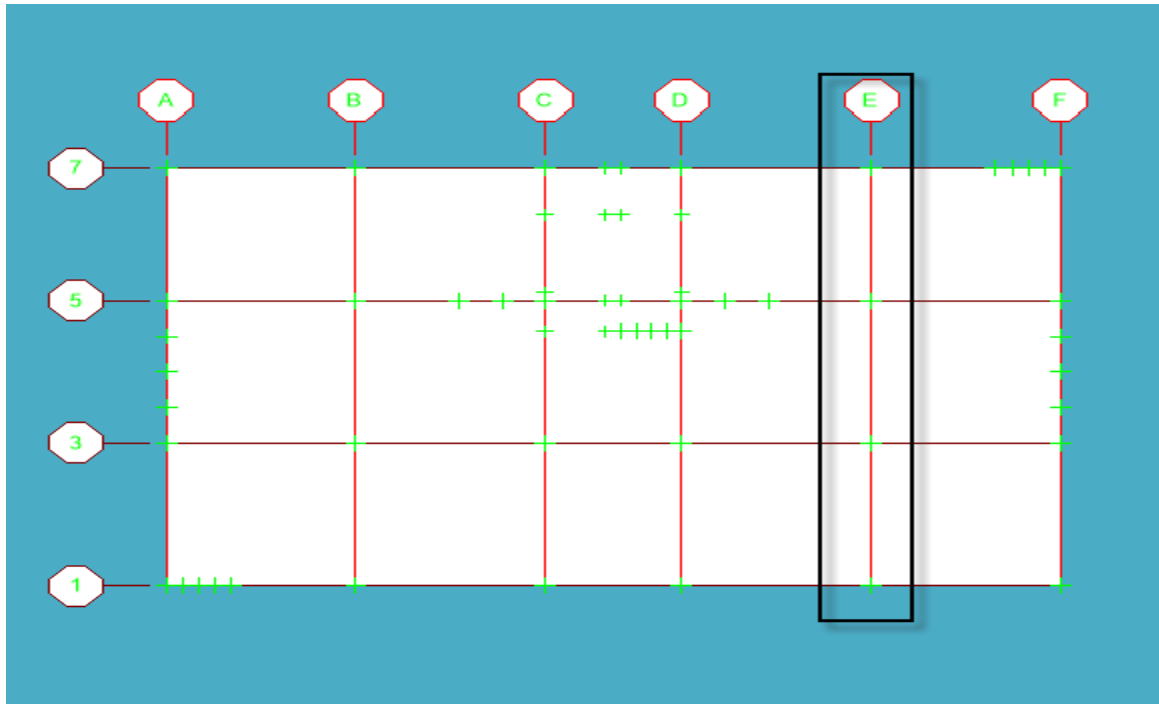


Figure VIII.1. File de poteaux la plus sollicitée.

Remarque :

N_s est tiré du logiciel ETABS en choisissant la combinaison "ELS" et cela pour la file la plus sollicitée c.à.d. la file qui donne l'effort le plus défavorable.

❖ **Sous voiles :**

$$\overline{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G + Q}{BL} \rightarrow B \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma}_{sol} \times L}$$

	N_s (KN)	L (m)	B (m)
Valeurs	1010.53	2	1.50

Tableau. VIII.2 .Calcul de B

✚ On prend $B = 1.50$

- Surface totale des semelles sous murs (voile) :

$$S_v = [1.5 \times (2.00 \times 2)] + [1.5 \times (1.5 \times 2)] + [1.5 \times (4.4 \times 2)] = 23.7 \text{ m}^2$$

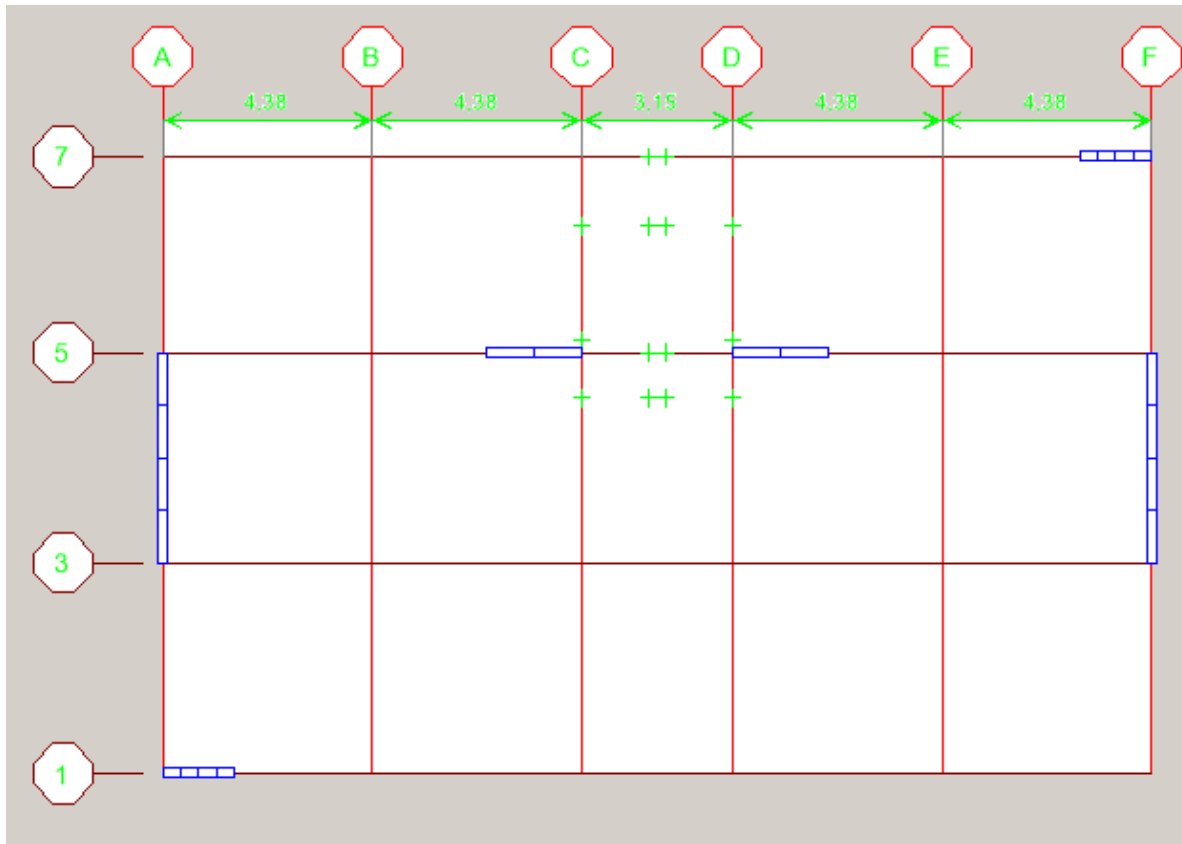


Figure VIII.2. Répartition des voiles.

Nota :

L'effort $N_s = 1010.53 \text{ KN}$ correspond à l'effort le plus défavorable agissant sur les voiles, il a été tiré du logiciel ETABS.

- Surface totale des semelles (sous poteaux + sous voiles)

$$S_{ts} = 168 + 23.7 = 191.7 \text{ m}^2$$

- Surface totale du bâtiment :

$$S_{tb} = 21 \times 12.95 = 271.95 \text{ m}^2$$

- Pourcentage de la surface des semelles

$$50 \% S_{tb} = 135.97 < 191.7 \text{ m}^2$$

❖ **Conclusion :**

Le pré dimensionnement des semelles filantes a donné des largeurs importantes, ce qui induit leur chevauchement, de plus, la surface totale de ces dernières dépasse 50% de la surface de la structure (l'assise).

Donc, on opte pour un radier général qui offrira :

- Une facilité de coffrage ;
- Une rapidité d'exécution ;
- Présentera une grande rigidité.

VIII.5 Etude du radier général

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire) ;
- Facilité de coffrage ;
- Rapidité d'exécution ;
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

VIII.5.1 pré dimensionnement du radier

1. Condition de vérification de la longueur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique ;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40$ MPa pour un sol moyen ;

I : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale déformée pour un chargement de long durée ; $E = 10818,86$ MPa.

L_{max} : Distance maximale entre deux voiles successifs.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4,40}{\pi}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0,68m$$

Condition forfaitaire

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{max}}{5} = \frac{440}{8} \leq h_r \leq \frac{440}{5} \Rightarrow 54cm \leq h_r \leq 88cm$$

D'après ces conditions, La nervure du radier doit avoir une hauteur de **$h = 70$ cm**.

- **Dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20}, \text{ avec un minimum de } 25cm$$

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{440}{20} = 21,9cm \text{ Soit } h_d = 30cm$$

Elle doit vérifier la condition suivante

- **Largeur de la nervure :**

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{440}{10} = 44,cm \text{ Soit } h_n = 45 \text{ cm}$$

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 70$ cm..... Hauteur de la nervure

$h_d = 30$ cm Hauteur de la dalle

$b_n = 45$ cm ... Largeur de la nervure.

2. Calcul de la surface nécessaire au radier

Pour le calcul des charges de la superstructure, on fait la somme des masses des planchers

- Charge permanente $G = 23761.46 \text{ KN}$
- Charge d'exploitation $Q = 6503 \text{ KN}$

3. Combinaison d'actions

$$\text{A l'ELU : } N_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 23761.46 + 1.5 \times 6503 = 41832.41 \text{ kN}$$

$$\text{A l'ELS : } N_s = G + Q = 23761.46 + 6503 = 30264.46 \text{ kN}$$

4. Détermination de la surface du radier

$$\text{A l'ELU } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{2 \times \sigma_{\text{sol}}} = \frac{41832.41}{1.33 \times 200} = 157.26 \text{ m}^2$$

$$\text{A l'ELS } S_{\text{rad}}^{\text{ELS}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{30264.46}{200} = 151.32 \text{ m}^2$$

D'où :

$$S_{\text{bat}} = 271.95 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 157.26 \text{ m}^2$$

Remarque

Etant donné que la surface du bâtiment (assise) est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord. Mais en revanche les règles du BAEL, nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$h_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{70}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 35 \text{ cm}$$

On opte pour un radier de $h_{\text{déb}} = 50 \text{ cm}$

Donc on aura une surface totale du radier :

$$\text{S radier} = \text{S bâtiment} + \text{S débord} = 271.95 + 33.95 = 305.9 \text{ m}^2$$

a. 5. Détermination des efforts à la base du radier :

❖ Charges permanentes :

- Poids du bâtiment : $G_{bat}=23761.46\text{KN}$
- Poids du radier :

G_{rad} = poids de la dalle + poids de la nervure + poids du remblais + poids de la dalle flottante + poids de débord.

Poids de la dalle : $P_d = S_{rad} \times h_d \times \rho_b = 25 \times 0.3 \times 305.9 = 2294.25 \text{ kN}$

Poids de la nervure : $P_n = b_n \times h_n \times L_n \times \rho_b = 25 \times 0.45 \times 0.7 \times 171.7 = 1352.13 \text{ kN}$.

Poids de la dalle flottante : $P_{df} = (S_{rad} - S_n) \times e_p \times \rho_b = 25 \times 0.1 \times (305.9 - 171.7 \times 0.7) = 587.75 \text{ kN}$

Poids de remblais : $= (S_{rad} - S_n)(h_n - e_p) \rho_{TV0} = 16 \times (305.9 - 171.7 \times 0.7)(0.7 - 0.10) = 2100.76 \text{ kN}$

$G_{rad} = 2294.25 + 1352.13 + 587.75 + 2100.76 = 6335.21 \text{ kN}$

$G_{rad} = 6335.21 \text{ kN}$

❖ Charge permanente apportée sur le radier :

$G_t = P_{(superstructure)} + P_{(infrastructure)}$

$G_t = 23761.46 + 6335.21 = 30096.67 \text{ kN}$

$G_t = 30096.67 \text{ kN}$

❖ Charge d'exploitation apportée sur le radier :

$Q_t = Q_{(infrastructure)} + Q_{(superstructure)}$

$Q_{rad} = 2.5 \times S_{rad} = 2.5 \times 305.9 = 764.75 \text{ kN}$

$Q_t = 6503.1 + 764.75 = 6674.8 \text{ kN}$

$Q_t = 6674.8 \text{ kN}$

❖ **Combinaison d'action :**

- **ELU** : $N_u = 1.35G_t + 1.5 Q_t = 1.35 (30096.67) + 1.5 (6674.8) = 37240.77 \text{ kN}$
- **ELS** : $N_s = G_t + Q_t = (30096.67) + (6674.8) = 51346.65 \text{ kN}$

b. Calcul des caractéristiques géométriques du radier :➤ **Calcul du centre de gravité du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suit :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 11 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 6.97 \text{ m}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

➤ **Moment d'inertie du radier :**

Les moments d'inertie suivant les deux directions sont :

$$I_x = \frac{a \times b^3}{12} = 12378.3 \text{ m}^4$$

$$I_y = \frac{b \times a^3}{12} = 4976.95 \text{ m}^4$$

Les vérifications :

1. Vérification à la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{37240.77 \times 1}{305.9} \times \frac{4.40}{2} = 267.831 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{267.83}{1 \times 0.27} = 991.96 \text{ KN} / \text{m}^2 = 0.99 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

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

2. Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment ;

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment

I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

A l'ELU: $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \times \sigma_{SOL}$ **(RPA99/2003 .Art.10.1.4.1)**

A l'ELS: $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

V : distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

$$N_u = 37240.77 \text{ kN}$$

$$N_s = 51346.65 \text{ Kn}$$

❖ **Sens longitudinal :**

$$I_y = 4976.95 \text{ m}^4$$

$$T_{0x} = 1216.31 \text{ kN}$$

$$M_{0x} = 6988.383 \text{ kN.m}$$

$$M_x = 1216.31 + 6988.383 \times 0.7 = 6108.162 \text{ kN.m}$$

❖ **Sens transversal :**

$$I_x = 12378.3 \text{ m}^4$$

$$T_{0x} = 1463.14 \text{ kN}$$

$$M_{0x} = 6662.993 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 1463.14 + 6662.993 \times 0.7 = 6127.23 \text{ kN.m}$$

Les résultats du calcul sont illustrés dans le tableau suivant :

		ELU			ELS		
Contrainte		σ_1	σ_2	σ_m	σ_1	σ_2	σ_m
Sens	Longitudinale (x-x)	147.73	135.39	144.655	109.34	97	106.255
	Transversale (y-y)	167.24	115.9	154.41	128.84	77.5	116.005

Figure VIII.4: vérification des contraintes

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$1.33\sigma_{sol} = 266 \text{ kN/m}^2$$

D'après les résultats du tableau ci-dessus on trouve que les deux conditions sont vérifiées.

$$\text{ELU : } \sigma_m < 1.33\sigma_{sol}$$

—————> **Condition vérifié.**

$$\text{ELS : } \sigma_m < \sigma_{sol}$$

3. Vérification au poinçonnement : (Art. A.5.2.42/BAEL91)

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

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 bande de 1m)

➤ **Calcul du périmètre utile μ_{cx} :**

• **Poteau (le poteau le plus sollicité) :**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0.4 + 0.45 + 2 \times 1) = 5.6 m$$

$$N_u = 1737.29 kN$$

$$N_u < \frac{0.045 \times 5.6 \times 1 \times 25000}{1.5} = 4200 kN \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Voile (le voile le plus sollicité)**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0.2 + 1 + 2 \times 0.7) = 5.2 m$$

$$N_u = 1728.76 kN$$

$$N_u < \frac{0.045 \times 5.2 \times 0.7 \times 25000}{1.5} = 4095 kN \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

4. Vérification de l'effet de sous pression :

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique $\geq \alpha \cdot S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z$

P : Poids total du bâtiment à la base du radier,

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1.5$

Z : profondeur de l'infrastructure ($h = 0.7 m$)

$$P = 51346.65 kN \geq 1.5 \times 305.9 \times 10 \times 0.7 = 5467.6 kN$$

⇒ **Pas de risque de soulèvement de la structure.**

VIII.5.2 : Ferrailage du radier :

Le Ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumise à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et poteaux.

Pour le calcul du ferrailage du radier ; on utilise les méthodes exposées dans le BAEL91.

a. Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 appuis :

On distingue deux cas :

▪ 1^{er} Cas :

Si $\rho < 0.4$ —————> la dalle travaille dans un seul sens.

La flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{oy} = 0$$

▪ 2^{eme} Cas :

Si $0.4 \leq \rho \leq 1$ —————> la dalle travaille dans les deux sens.

Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

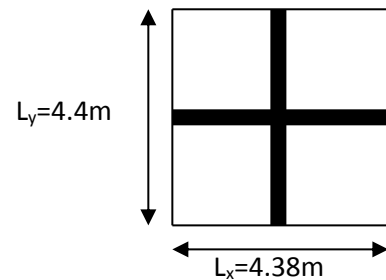
- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tableaux de PIGEAUD.

Avec : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ avec $(L_x < L_y)$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en œuvre, on a adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.



b. Identification du panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.38}{4.40} = 0.9$$

$P \leq 0.9 \leq 1$ —————> la dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_M^{max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement reprise par le sol.

- **A l'ELU :**

$$q_u = \sigma_m^{max}(ELU) - 1.35 \times \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (154.41 - 1.35 \times \frac{6335.21}{305.9}) \times 1 = 128.98 \text{ kN/m}^2$$

- **A l'ELS :**

$$q_s = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (116.005 - \frac{6335.21 \cdot 46}{305.9}) \times 1 = 97.17 \text{ kN/m}^2$$

c. Calcul à l'ELU :

❖ **Evaluation des moments :**

$$M_{0x} = \mu_x \times q_{ux} \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

Panneaux	Lx(m)	Ly (m)	$\rho=Lx/Ly$	ϑ	μ_x	μ_y	q_{ux}	M_{0x}	M_{0y}	obs
1	4.38	4.40	0.9	0	0.0458	0.778	128.98	153.64	119.53	2 sens

Tableau VIII .4 : Identification des panneaux

Remarque :

On calcul les moments suivant les deux sens et on détermine les armatures pour les deux directions L_x et L_y .

On conçoit en effet que, dans ce cas, une bande de 1 m dans le sens L_x se trouve soulagée par suite de la présence d'une bande de 1 m dans le sens L_y et inversement.

Il est donc logique d'affecter le moment calculé pour la portée L_x , d'un coefficient de réduction destiné à tenir compte de la présence de la bande de la portée L_y .

- Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :
Moment en travée : $0.75 M_{0x}$ ou $0.75 M_{0y}$
Moment sur appuis : $0.5 M_0$
- Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel :
Moment en travée : $0.85 M_{0x}$ ou $0.85 M_{0y}$
Moment sur appuis de rive : $0.3 M_0$
Moment sur appui intermédiaire : $0.5 M_0$

$$M_{0x} = 153.64 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = 119.53 \text{ kN.m}$$

❖ **Correction des moments :**

Pour tenir compte de la continuité des panneaux, on multiplie les moments par des coefficients comme suit :

Dans notre cas on a des semi encastrement

Sens X-X :

$$M_{app} = 0.5 M_{0x} = 76.82 \text{ kN.m}$$

$$M_{app} = 0.3 M_{0x} = 46.09 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0.85 M_{0x} = 130.59 \text{ kN.m}$$

Sens Y-Y :

$$M_{app} = 0.5 M_{0y} = 59.76 \text{ kN.m}$$

$$M_{app} = 0.3 M_{0y} = 35.85 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0.85 M_{0y} = 101.60 \text{ kN.m}$$

d. Le ferrailage :

Le ferrailage se fera en **flexion simple** pour une bande de **1 ml**

Avec :

$$b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad h = 30 \text{ cm}$$

➤ **Section minimales :**

• **Section de la petite portée (l_x):**

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \rho}{2} = 0.0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3 - 0.9}{2} = 2.52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec $\rho_0 = 0.0008$ pour HAFe400

➤ **Armatures parallèle à la grande portée (ly):**

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h = 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.40 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\mu_u = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} \quad \mu < \mu_l = 0.392$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

sens	Zone	M (KN.m)	μ	Obs	β	A_u (cm2)	Ferrailage	A_u adoptée	S_t
x-x	travée	130.59	0.126	SSA	0.932	14.91	5HA20	15.70	20
	appui	76.82	0.074	SSA	0.962	8.50	5HA16	10.05	20
y-y	travée	101.6	0.098	SSA	0.948	11.36	5HA20	15.70	20
	appui	59.85	0.057	SSA	0.971	6.56	5HA16	10.05	20

Tableau VIII.5 : Ferrailage du panneau

e. **Vérification à l'état limite ultime (ELU):**

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

• **Armatures parallèle au petit côté :**

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3-\rho}{2} = 0.0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3-0.9}{2} = 2.52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec $\rho_0 = 0.0008$ pour HAFe400

• **Armatures parallèle au grand côté :**

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h = 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.40 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Aux appuis :
$$\begin{cases} A_{ua}^x = 10.05m^2 > A_{min} = 2.52cm^2 / ml \\ A_{ua}^y = 10.05cm^2 > A_{min} = 2.52cm^2 / ml \end{cases}$$

En travée :
$$\begin{cases} A_{ut}^x = 15.70cm^2 > A_{min} = 2.52cm^2 / ml \\ A_{ut}^y = 15.70cm^2 > A_{min} = 2.52cm^2 / ml \end{cases}$$

—————> **Condition vérifié.**

➤ **Vérification des espacements 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 :

Sens x-x :

$S_t \leq \min (3h, 33cm) = 33 \text{ cm}$

$S_t = 20cm < 33cm \dots \dots \dots$ **condition vérifiée**

Sens y-y :

$S_t \leq \min (4h, 45cm) = 45 \text{ cm}$

$S_t = 20cm < 45 \text{ cm} \dots \dots \dots$ **condition vérifiée**

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b.d} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_s} ; 4MPa \right\} = 2.5MPa$

Avec :

$V_u = \frac{q_u.l}{2}$

$\tau_u = \frac{q_u.l}{2.b.d} = \frac{128.98 \times 10^3 \times 4.4}{2 \times 10^3 \times 270} = 1.05 \text{ MPa} < 2.5MPa \dots \dots \dots$ **condition vérifiée**

f. Vérification à l'ELS :

❖ **Calcul des moments fléchissant :**

Lx(m)	Ly(m)	$\rho=Lx/Ly$	ϑ	q_s	μ_x	μ_y	M_{0x}	M_{0y}
4.38	4.4	0.9	0.2	97.17	0.0589	0.846	148.86	125.93

Tableau VIII.6 : Calcul des moments Mx et My à l'ELS

Sens X-X :

$$M_{app} = 0.5 M_{0X} = 74.43 \text{ kN.m} \quad (\text{appui intermédiaire.})$$

$$M_{app} = 0.3 M_{0X} = 44.65 \text{ kN.m} \quad (\text{appui de rive.})$$

$$M_t = 0.85 M_{0X} = 126.53 \text{ kN.m}$$

Sens Y-Y :

$$M_{app} = 0.5 M_{0Y} = 62.96 \text{ kN.m} \quad (\text{appui intermédiaire.})$$

$$M_{app} = 0.3 M_{0Y} = 37.77 \text{ kN.m} \quad (\text{appui de rive.})$$

$$M_t = 0.85 M_{0Y} = 107.04 \text{ kN.m}$$

➤ **Vérification de la résistance à la compression du béton (art.A.4.5.2 BAEL91)**

❖ **Sens x-x :**

- **Contrainte dans l'acier :**

On doit vérifier si : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$$

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

- **En travée :**

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_{st}}{b \times d} \times 100 = \frac{15.70}{100 \times 27} \times 100 = 0.581.$$

$$\rho_1 = 0.581 \quad \Rightarrow K_1 = 29.25 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0.887$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{126.53 \times 10^3}{0.887 \times 27 \times 15.70} = 336.51 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{st} = 336.51 \text{ [MPa]} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ [Mpa]} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Contrainte dans le béton**

On doit s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ [MPa]}.$$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{336.51}{29.25} = 11.50 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = 11.50 \text{ [MPa]} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ [Mpa]} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Aux appuis :**

• **Contrainte dans l'acier :**

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{10.05}{100 \times 27} \times 100 = 0.372$$

$$\rho_1 = 0.372 \quad \Rightarrow K_1 = 38.19 \quad \beta_1 = 0,902$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{74.43 \times 10^3}{0,902 \times 27 \times 10.05} = 304.09[\text{MPa}]$$

$$\sigma_{st} = 304.09[\text{MPa}] \leq \bar{\sigma}_s = 348[\text{MPa}] \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Contrainte dans le béton :**

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15[\text{MPa}]$$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{304.09}{38.19} = 7.96[\text{MPa}]$$

$$\sigma_{bc} = 7.96[\text{MPa}] \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15[\text{MPa}] \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Sens y-y :**

➤ **En travée :**

$$\rho_1(\%) = \frac{A_{st}}{b \times d} \times 100 = \frac{15.7}{100 \times 27} \times 100 = 0.581$$

$$\rho_1 = 0.581 \quad \Rightarrow K_1 = 29.25 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0.887$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{107.04 \times 10^3}{0.887 \times 27 \times 15.7} = 284.68[\text{MPa}]$$

$$\sigma_{st} = 284.68[\text{MPa}] \leq \bar{\sigma}_s = 348[\text{MPa}] \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Contrainte dans le béton**

On doit s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15[\text{MPa}].$$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{284,68}{29,25} = 9,73 [\text{MPa}]$$

$$\sigma_{bc} = 9,73[\text{MPa}] \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15[\text{MPa}] \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Aux appuis**

- **Contrainte dans l'acier :**

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{10,05}{100 \times 27} \times 100 = 0,372$$

$$\rho_1 = 0,372 \Rightarrow K_1 = 38,19 \quad \beta_1 = 0,902$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{74,43 \times 10^3}{0,902 \times 27 \times 10,05} = 304,09[\text{MPa}]$$

$$\sigma_{st} = 304,09 [\text{MPa}] \leq \bar{\sigma}_s = 348[\text{MPa}] \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Contrainte dans le béton :**

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15[\text{MPa}]$$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{304,09}{38,19} = 7,96[\text{MPa}]$$

$$\sigma_{bc} = 7,96[\text{MPa}] \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15[\text{MPa}] \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification des contraintes dans les aciers :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors il n'y a aucune vérification à faire. Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

VIII.5.3 : Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console courte encastree dans le radier de longueur $L = 50\text{cm}$, soumise à une charge uniformément repartie.

Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.

1. Sollicitation de calcul :

- **A l'ELU :**

$$P_u = 128.98 \text{ kN/ml} \quad M_u = \frac{-P_u \cdot l^2}{2} = \frac{-128.98 \times 0.5^2}{2} = -16.12 \text{ kN.m}$$

- **A l'ELS :**

$$P_s = 97.17 \text{ kN/ml} \quad M_s = \frac{-P_s \cdot l^2}{2} = \frac{-97.17 \times 0.5^2}{2} = -12.14 \text{ kN.m}$$

2. Calcul des armatures :

$$b = 1 \text{ m} \quad d = 27 \text{ cm} \quad f_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Les résultats de ferrailage à l'ELU et à l'ELS sont résumés dans le tableau suivant :

	M (KN.m)	μ_u	β	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix	A_{adop} (cm ²)	St (cm)
ELU	16.12	0.015	0.826	2.09	3.26	4HA12	4.52	25
ELS	12.14	0.011	0.847	1.44	3.26	4HA12	4.52	25

Tableau VIII.7 : Ferrailage à l'ELU.

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6,15}{4} = 1,53 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On opte : } \mathbf{4HA14 = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml.}}$$

Avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$

3. Vérification à l'ELU :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.26 \text{ cm} < A_r = 4.52 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

4. Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{16.12}{12.14} = 1.33$$

$$u_s = 0.016 \longrightarrow \alpha = 0.020 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.405 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

Conclusion :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord, $A_{\text{radier}} > A_{\text{débord}} \Rightarrow$, et afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

VIII.5.4 : Etude des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales).

1. Chargement simplifié admis :

Cela consiste à trouver la largeur de dalle (panneau) correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m) et le même effort tranchant (Largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal. Ainsi sous ce chargement devenu uniformément repartit et le calcul devient classique

➤ Charge trapézoïdale :

$$l_m = l_x \left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$$

$$l_t = l_x \left(0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right)$$

➤ Charge triangulaire :

$$l_m = 0.333l_x$$

$$l_t = 0.25l_x$$

1. Charges à considérer :• **Sens transversal :**

$$q_{Mu} = q_u \times L_m = 128.98 \times 1.45 = 187.021 \text{ kN/ml.}$$

$$q_{Ms} = q_s \times L_m = 97.17 \times 1.45 = 140.89 \text{ kN/ml.}$$

$$q_{Tu} = q_u \times L_t = 128.98 \times 1.1 = 141.878 \text{ kN/ml.}$$

• **Sens longitudinal :**

$$q_{Mu} = q_u \times L_m = 128.98 \times 1.44 = 185.73 \text{ kN/ml.}$$

$$q_{Ms} = q_s \times L_m = 97.17 \times 1.44 = 139.92 \text{ kN/ml.}$$

$$q_{Tu} = q_u \times L_t = 128.98 \times 1.09 = 140.58 \text{ kN/ml.}$$

➤ **Détermination des efforts**

Pour le calcul des efforts, on utilisera la méthode des trois moments

➤ **Exposition de la méthode**

L'équation des trois moments pour l'appui "i" est donnée par l'expression suivante :

$$M_{i-1} \cdot L_i + 2M_i (L_i + L_{i+1}) + M_{i+1} \cdot L_{i+1} = \frac{P_i \times L_i^3}{4} + \frac{P_{i+1} \times L_{i+1}^3}{4}.$$

Avec :

M_{i-1} , M_i et M_{i+1} sont respectivement les moments sur les appuis « i-1 », « i » et « i+1 » ;

L_i : portée de la travée à gauche de l'appui "i" ;

L_{i+1} : portée de la travée à droite de l'appui "i" ;

P_i : charge répartie à gauche de l'appui "i" ;

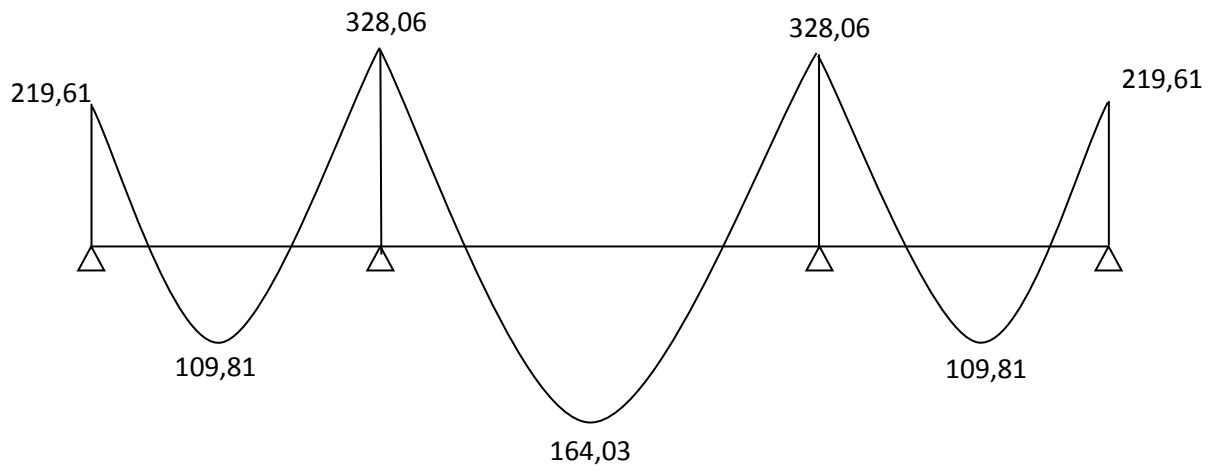
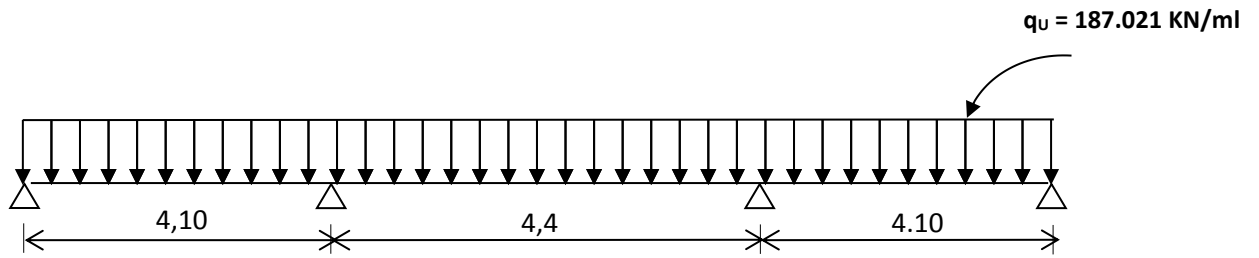
P_{i+1} : charge répartie à droite de l'appui "i"

Le moment en travée sera calculé par la formule suivante :

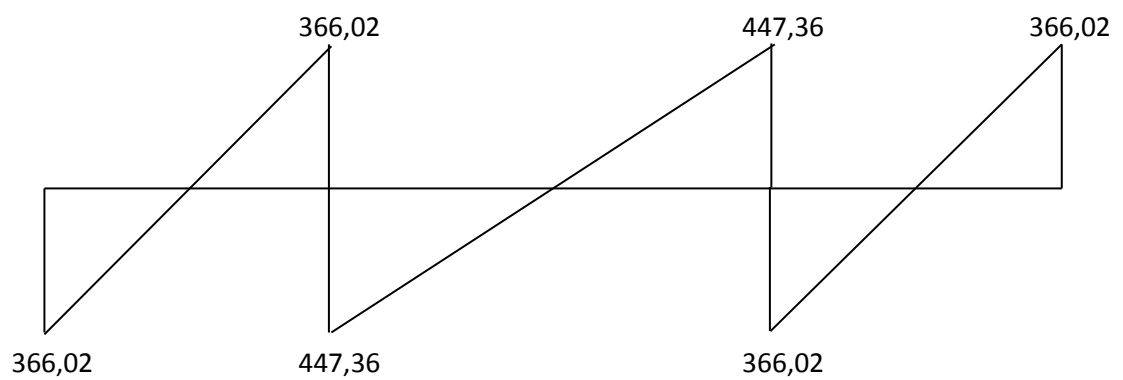
$$M(x) = M_0(x) + M_{i+1} \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{L_{i+1}}$$

Avec: $M_0(x)$: le moment de la même travée considérée isostatique.

Sens transversal à l'ELU
 $q_u = 187.021 \text{ KN/ml}$



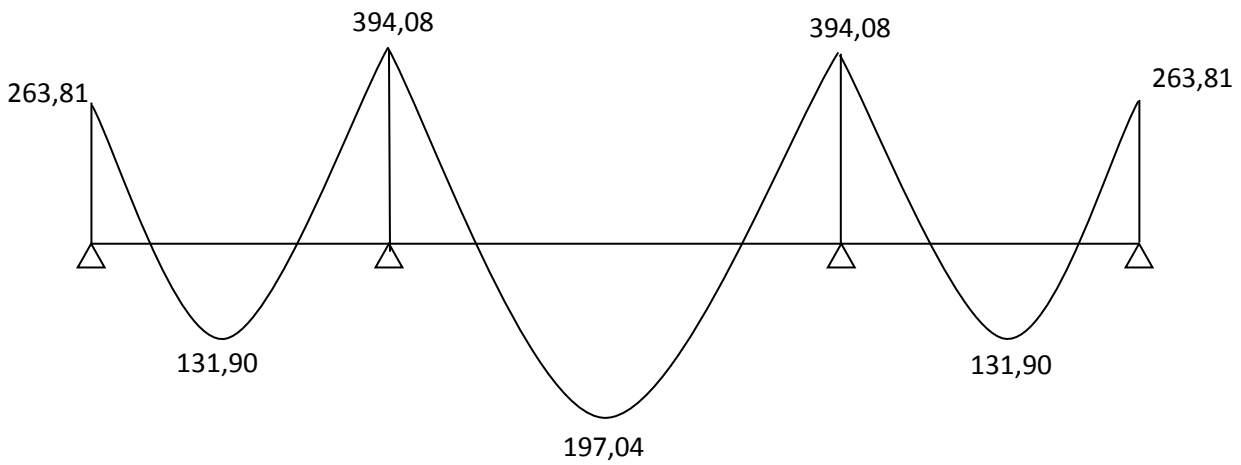
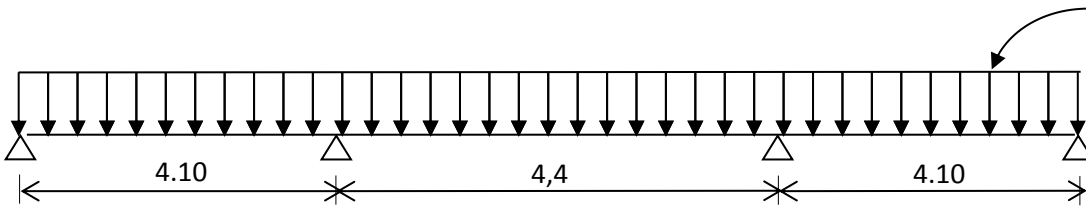
T (KN)



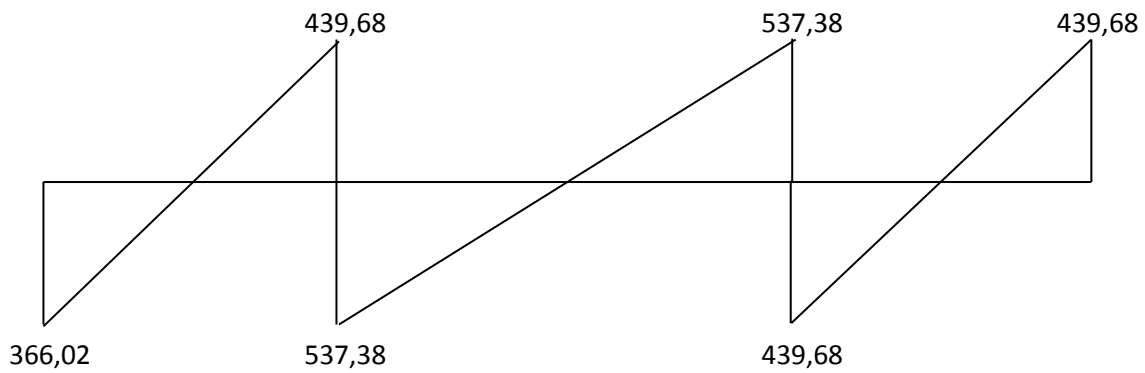
Sens transversal à l'ELS

$q_s = 140.89 \text{ KN/ml}$

$q_s = 140.89 \text{ KN/ml}$

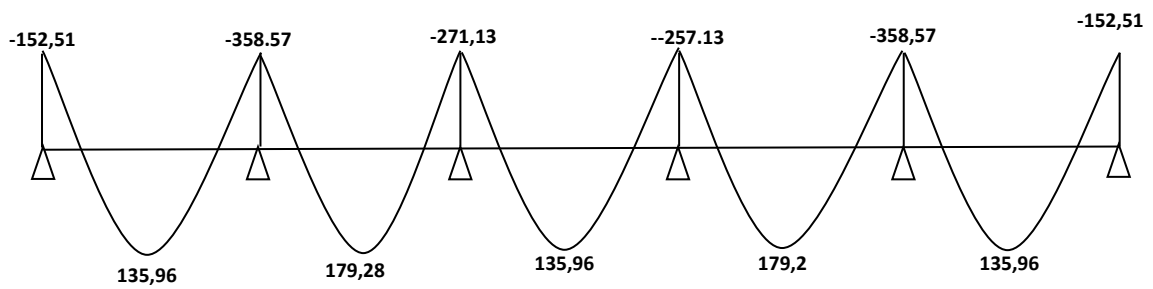
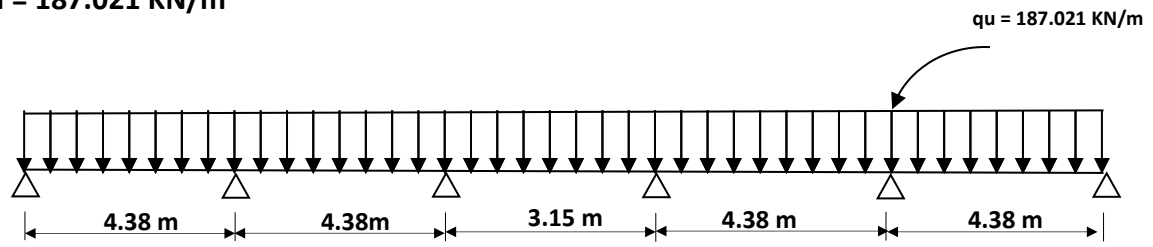


T (KN)

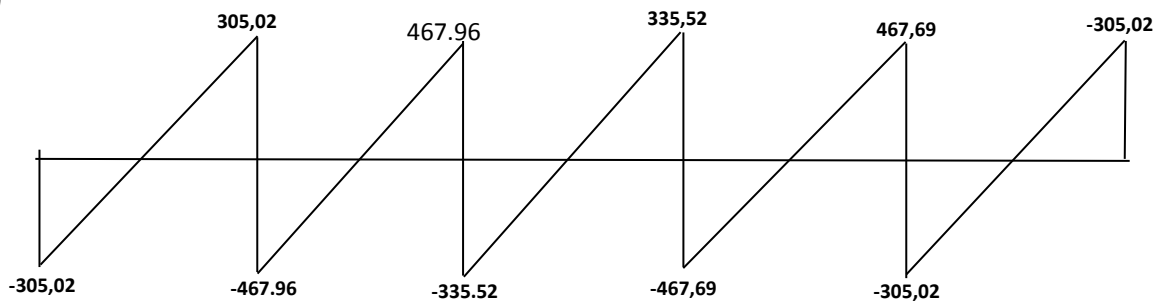


Sens longitudinal à l'ELU

$q_u = 187.021 \text{ KN/m}$



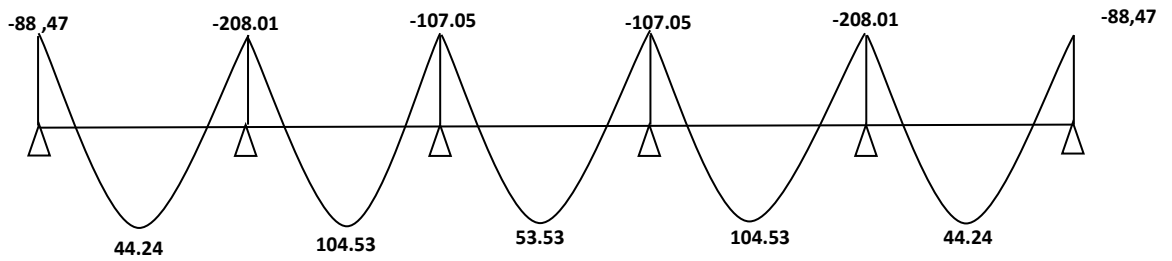
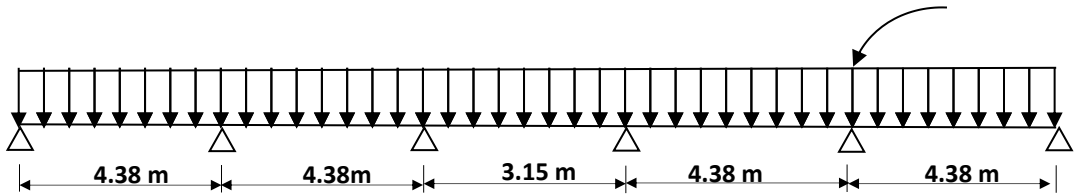
T (KN)



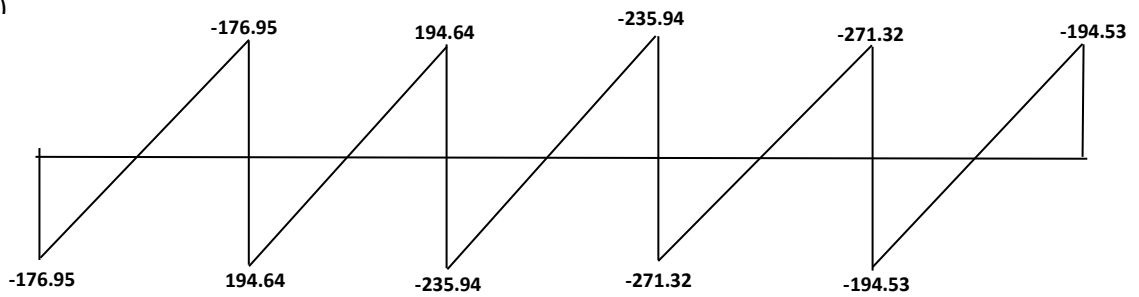
Sens longitudinal à l'ELS

$q_u = 185.73 \text{ KN/m}$

$q_u = 185.73 \text{ KN/m}$



T (KN)



Pour le ferrailage, on prend le moment maximal sur appuis et en travées.

$$\text{ELU} \begin{cases} (X - X) : M_t = 179,28 \text{ KN.m} & , M_a = 358,57 \text{ KN.m} \\ (Y - Y) : M_t = 146,03 \text{ KN.m} & , M_a = 328,06 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} (X - X) : M_t = 104,01 \text{ KN.m} & , M_a = 208,01 \text{ KN.m} \\ (Y - Y) : M_t = 197,04 \text{ KN.m} & , M_a = 394,08 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Sens		M_u [t.m]	μ_b	Obser	A_{\min}	A_s	A adoptée [cm ²]
X-X	Appuis	358,57	0,145	SSA	3,1	16,95	6HA20
	Travée	179,28	0,072	SSA	3,19	8,47	6HA14
Y-Y	Appuis	328,06	0,133	SSA	3,19	15,50	6HA20
	travée	146.03	0,066	SSA	3,19	7,75	6HA14

2- Vérifications

- Condition de non fragilité

$$\begin{aligned} A_{\min} &= 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} \\ &= 0,23 \times 45 \times 66 \times \frac{2,10}{400} \\ \Rightarrow A_{\min} &= 3,19 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

- Armatures transversales

$$\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi \right) = (20; 45; 14)$$

On prend $\Phi = 8 \text{ mm}$

- ❖ Armatures transversales minimales

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 0,003 \times 20 \times 45 = 2,4 \text{ cm}^2$$

On prend: $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle**

Il faut vérifiée que : $\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right] = 3,33\text{MPa}$

Sens transversal : $\frac{447,32 \times 10}{40 \times 66} = 1,68 < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \longrightarrow$ condition vérifiée

• **Espacement des armatures transversal**

-En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L \right)$$

$$S_t \leq \min (17,5; 16,8)$$

$$S_t \leq 16,8$$

-En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{70}{2}$$

$$S_t \leq 35$$

Nous prenons :

- $S_t = 15$ cm En zone nodale

- $S_t = 20$ cm En zone courante

Armatures de peau (BAEL/Art 4.5.34)

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur. Leur section est au moins égale à 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 70 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 0,70 = 2,1 \text{ cm}^2 \text{ par parois.}$$

Soit donc 2HA12 avec $A_s = 2.26 \text{ cm}^2$

❖ Tableaux récapitulatifs du ferrailage du radier générale

➤ Ferrailage du panneau :

sens	Zone	Ferrailage	S_t
x-x	travée	5HA20	20
	appui	5HA16	20
y-y	travée	5HA20	20
	appui	5HA16	20

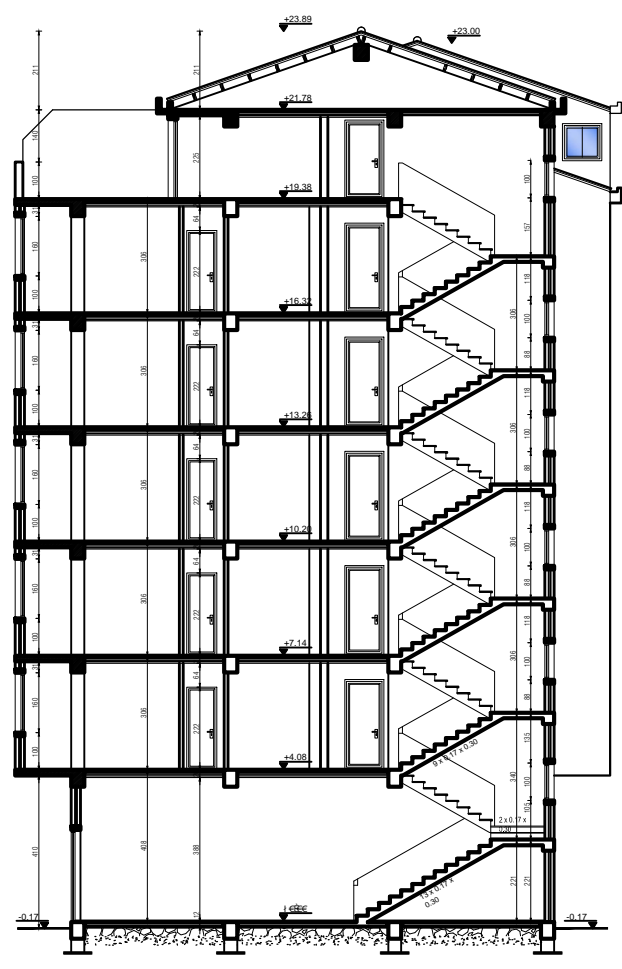
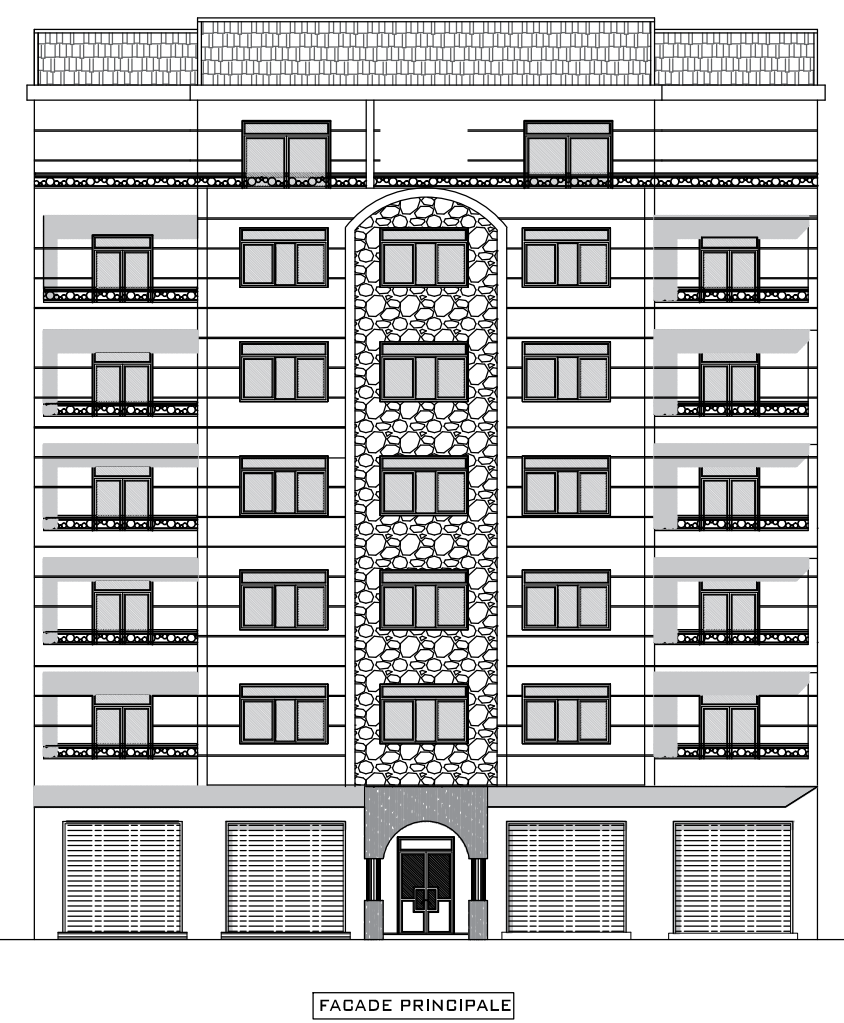
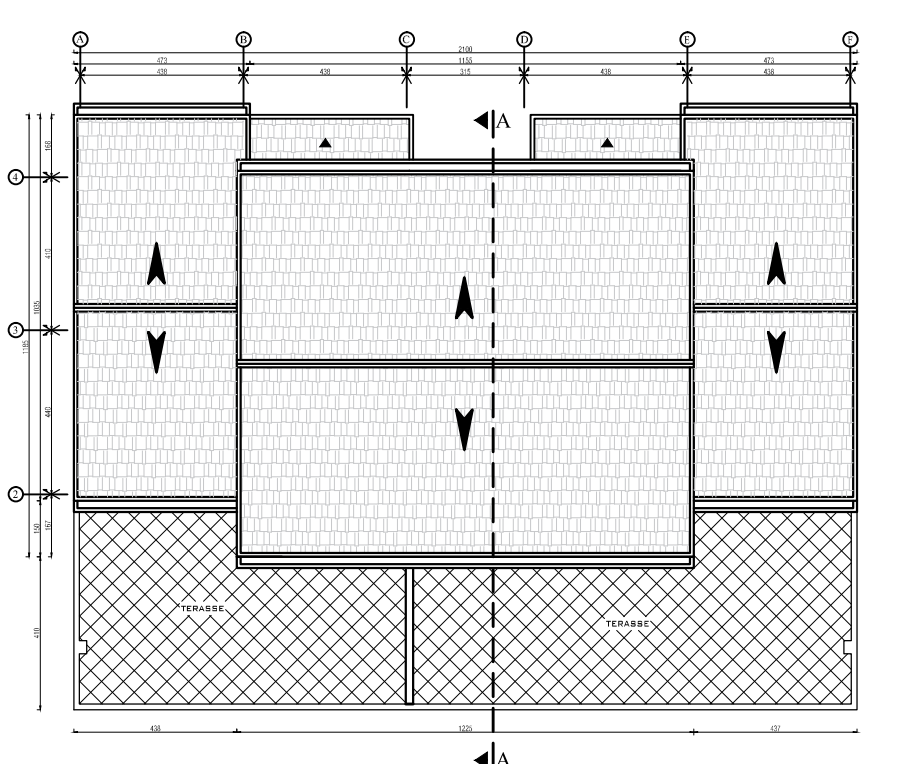
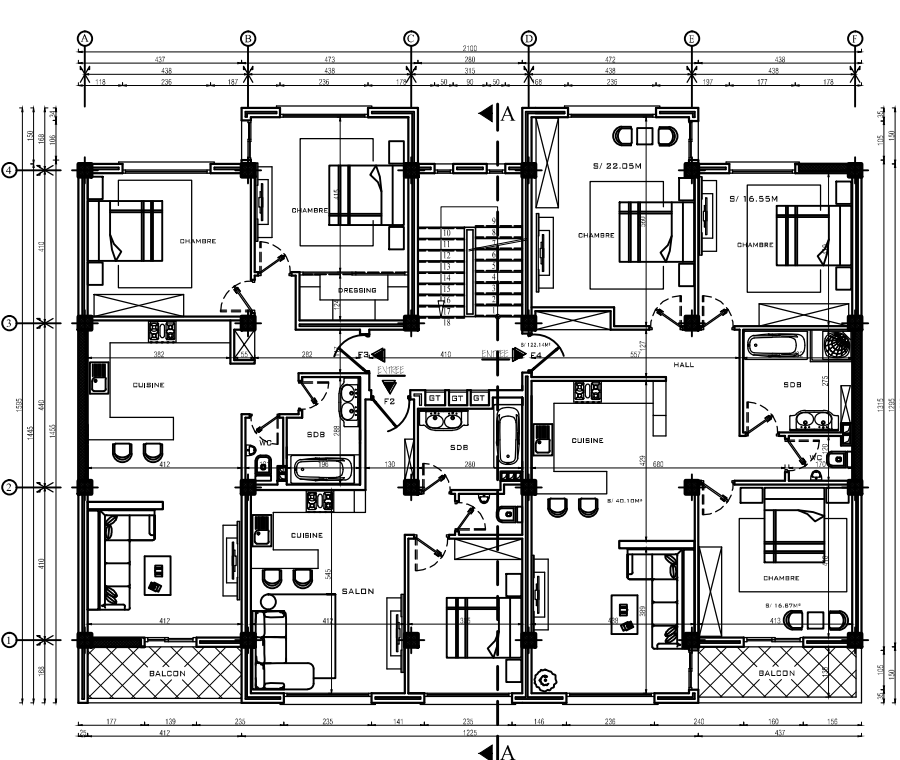
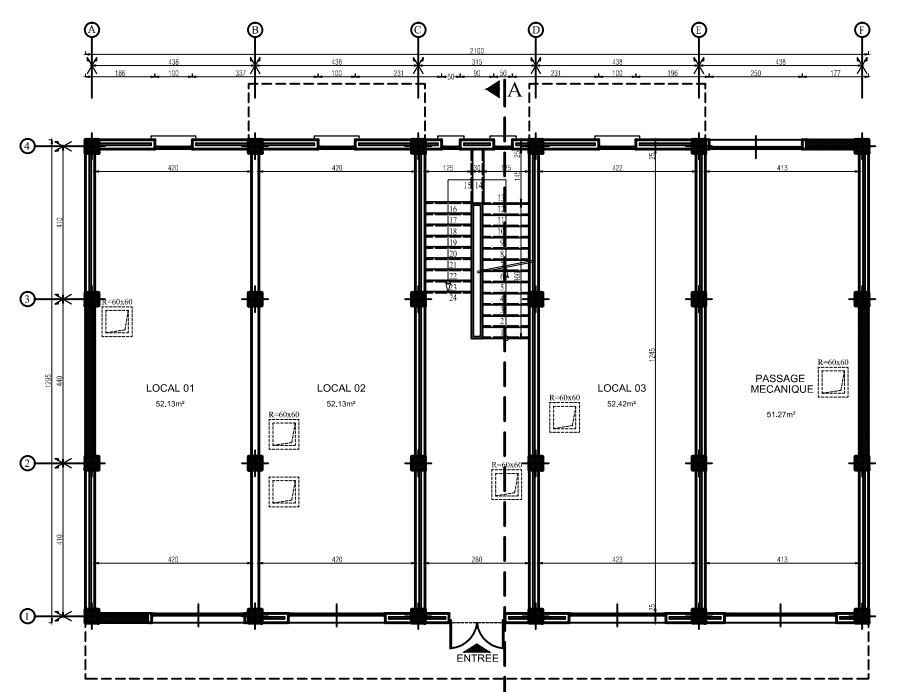
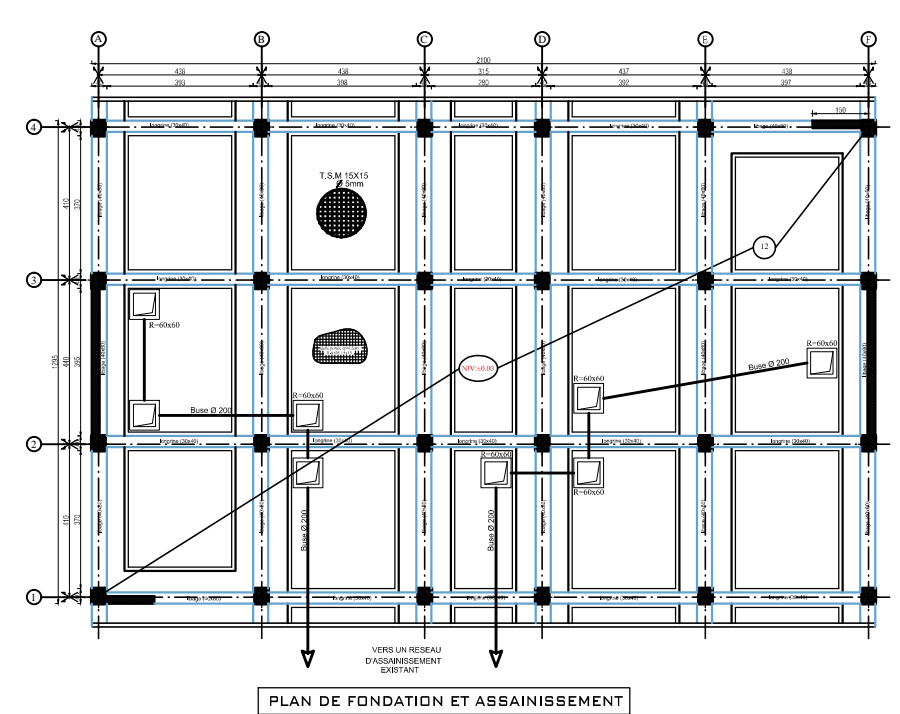
➤ Ferrailage des nervures :

	Armature longitudinales		Armature transversales		Apeau
	travées	appuis	Zone nodale	Zone courante	
X-X	3HA14+3HA14	3HA20+3HA20	4HA8 $S_t=15\text{CM}$	4HA8 $S_t=20\text{CM}$	2HA12/paroi
Y-Y	3HA14+3HA14	3HA20+3HA20	4HA8 $S_t = 15\text{CM}$	4HA8 $S_t=20\text{CM}$	

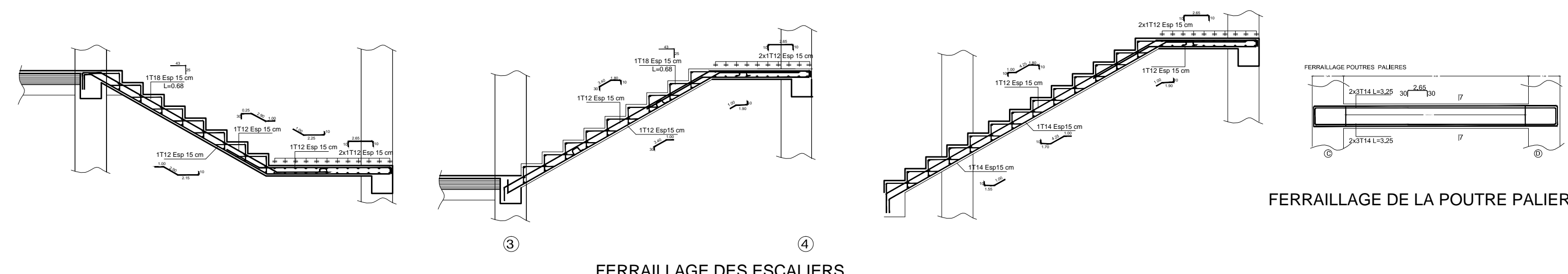
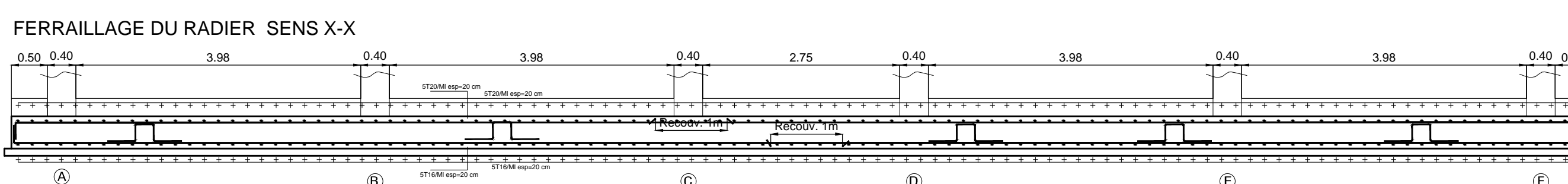
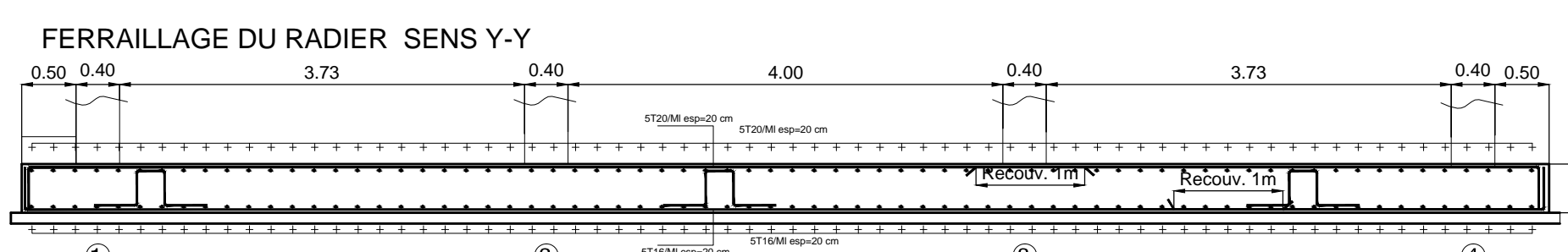
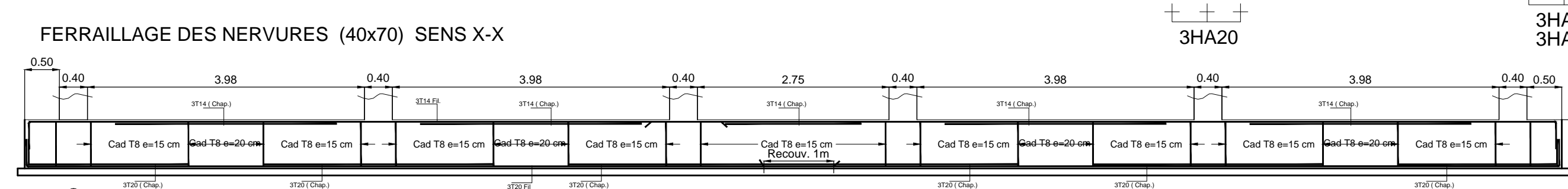
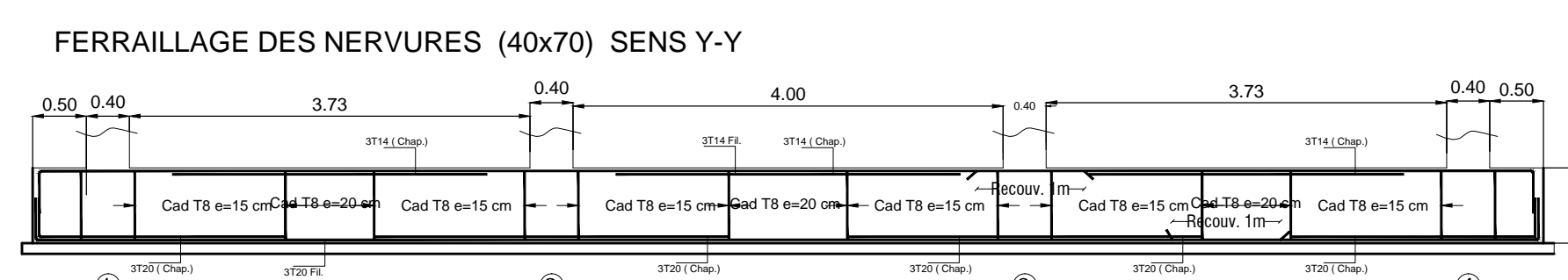
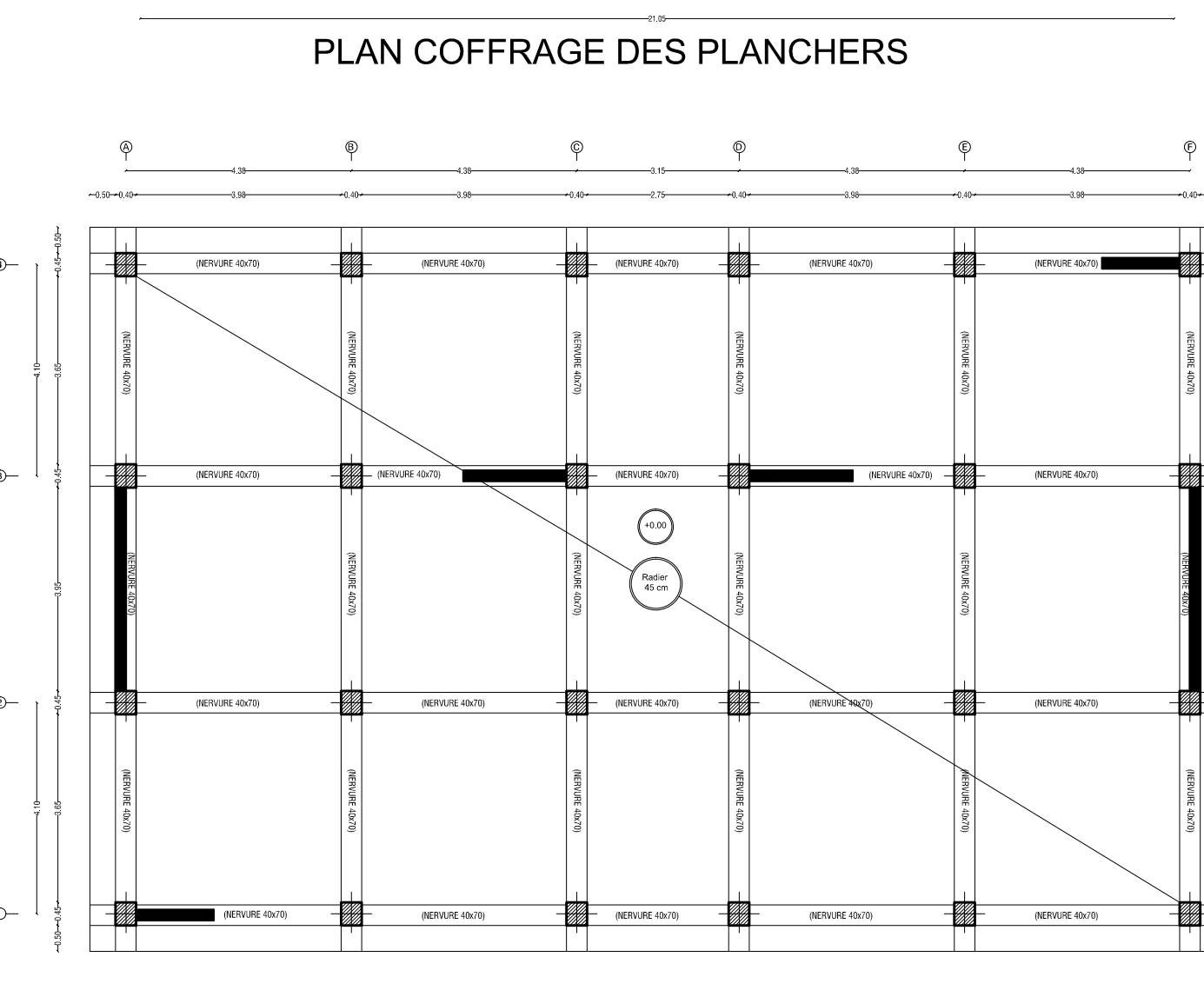
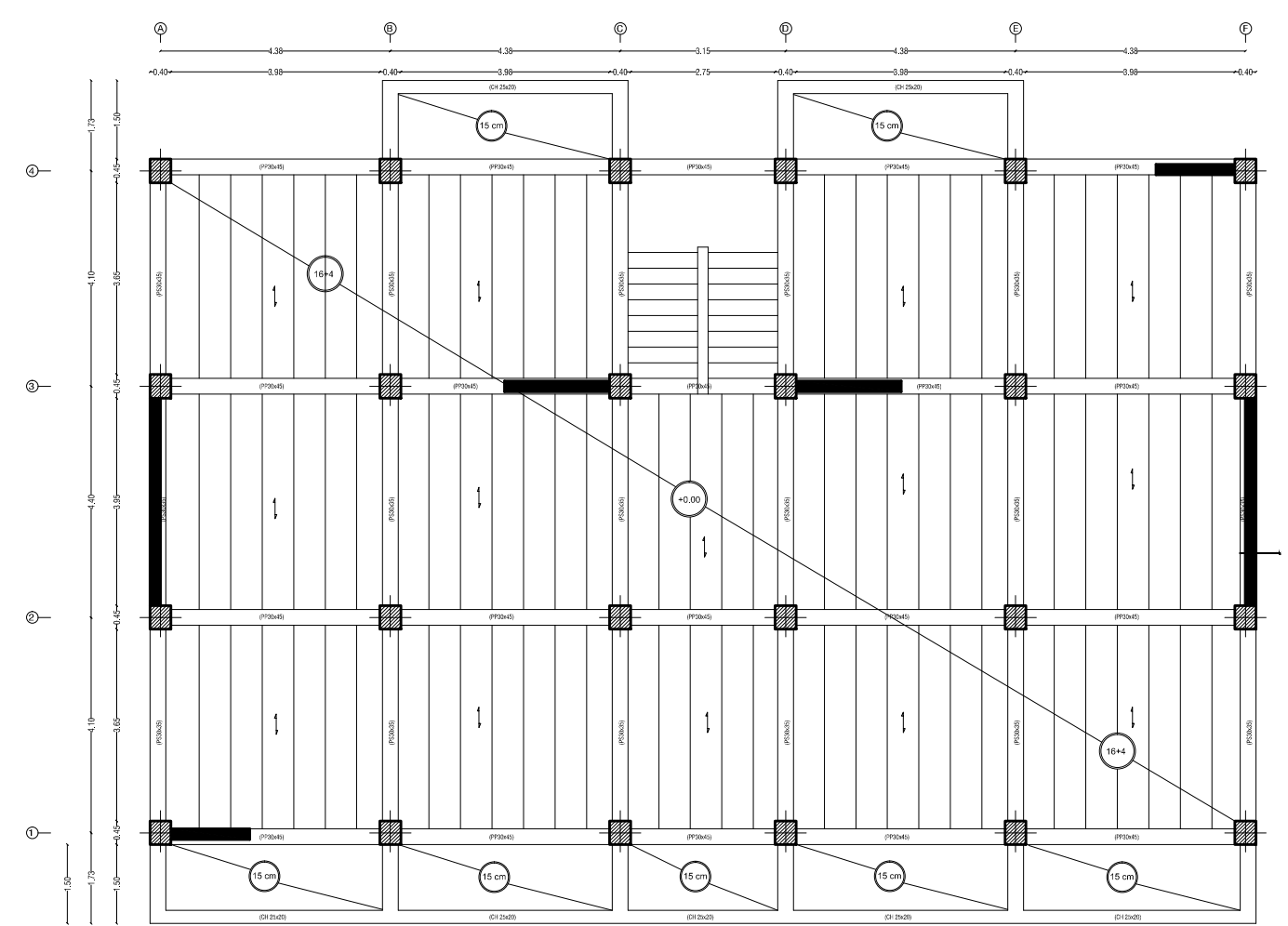
ETUDE D'UN BÂTIMENT (R+5+ COMBLE) À USAGE MULTIPLE

OSSATURE AVEC CONTREVENTEMENT MIXTE

PLANS D'ARCHITECTURE

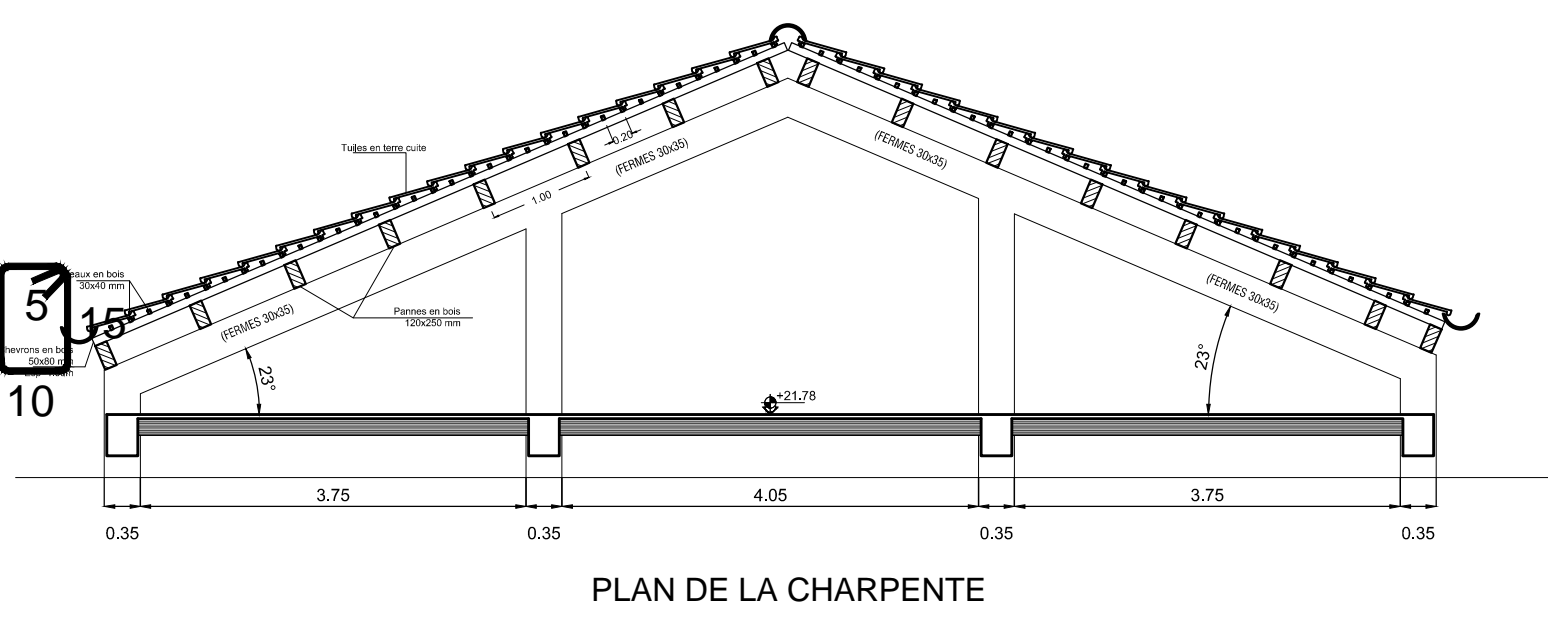
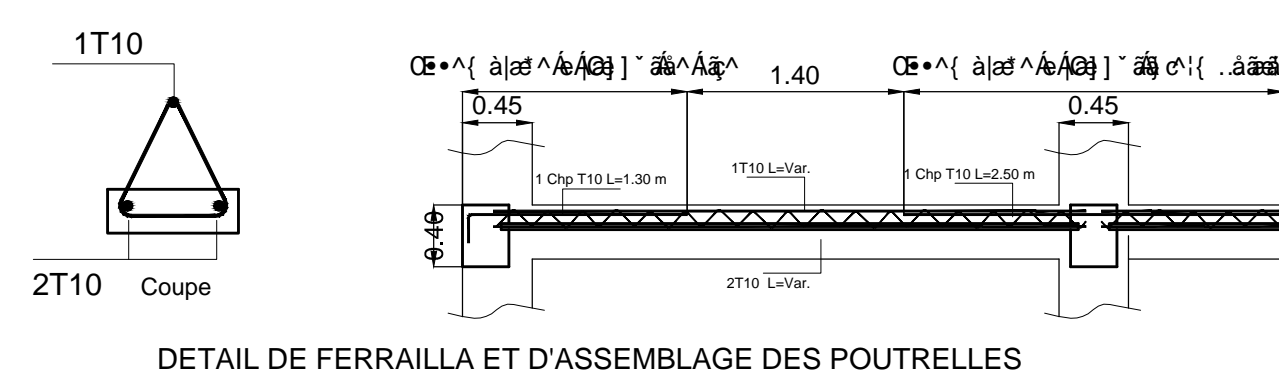
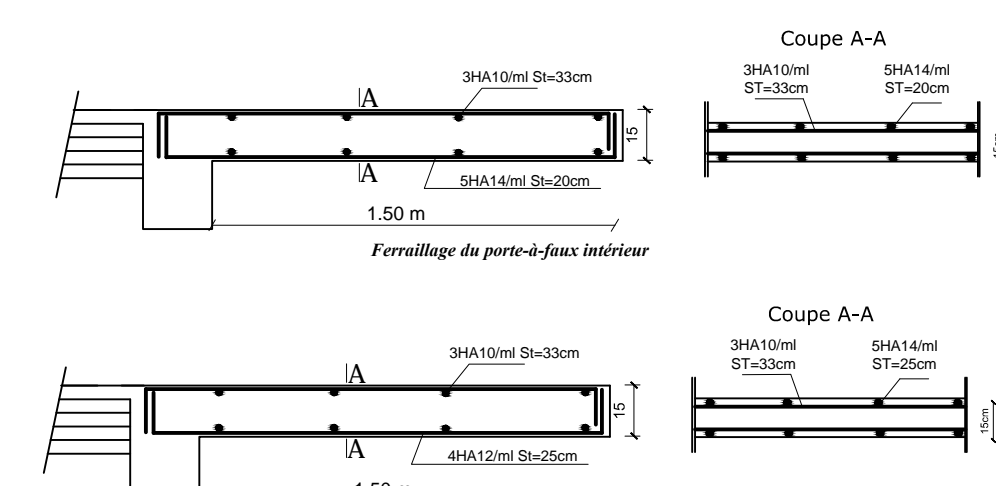
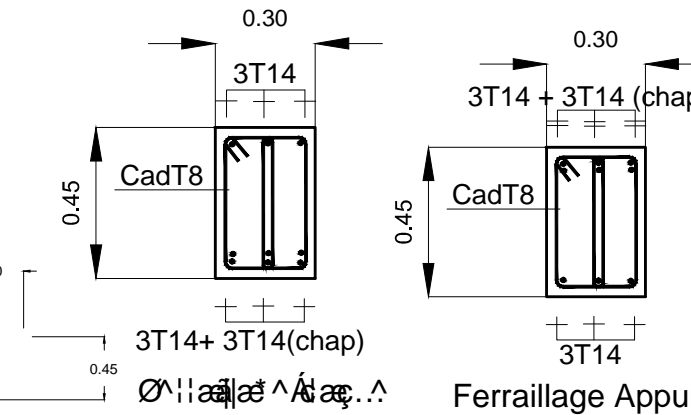
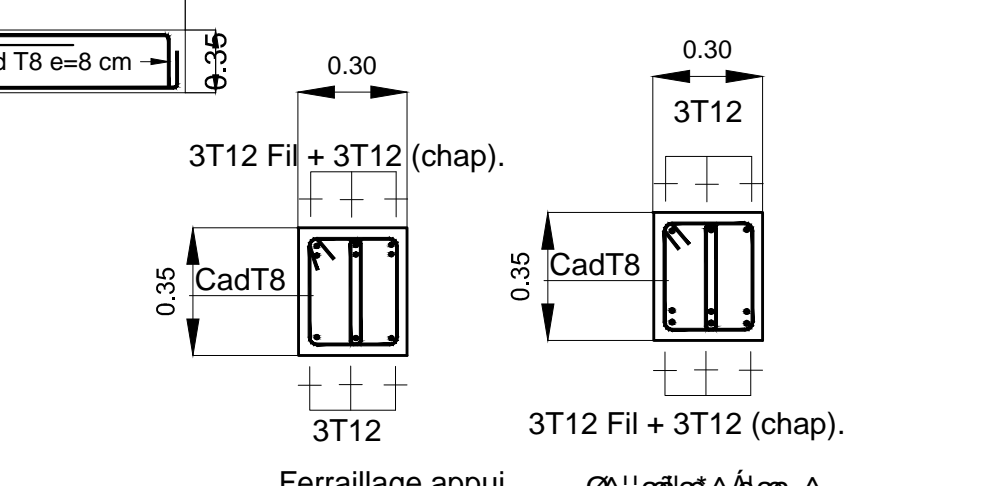
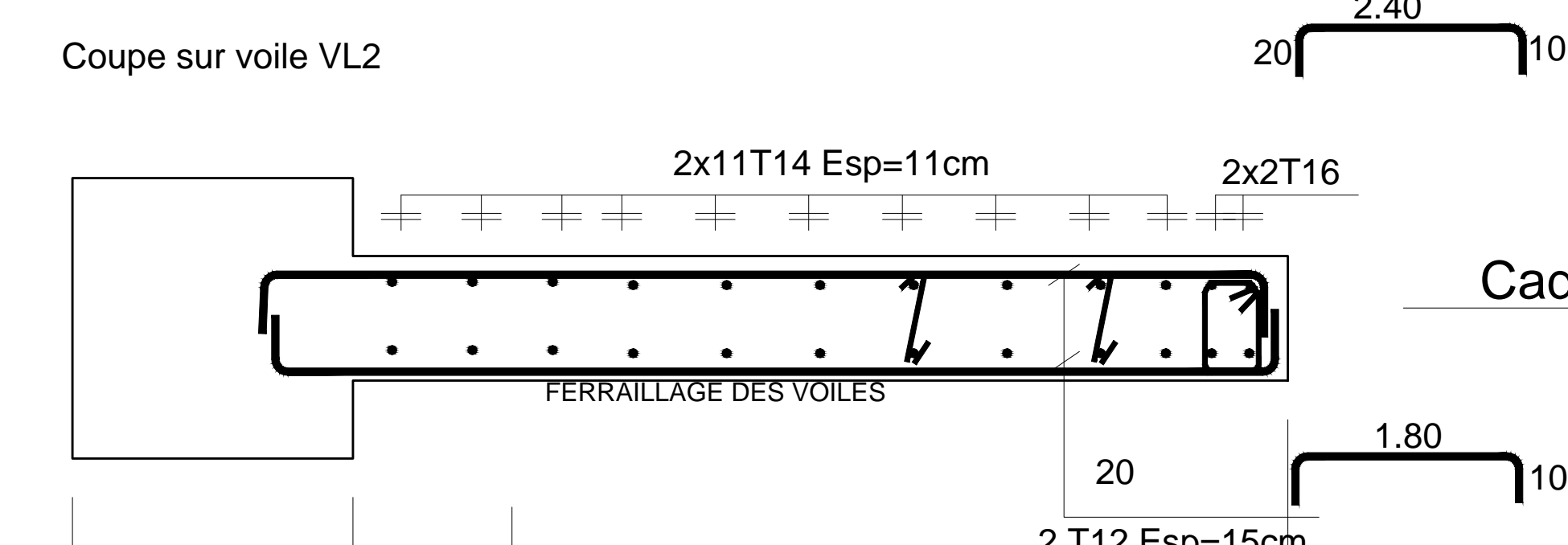
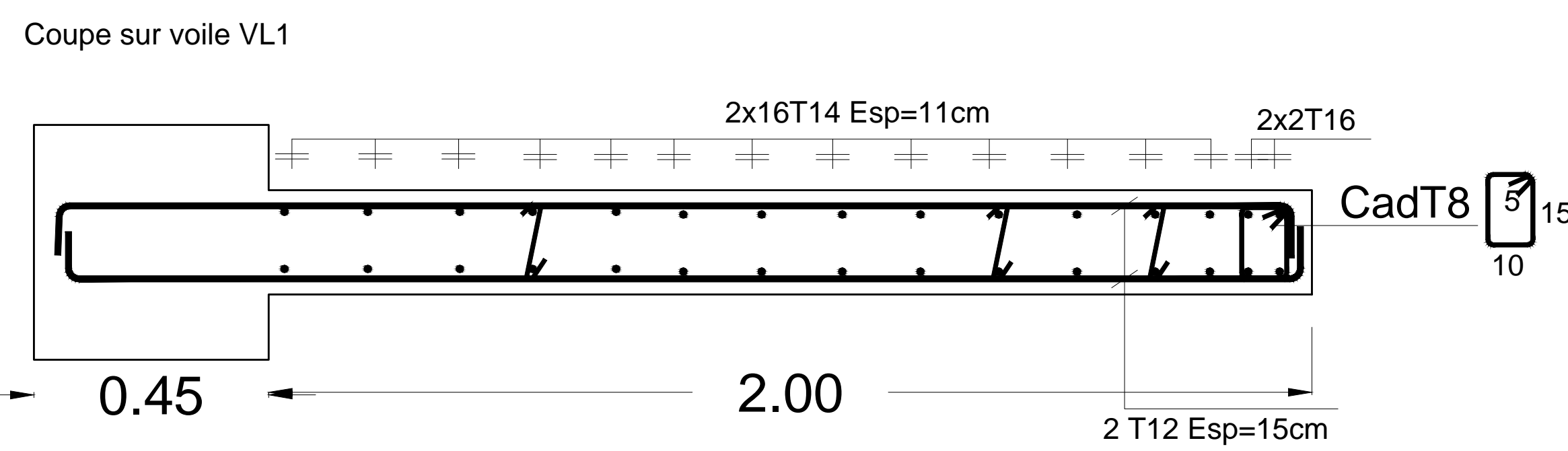
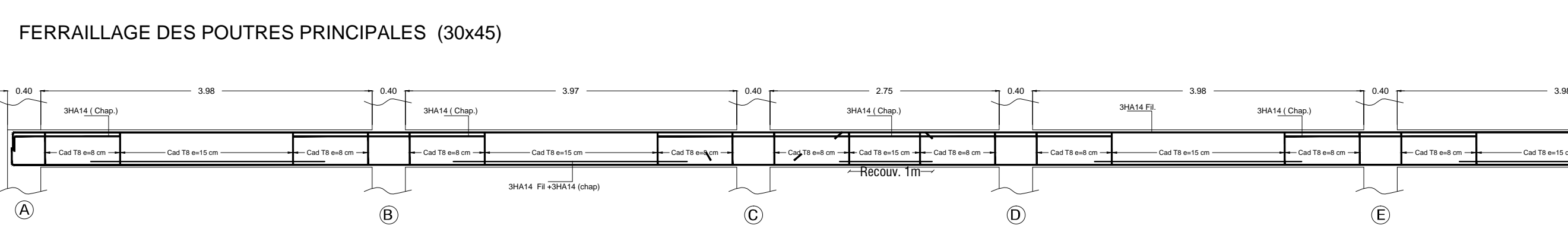
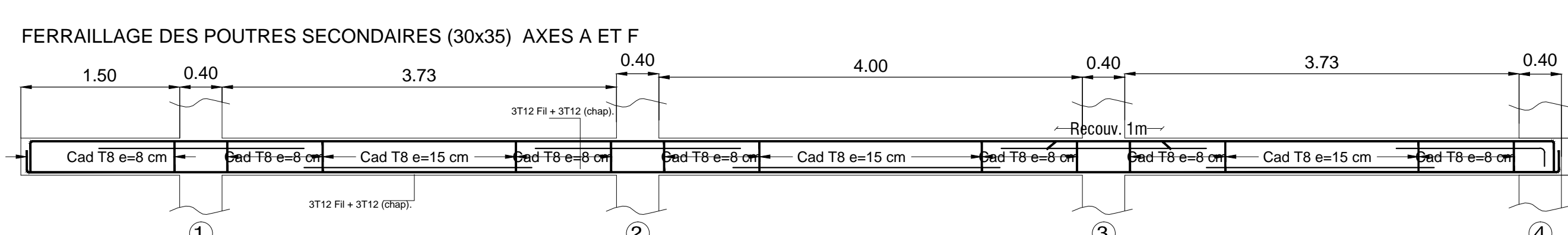
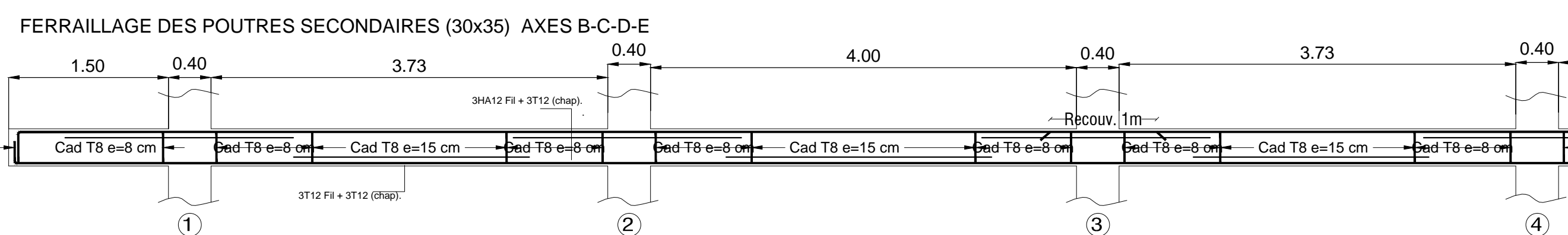
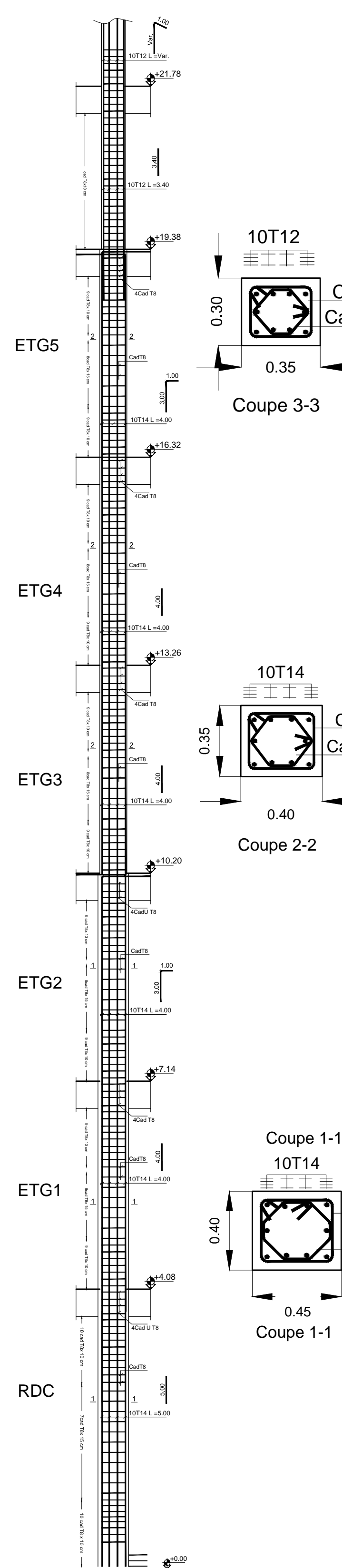


PLANS DE COFFRAGE & FERRAILLAGE



FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE

FERRAILLAGE DES POTEAUX



Conclusion générale

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié d'une part.

Et d'autre part d'acquérir des connaissances nouvelles sur les méthodes de calcul et d'études des structures ; même sur la pratique des logiciels comme ETABS ; AUTOCAD ... qui permet de réduire le temps et facilite l'analyse et le dessin des structures.

Les avancées scientifiques significatives en matière de connaissance des séismes et la maîtrise de leur phénomène imposent des mises à jour régulières des règlements parasismiques afin d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des actions Sismiques, sans oublier le côté économique.

Dans le domaine de génie civil on s'intéresse à la résistance, durabilité et l'économie.

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle.