

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



Memoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme MASTER en génie civil
Option : constructions civiles et industrielles (C.C.I)

THEME

**Etude d'une structure (R+7+S-Sol) à usage d'habitation
et commercial à contreventement mixte, avec application du
logiciel ETABS V 9.7**



Dirigé par :

M^{elle} : LAARABI

Etudié par :

M^{elle} : MOULOU CHAFIA

M^{me} : MAMAR NADIA

Promotion : 2015/2016

Remerciements

Toute notre reconnaissance et remerciement à Dieu, le tout puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce modeste travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promotrice **Mme LAARABI** pour la sollicitude avec laquelle il a suivi et guidé ce mémoire.

Il est un agréable devoir d'exprimer nos sentiments de reconnaissance aux enseignants et personnel de la bibliothèque du département GENIE CIVIL ainsi qu'à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail.

Enfin nos sincères remerciements et notre profonde gratitude s'adressant également aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre projet.

MERCI.

DEDICACES

Je dédie ce travail à :

- mes chers parents, et mon mari qui ont mis à ma disposition, tous les moyens possibles pour garantir ma réussite.

- Mes frères qui m'ont toujours aidé à garder le sourire

- Tous mes amis qui m'ont soutenu, aidé, supporté et qui mont jamais laissé tombé. Je ne peux citer tous les noms car toutes les pages de ce mémoire ne seront pas suffisantes.

- Toute ma famille et tout les gens qui connaissent

NADIA

DEDICACES

Je dédie ce travail à :

- mes chers parents, qui ont mis à ma disposition, tous les moyens possibles pour garantir ma réussite.
- Mes sœurs et mes frères qui m'ont toujours aidé à garder le sourire
- Tous mes amis qui m'ont soutenu, aidé, supporté et qui m'ont jamais laissé tomber. Je ne peux citer tous les noms car toutes les pages de ce mémoire ne seront pas suffisantes.
- Toute ma famille et tous les gens qui connaissent

GHAFIA

INTRODUCTION GENERALE

Le Génie Civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion, afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Toute étude de construction se fait principalement sur deux parties essentielles, à savoir : la superstructure et l'infrastructure qui sont respectivement partie hors terre et partie enterrée.

La première partie qui est l'étude de la superstructure, consiste à calculer les éléments résistants de la structure, en utilisant des méthodes appropriées aux calculs des éléments (portiques, voiles, planchers...) et, tout en respectant les exigences du règlement du béton aux états limites (BAEL) et du règlement parasismique algérien (RPA), afin que chaque élément puisse répondre aux fonctions pour lesquelles il est conçu. Il s'avère que le calcul manuel de ces éléments rend la tâche longue, difficile et fait aboutir à des résultats moins proches de la réalité, mais aujourd'hui, il existe des logiciels tels que ETABS, SAP 2000, ROBOT, ... permettant non seulement de réduire considérablement le temps de travail, mais aussi d'aboutir à des résultats satisfaisants.

La deuxième qui est l'étude de l'infrastructure, consiste à calculer des fondations (superficielles ou profondes) qui sont des éléments permettant de porter toutes les charges dues à l'ouvrage au sol. Le choix de celles-ci dépend essentiellement de la nature du sol sur lequel est implanté l'ouvrage.

Tout ce que nous allons voir dans ce présent document fait l'objet d'étude d'un ouvrage (bâtiment) qui repose sur un radier général. Nous allons adopter l'un des logiciels cité ci-dessus, « ETABS » pour le calcul, et nous répondrons à quelques questions notamment celles concernant le dimensionnement et le ferrailage des éléments d'une structure en béton armée, ainsi que le type, le choix, le mode de fonctionnement et le ferrailage des fondations.

Notre travail se subdivisera en trois parties principales :

Dans la première partie, nous présenterons d'abord l'ouvrage, ses constructions, puis nous procéderons au calcul des descentes de charges, ainsi qu'au pré dimensionnement des éléments. Enfin nous calculerons les ferraillements des différents éléments secondaires (acrotère, escalier.....etc.).

La deuxième partie aura pour objectif, la détermination du ferraillement des éléments principaux, pour y arriver, nous effectuerons d'abord une analyse en 3D a l'aide du logiciel (ETABS).

Enfin dans la troisième et dernière partie, nous observerons l'étude des fondations dont nous exposerons la méthode de calcul des fondations.

Chapitre I

Présentation et description de l'ouvrage

I.1.Introduction :

Le projet en question consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un bâtiment à usage commercial et d'habitation (R+7) avec sous-sol. Ce dernier est constitué d'une structure mixte en béton armé (portiques et voiles).

Nos calculs seront conformes aux règles en vigueur, à savoir :

Les règles parasismiques Algériennes (RPA 99 modifié 2003) et les règles de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91).

I.2.Situation du projet :

- Le bâtiment sera implanté à Tizi-Ouzou qui est classée selon le RPA 99 version 2003, comme étant une zone sismicité élevée (Zone II_a)
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 (ouvrage courants ou d'importance moyenne).

I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

La structure a pour dimensions : (voir les plans d'architecture)

Longueur total :.....	19.4m
Largeur total :.....	14.4m
Hauteur total :.....	28.56m
Hauteur du RDC :.....	4.08m
Hauteur de l'étage de service :.....	3.06 m
Hauteur d'étage courant :.....	3.06m
Hauteur du sous-sol.....	3.06m

I.4.Eléments de l'ouvrage :**I.4.1.Ossature :**

Elle est composée de :

- Portiques transversaux et longitudinaux destinés essentiellement à reprendre les charges et surcharges verticales.
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) constituant un système de contreventement rigide et assurant la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales.

I.4.2.Planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements et les surcharges, principalement ils assurent deux fonctions :

- Fonction de la résistance mécanique : les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent et transmettent aux éléments porteurs de la structure les charges permanentes et les surcharges.
- Fonction d'isolation: les planchers isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Dans notre cas on distingue deux types de planchers :

a) Planchers en corps creux :

Ils sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées.

Le plancher terrasse est inaccessible (sauf pour entretiens). Il comportera un système complexe d'étanchéité multicouche en forme de pente de 1.5% pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

b) Planchers en béton armé :

Les dalles pleines en béton armé sont prévues pour le plancher porteur de l'appareil de levage(ascenseur).

I.4.3.Coffrage :

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles et un coffrage classique en bois pour les portiques.

I.4.4. Les escaliers :

Les escaliers sont des ouvrages permettant de monter ou de descendre d'un niveau à un autre. Ils jouent un rôle tout particulier pour la sécurité des habitants dans les immeubles de grande hauteur. Ils sont alors conçus pour être à l'abri de la fumée.

Le bâtiment comporte trois cages d'escalier qui permettent l'accès aux différents niveaux, Ils sont réalisés en béton armé coulés sur place.

I.4.5. La cage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée avec des voiles en béton armé.

I.4.6. Le remplissage (maçonnerie) :

Les façades seront réalisées en double cloison de briques creuses de 15cm d'épaisseur (partie extérieure) et 10cm d'épaisseur (partie intérieure) séparées d'une lame d'air de 5cm d'épaisseur, les murs de séparation seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur.

I.4.7. L'acrotère :

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60cm de hauteur.

I.4.8. Les revêtements :

- Carrelage (scellé) pour les planchers et escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
- Mortier de ciment pour les murs de façade et les cages d'escaliers.
- Plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.

I.4.9. Les fondations :

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol. Le choix du type de fondation dépend de la nature du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage, elles seront définies dans les chapitres qui suivent.

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les granulats utilisés dans les travaux de bâtiment et de génie civil doivent répondre à des impératifs de qualité et à des caractéristiques propres à chaque usage. Les matériaux de structure jouent un rôle important dans la résistance des constructions aux séismes.

Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tels que; le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalent généralement sur le critère de résistance mécanique. Ce dernier est en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

Le béton et l'acier sont les matériaux essentiels pour pouvoir réaliser cet ouvrage. Ils sont caractérisés par la résistance à la compression pour le béton et la résistance à la traction pour l'acier.

I.5.1. Le béton :

Le béton est un mélange d'agrégats (Sable, gravier), de liant (Ciment) et d'eau dans des proportions bien définies et homogène pour avoir une résistance convenable et une bonne qualité après durcissement.

D'autre part, le dosage en ciment doit tenir compte du pourcentage en volume des armatures ; pour assurer un bon enrobage et une bonne protection des armatures, le béton doit être d'autant plus dosé en ciment que les armatures sont plus nombreuses et plus divisées. Dans le cas des pièces moyennement ou fortement armées, les dosages usuels oscillent entre 350 et 400 kg de ciment par mètre cube de béton.

Le béton sera fabriqué mécaniquement suivant l'étude établie au laboratoire en fonction des matériaux utilisés :

- **Ciment** ; appelé aussi liant hydraulique. CPA 325 (ciment portland artificiel 325) avec un dosage de 350Kg/m³.

- **Agrégats :**
 - Sable propre D <5mm..... 366 [Kg/ m³]
 - Gravier 08/15 concassé..... 547 [Kg/ m³]
 - Gravier 15/25 concassé..... 605 [Kg/ m³]
- **Eau :** les caractéristiques de l'eau de gâchage pour la réalisation du béton sont définies par les normes. L'eau doit être propre, c'est-à-dire ne pas contenir de matières en suspension dans les proportions suivantes : 2 g/litre en ce qui concerne les bétons de haute qualité, 5 g/litre en ce qui concerne les bétons courants.

La réalité pratique conduit vers le rapport eau/ciment = 0.5, pour limiter le retrait du béton.

- Si eau / ciment > 0.5 : un dosage trop élevé en eau, ce qui conduit à un fort retrait.
- Si eau / ciment < 0.5 : il y a insuffisance d'eau, ce qui va conduire à un défaut de maniabilité qui entraînera un mauvais remplissage des moules et une mauvaise étanchéité.

Remarque: Pour maintenir E/C = 0.5, il y a lieu d'ajouter des adjuvants.

I.5.1.1 .Résistance caractéristique du béton à la compression :

Elle sera prise à 28 jours de temps de durcissement du béton, noté f_{c28} , dans notre projet on prend $f_{c28}=25$ MPa. La résistance caractéristique à la compression est définie comme suit :

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

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95j} f_{c28} \text{ Pour } f_{cj} > 40 \text{ MPa.} \quad (\text{BAEL 91, A.2.1,11})$$

I.5.1.2.La résistance caractéristique du béton à la traction :

La résistance du béton à la traction est faible, elle est de l'ordre de 10 % de la résistance à la compression, elle est définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06.f_{cj} \text{ MPa} \quad f_{t28} = 0.6+0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

(BAEL 91,A.2.1,12)

I.5.1.3.Module de déformation longitudinale:

Il existe deux modules de déformation longitudinale :

- **Module de déformation instantanée :**

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa} \quad (\text{BAEL 91, art A.2.1, 21})$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on a $E_{ij} = 32164,195 \text{ MPa}$

- **Module de déformation différée :**

Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage et du retrait).

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{BAEL 91, art A.2.1, 22})$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on a $E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$

I.5.1.4. Module de déformation transversale :

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

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

Avec :

E : module de YOUNG:

ν : Coefficient de poisson.

I.5.1.5. Coefficients de poisson :

Le coefficient de poisson ν : est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale, il est pris égal :

$\nu = 0$ (à l'ELU) pour le calcul des sollicitations.

$\nu = 0,2$ (à l'ELS) pour le calcul des déformations.

I.5.1.6. Etat limite de contrainte du béton :

Le calcul de cet ouvrage est effectué conformément aux règlements BAEL 91 (Béton armé aux états limites) basés sur la théorie des états limites.

I.5.1.6.1. Définition:

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ses éléments (tel que la stabilité et la durabilité) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action (majoration ou minoration selon le cas).

On distingue deux états limites:

a. Etats limites ultimes (ELU) :

Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction soit :

- Equilibre statique.
- Résistance de l'un des matériaux de la structure.
- Stabilité de forme.

b. Etats limites de service (ELS) :

Constituent les frontières au delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- Ouverture des fissures.
- Déformation des éléments porteurs.
- Compression dans le béton.

Pour les calculs à l'ELU, le diagramme réel de déformation est donné sur la figure I-1, avec ;

$0 \leq \varepsilon \leq 2\text{‰}$: c'est une section entièrement comprimée.

$2\text{‰} \leq \varepsilon \leq 3,5\text{‰}$: compression avec flexion.

Avec ε : raccourcissement du béton.

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par :

$$f_{cb} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} \text{ [MPa]} \quad (\text{BAEL 91, art A.4.3, 41})$$

Coefficient de sécurité partiel :

$\gamma = 1,15$ situation accidentelle.

$\gamma = 1,5$ situation courante.

0,85 devient 0,80 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères.

θ : Coefficient d'application des actions considérées :

$\theta = 1$: si la durée d'application des actions est supérieure à 24h.

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

$\theta = 0,85$: si la durée d'application des actions est inférieure à 1h.

à 28 jours on a $f_{c28} = 14,2 \text{ MPa}$.

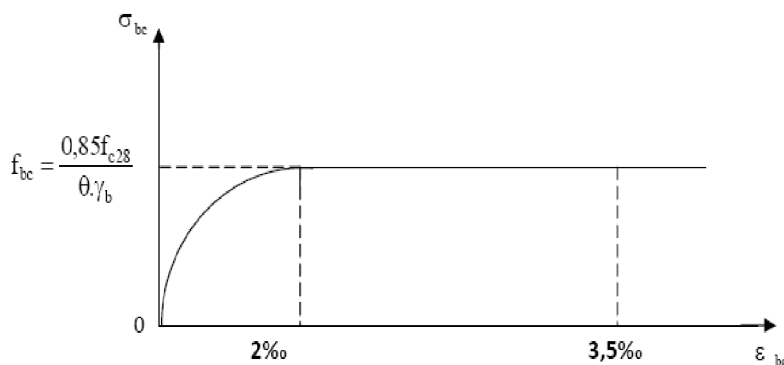


Figure I-1 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELU.

Pour les calculs à l'ELS : la valeur de la contrainte admissible de compression du béton est :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{cj} \quad (\text{BAEL 91, art A.4.5,2})$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

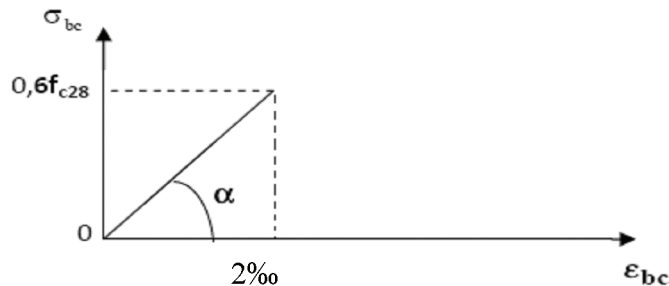


Figure I-2 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELS.

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \},$$

- Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 0,10 f_{c28} ; 4 \text{ MPa} \}.$$

I.5.2.Acier :

Les armatures d'un béton armé sont des aciers qui se distinguent par leur nuance et leurs états de surfaces (RL, HA).

Leur rôle est de reprendre les efforts de tractions qui ne peuvent pas être repris par le béton. Ils sont caractérisés par leur limite élastique et leur module d'élasticité.

En général les aciers utilisés sont de deux types :

- acier à haute adhérence : FeE400

-treillis soudés formés par l'assemblage des barres tréfilées soudées(FeE520)

Fe : limite élastique dans les armatures.

Tableau I.1. Caractéristiques des aciers :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe en MPa	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement ψ
Aciers en Barre	Rond lisse FeE235	R L	235	410-490	22%	1	1
	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14%	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL 520($\dot{O}<6$)	T S	520	550	8%	1,3	1

I.5.2.1. Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à :
E=200000 MPa. (BAEL 91, art A.2.2, 1)

I.5.2.2. Coefficient de poisson des aciers :

Il est pris égal à **0,3**.

I.5.2.3. Contrainte limite de l'acier :

a. Contrainte limite ultime (l'ELU) :

$$\sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} \quad \text{si} \quad \varepsilon_{ES} \leq \varepsilon_{bc} \leq 10\text{‰}$$

$$\sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \quad \text{si} \quad \varepsilon_s \leq \varepsilon_{ES}$$

σ_s : Contrainte admissible d'élasticité de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité

$\gamma_s = 1,15$ En situation durable

$\gamma_s = 1,00$ En situation accidentelle

Exemple :

	$y_s=1.15$	$y_s = 1$
Fe=400Mpa	$a_{st}=348\text{Mpa}$	$a_{st}=400\text{MPa}$
Fe=520Mpa	$a_{st}=450\text{Mpa}$	$a_{st}=520\text{Mpa}$

b. Contrainte limite de service (l'ELS) :

A l'état limite de service, il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures du béton (risque de corrosion des armatures). Pour cela, on doit limiter les contraintes dans les aciers.

On distingue 3 cas de fissurations :

a) Fissuration peu nuisible : (BAEL91,CBA 93/Art. A. 4.5.32)

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

$$\bar{\sigma}_s = f_e \text{ (BAEL 91 modifiés 99, art A.4.5,32)}$$

b) Fissuration préjudiciable : (BAEL91,CBR 93/Art.A. 4-5-33)

Cas des éléments importants ; exposés aux agressions plus sévères que dans les fissurations peu nuisible (intempérie)

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e, \left| \max(0,5f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \right.\right\}$$

f_e : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés.

f_{t28} : résistance caractéristique à la traction du béton.

n : coefficient de fissuration tel que :

- $n=1$ —+ pour les aciers ronds lisses et treillis soudés.

- $n=1,3$ —+ pour les aciers de haute adhérence de diamètre $Q < 6\text{mm}$.

- $n=1,6$ —+ pour les aciers de haute adhérence de diamètre $Q \sim 6\text{mm}$.

La valeur de $\bar{\sigma}_{st}$ obtenue pour $f_{t28}=2.1\text{MPa}$ et $n=1.6$ est : $\bar{\sigma}_{st}=201.63\text{MPa}$

c) Fissuration très préjudiciable : (BAEL91,CBR 93 / Art 4-5.34)

C'est le cas des milieux agressifs

$$\bar{\sigma}_{st} = 0,8 \min\left\{\frac{2}{3} f_e \left| \max(0,5f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \right.\right\} \text{ en MPa}$$

La valeur de $\bar{\sigma}_{st}$ obtenue pour $f_{t28}=2.1\text{MPa}$ et $n=1.6$ est : $\bar{\sigma}_{st} = 165\text{MPa}$

η =coefficient de fissuration.

$\eta=1,6$: pour les aciers HA de diamètre $\geq 6\text{ mm}$.

$\eta=1,3$: pour les aciers HA de diamètre $< 6\text{ mm}$.

$\eta=1,0$: pour les ronds lisses.

I.5.2.4. Diagramme contraintes déformations de l'acier :

Dans le calcul relatif aux états limites, nous utiliserons le diagramme simplifié suivant : (BAEL 91, art A.2.2,2)

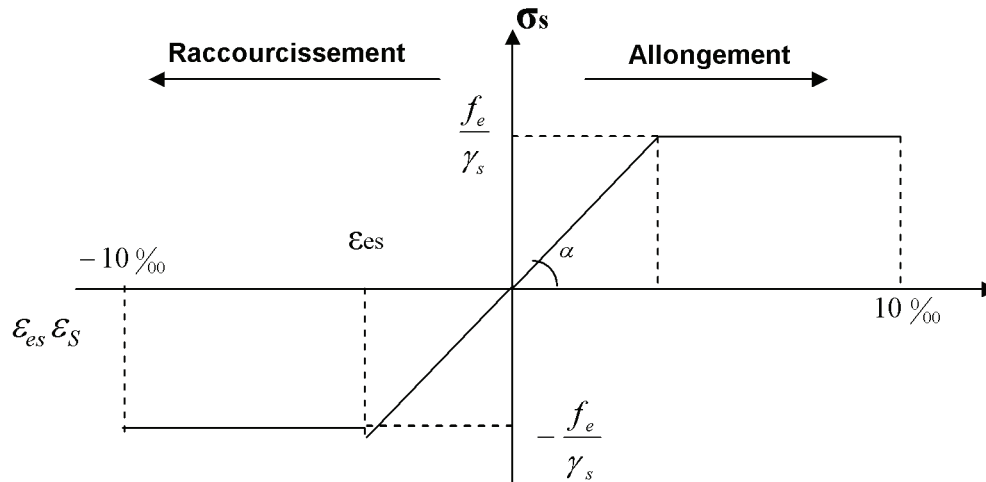


Fig I.3 : Diagramme contrainte déformation des aciers

I.5.2.5. Protection des armatures : (Art A.7-2 4 BAEL91)

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

- $C \geq 5$ cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3$ cm : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)
- $C \geq 1$ cm : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations

En outre l'enrobage de chaque armature est au moins égal à son diamètre si elle est isolée, ou à la largeur de paquet dont elle fait partie (A-7.2, 4) afin de permettre le passage de l'aiguille vibrante, il convient de laisser des espacements d'au moins 5cm (A-7.2,8).

I.5.2.6. Diamètre maximal des aciers :

Pour les dalles et les voiles d'épaisseur h , afin d'améliorer l'adhérence acier-béton, on limite le diamètre des aciers longitudinaux à :

$$\Phi_l \leq h / 10.$$

Pour les poutres de hauteur h on limite le diamètre des aciers transversaux à :

$$\Phi_t \leq \min (h / 35 ; \Phi_l ; b_0 / 10).$$

b_0 : Largeur de l'âme.

Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments

II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but le pré-calcul des différents éléments résistants de l'ouvrage en utilisant les règlements RPA99 (version 2003) et BAEL91(modifié 99).

Cecalcul préliminaire concerne les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles.

II.2. Les planchers :

Les fonctions essentielles des planchers sont :

- La transmission des charges verticales aux éléments porteurs.
- La transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement
- L'isolation thermique et phonique d'où l'assurance du confort et de la Protection des occupants.

Dans notre projet les plancher sont constitués d'un corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant les sens parallèle à la plus petite portée.

La hauteur du plancher est obtenue par la formule suivante :

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

Avec :

h_t : hauteur du plancher. (BAEL 91 modifiée 99/Art B, 6,8.424)

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

Dans notre cas :

$$L_{\max} = 350 - 25 = 325 \text{ cm}$$

$$h_t = (325/22.5) = 14,44 \text{ cm.}$$

On prend $h_t = 20$ cm. Un plancher de 20 cm d'épaisseur (16+4) compose de: corps creux de 16cm et de la dalle de compression de 4cm.

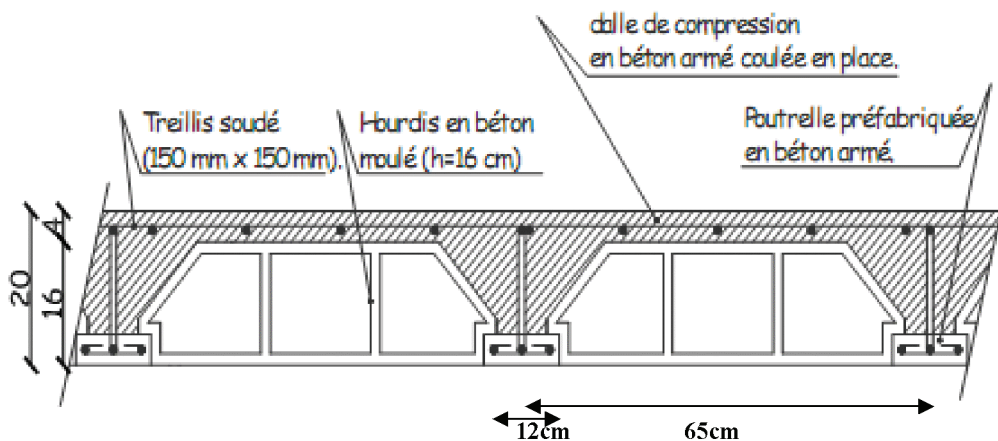


Figure II.4 : Schéma descriptif d'un plancher en corps creux.

II.3. Les poutres :

D'après les prescriptions préconisées par le RPA 99, les dimensions poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

1. Largeur: $b \geq 20\text{cm}$.
 2. Hauteur: $h \geq 30\text{cm}$.
 3. Le rapport : $\frac{h}{b} \leq 4$
 4. $b_{\text{max}} \leq 1.5 + b_1$.
- (RPA99. Art 7.5.1)

a).Poutres principales :

- La hauteur des poutres principales est donnée par :

$$\frac{L}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{L}{10}$$

Avec : L : portée entre nus d'appuis $L = 380 - 25 = 355 \text{ cm}$

Donc: $\frac{355}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{355}{10}$.

$$23.66 \leq h_{pp} \leq 35.5$$

On adopte : $h_{pp} = 40\text{cm}$.

- La largeur des poutres est déterminée par :

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

$$16 \leq b_{pp} \leq 28$$

On prend : $b = 30\text{cm}$

• Vérification des conditions du RPA

$b = 30 \text{ cm} \geq 20\text{cm}$ Condition vérifiée.

$h = 40 \text{ cm} \geq 30\text{cm}$Condition vérifiée.

$h/b \leq 41.33 < 4$Condition vérifiée.

La section des poutres principales est: **(30x40) cm²**

b). Poutres secondaires :

Ce sont des poutres parallèles aux poutrelles, leurs hauteurs sont données par :

$$\frac{L}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{L}{10}$$

Avec : $L = 350 - 25 = 325 \text{ cm}$.

$$\text{Donc : } \frac{325}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{325}{10}$$

$$21.66 \leq h_{ps} \leq 32.5$$

On adopte pour $h = 35 \text{ cm}$.

- La largeur de la poutre est déterminée par :

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

$14 \text{ cm} \leq b_{ps} \leq 24,5 \text{ cm}$ on prend :

$b = 30 \text{ cm}$.

- **Vérification des conditions du RPA**

$b_{ps} = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

$h_{ps} = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$Condition vérifiée.

$h/b \leq 41.16 < 4$ Condition vérifiée.

Donc les sections adoptées sont comme suit :

Poutres principales : (30x40) cm² Poutres secondaires : (30x35) cm².



II.4. Les voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet d'un chargement horizontal (séisme...) d'une part, et à reprendre une partie des charges verticales d'autre part.

D'après le RPA99, L'épaisseur minimale d'un voile est de 15 cm, de plus elle est en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités.

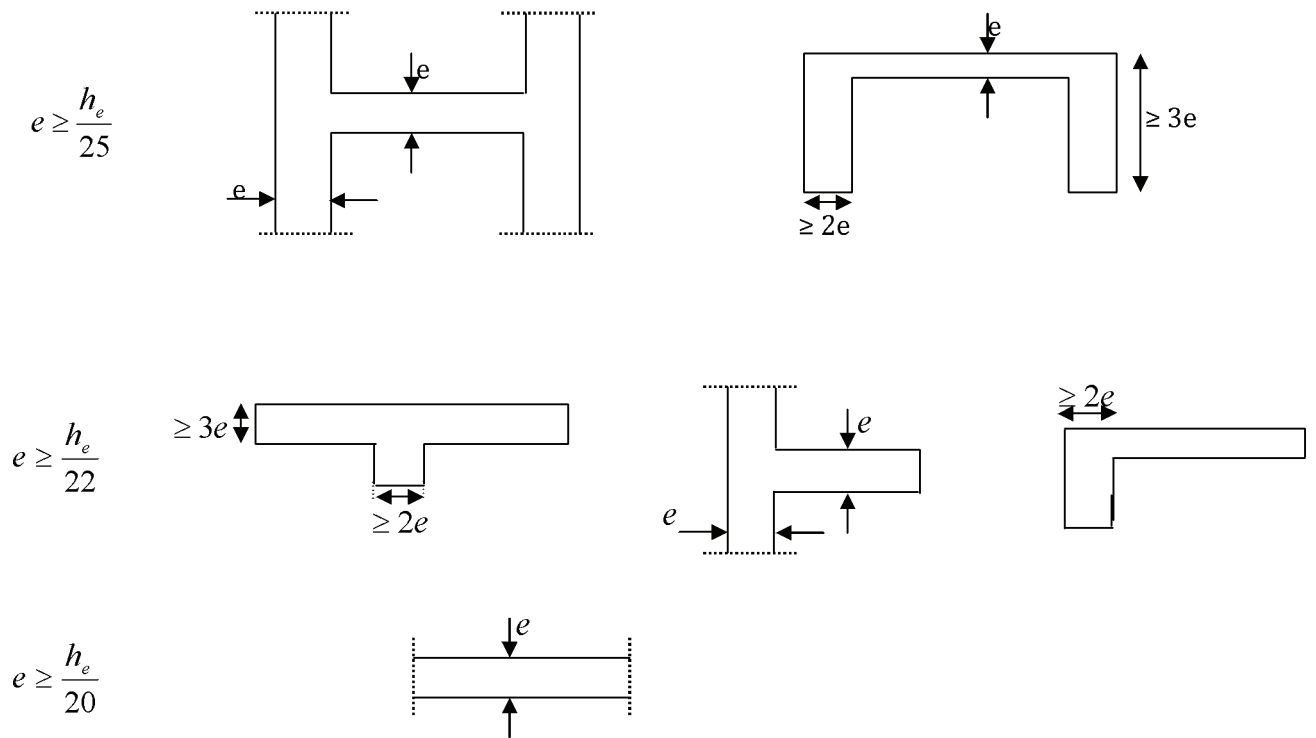


Figure. II.5 : Coupes de voile en plan

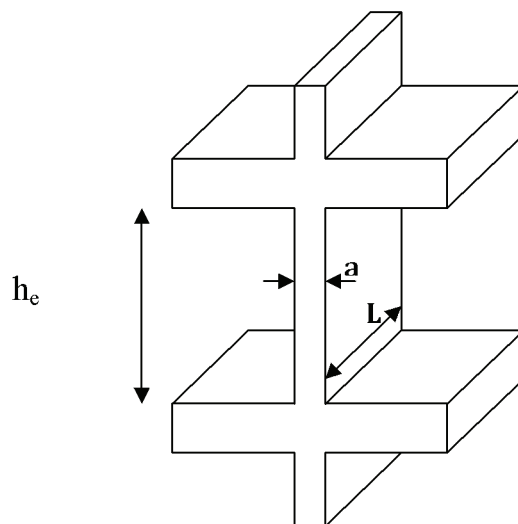


Figure. II.6 : Coupe de voile en élévation.

✚ Pour le RDC

Dans notre cas :

$$h_e = h - h_p$$

$$e_{\min} = 15 \text{ cm}$$

$$e_p \geq \frac{h_e}{20} ; e_p \geq \frac{h_e}{22} ; e_p \geq \frac{h_e}{25}$$

$$h = 408 \text{ cm}$$

$$h_e = 408 - 40 = 368 \text{ cm}$$

$$e_p \geq \frac{368}{20} = 18.4$$

$$e_p \geq \frac{368}{22} = 16.73$$

$$e_p \geq \frac{368}{25} = 14.72$$

$$a \geq \max(15, 14.72, 16.73, 18.4)$$

On prend une épaisseur : $e = 20 \text{ cm}$.

✚ Pour l'étage courant :

Dans notre cas :

$$h_e = h - h_p$$

$$e_p \geq \frac{h_e}{20} ; e_p \geq \frac{h_e}{22} ; e_p \geq \frac{h_e}{25}$$

$$h = 306 \text{ cm}$$

$$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

$$e_p \geq \frac{268}{20} = 14.3$$

$$e_p \geq \frac{268}{22} = 13$$

$$e_p \geq \frac{268}{25} = 11.44$$

$$a \geq \max(15, 11.44, 13, 13.3)$$

On prend une épaisseur : $e = 15 \text{ cm}$.

• **Vérification des exigences du RPA :**

1- Sont considérés comme voiles de contreventement, en satisfaisant la condition suivante:

$L_{\min} \geq 4eL_{\min}$: portée minimale des voiles.

$L_{\min} > 4 \times 0,15 = 0,6 \text{ m}$ vérifiée

2- L'épaisseur minimale exigée est de 15 cm.

$e = 15 \text{ cm} \geq e_{\min} = 15 \text{ cm} \longrightarrow$ condition vérifiée.

II.5. Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la descente de charge pour le poteau le plus sollicité.

Les poteaux sont pré dimensionnés à l'ELS en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal $N_s = G + Q$.

La section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$A_p \geq \frac{N_{max}}{\sigma_{bc}}$$

Avec : $f_{cj} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

σ_{bc} : Contrainte admissible du béton à l'ELS.

N_{max} : Effort normal maximal à la base du poteau.

Selon le (RPA 99, A 7.4.1), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- ✓ $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ —————> En zone I et II_a.
- ✓ $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$. —————> En zone III et II_b.
- ✓ $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- ✓ $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$.

II.5.1. Détermination des charges et surcharges :

II.5.1.1. Charges permanentes :

II.5.1.1.1. Les planchers :

➤ **Plancher terrasse:**

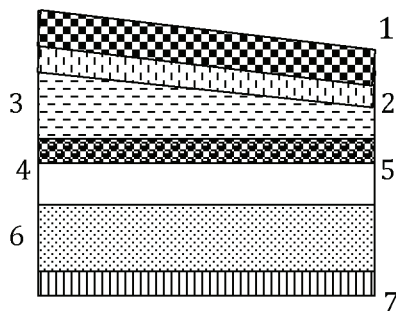


Figure. II-7 coupe du plancher terrasse

❖ Tableau II.1 : Charges revenants au plancher terrasse.

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²) G= $\rho \times E$
1	Couche de gravillon	5	17	0.85
2	Etanchéité multicouche	2	6	0.12
3	Forme de pente en béton	5	/	2.00
4	Isolation thermique (liège)	5	4	0.20
5	Feuille de poly âne	/	/	0.10
6	Plancher en Corps Creux (16+4)	20	/	2.85
7	Enduit plâtre	2	10	0.2
G Total				6.32

➤ Plancher d'étage courant :

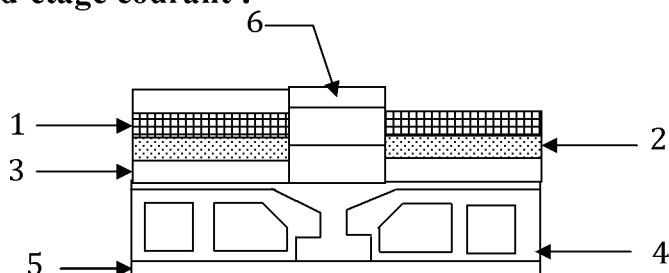


Figure. II.8: Plancher d'étages courants .

❖ Tableau II.2 : charges revenants au plancher courant :

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	2	22	0.44
2	Mortier de pose	2	20	0.40
3	Couche de sable	3	18	0.54
4	Plancher en dalle en corps creux (16+4)	20	/	2.85
5	Enduit plâtre	2	10	0.20
6	Cloison en brique creuse 8trous	10	9	0.90
G Total				5.33

II.5.1.1.2. Les Murs :

- **Murs extérieurs :** Les murs extérieurs sont réalisés en briques creuses de double cloison avec une lame d'air de 5cm.

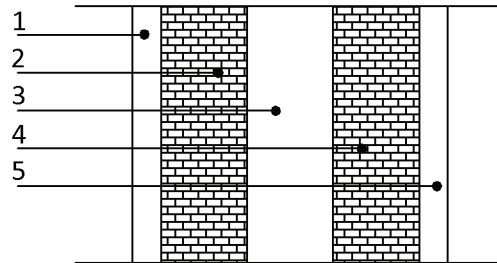


Figure. II.9 : coupe verticale d'un mur extérieur

❖ Tableau II-3 : charges revenant aux murs extérieurs :

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit ciment	2	20	0.40
2	Briques creuses extérieure	10	9	0.9
3	Lame d'air	5	/	/
4	Briques creuses intérieur	10	9	0.90
5	Enduit plâtre	2	10	0.20
G_{Total}				2.4

- **Murs intérieurs :** Les murs intérieurs sont réalisés en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

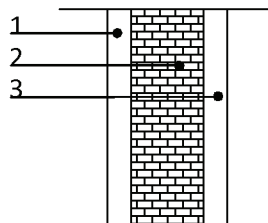


Figure II.10 : coupe verticale d'un mur intérieur.

❖ Tableau II.5 : Charges revenants aux murs intérieurs :

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit plâtre	2	10	0.20
2	Briques creuses	10	9	0.90
3	Enduit plâtre	2	10	0.20
G_{Total}				1.3

II.5.1.1.3. Les voiles :

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Béton armé	20	25	5
2	Enduit de plâtre	2	10	0.20
3	Enduit de ciment	2	22	0.44
G_{Total}				5.64

❖ Tableau II.6:charges revenants aux voiles:

II.5.1.1.4 .Les balcons :

❖ Tableau II.7.1 : charges revenantsau balcon :(corps creux)

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	2	22	0.44
2	Mortier de pose	2	22	0.40
3	Couche de sable	2	18	0.36
4	Dalle en corps creux	20	/	2.85
5	Enduit plâtre	2	10	0.20
6	Cloison en brique creuse	10	9	0.9
G_{Total}				5.15

❖ Tableau II.7 : charges revenantsau porte à faux :(dalle pleine)

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	$\rho(\text{KN/m}^3)$	G (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	2	22	0.44
2	Mortier de pose	2	22	0.40
3	Couche de sable	2	18	0.36
4	Dalle plein	15	25	3.75
5	Enduit plâtre	2	10	0.20
6	Cloison en brique creuse	10	9	0.9
G Total				6.05

II.5.1.1.5 .Escaliers :

❖ Tableau II.8 : Charges agissantes sur le palier :

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	$\rho(\text{KN/m}^3)$	G (KN/m ²)
1	Poids propre	25	20	5
2	Poids des revêtements	2	40	0.80
3	Poids du lit de sable	3	22	0.66
4	Poids de l'enduit en plâtre	2	10	0.20
G Total				6.66

❖ Tableau II.9 : Charges agissantes sur la pailleasse :

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	$\rho(\text{KN/m}^3)$	G (KN/m ²)
1	Poids des marches	8.5	25	2.13
2	Poids de la volée	23	25	5.75
3	Poids des revêtements	2	22	0.84
4	Poids du lit de sable	2	18	0.36
5	Enduit plâtre	2	10	0.20
6	Poids du garde corps	/	/	0.20
G Total				9.84

II.5.1.1.6 .Acrotère :

Le poids propre de l’acrotère pour 1 ml égal à :

$$G_a = \rho_b \times S$$

Avec :

ρ_b : masse volumique du béton tel que $\rho_b = 25 \text{ KN/m}^3$

S : surface de la section de l’acrotère

$$S = (0,60 \times 0,10) + (0,08 \times 0,1) + (0,02 \times 0,1) / (2)$$

$$S = 0,069 \text{ m}^2$$

D’ou le poids propre de l’acrotère

$$G_a = 0,069 \times 25 = 1,725 \text{ KN / ml}$$

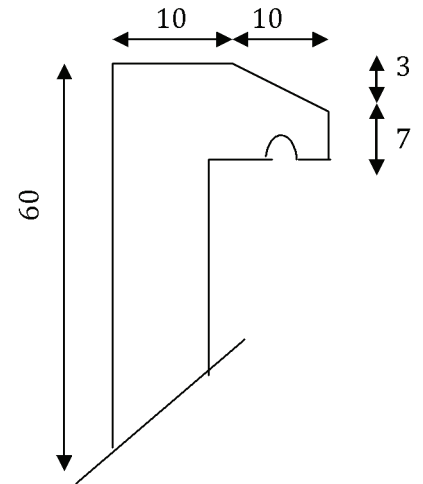


Figure. II.11 : Dimension de L’acrotère

II.5.1.2. Les surcharges d’exploitations (DTR2.2) :

Eléments	Surcharge (kN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher d’étage courant	1.5
Plancher d’étage RDC (locaux)	2.5
Plancher d’étage S Sol(parking)	2.5
Balcons	3.5
Plancher d’étage service	2.5
Escaliers desservants les différents étages	2.5
Acrotère	1

II.5.2.Loi de dégression des charges d’exploitation en fonction du nombre d’étage:

Les règles de BAEL 91 nous recommandent une dégression de charge d’exploitation et ceci pour tenir compte de non simultanéeité du chargement sur tous les planchers (surcharges différentes).

La loi de dégression des charges s’applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées

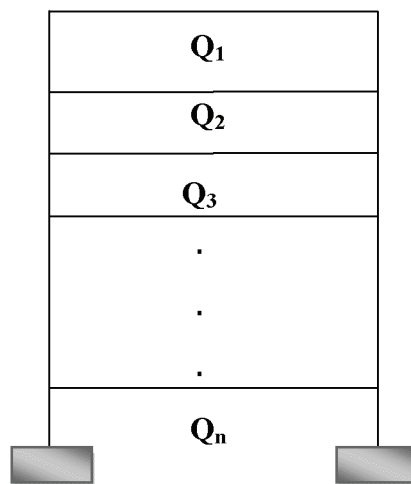
indépendantes. Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de 5, ce qui est le cas de notre bâtiment.

$$Q = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{Pour } n \geq 5$$

Q_0 : charge d’exploitation sur la terrasse.

Q_i : (i=1 à n) charge d’exploitation respectives des planchers des étages 1 jusqu’à n.

Q_0



$$\sum 0 = Q_0 \quad \text{pour } N \leq 4 \quad (0.05Q)$$

$$\sum 1 = Q_0 + Q_1$$

$$\sum 2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$$

$$\sum 3 = Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

Pour $N \geq 5$

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

$$\sum n = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) (Q_0 + Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Figure. II.12 : Loi de dégression des surcharges

II.5.3.Descente de charge :

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d’application jusqu’aux fondations.

D’une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteau ou voile) appelées surfaces d’influence.

II.5.3.1. Surface d'influence du plancher revenant au poteau B₄:

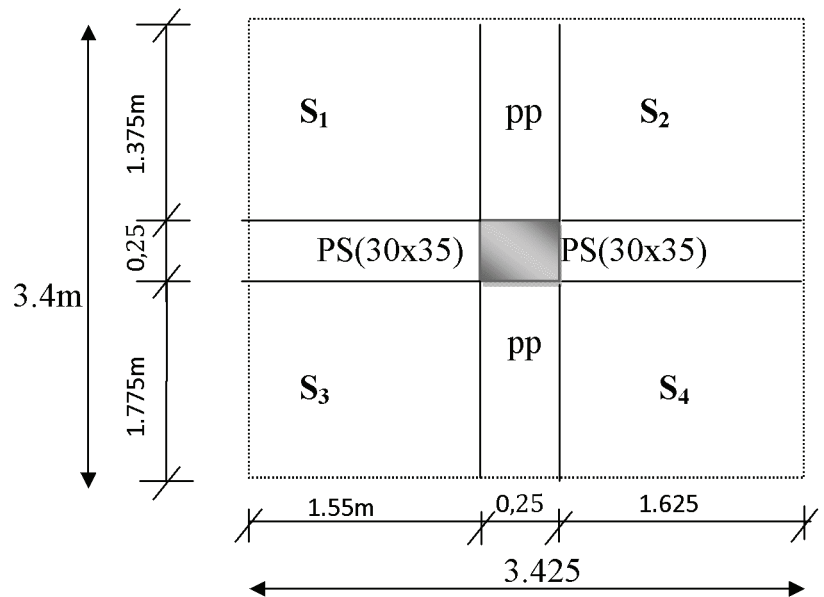


Figure .II .13 : Représentation de la surface revenante au poteau B₄.

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4.$$

$$S = (1.55 \times 1.375) + (1.625 \times 1.375) + (1.55 \times 1.775) + (1.625 \times 1.775) \\ = 10.00 \text{ m}^2$$

$$S' = 0.25 \times (3.425) + 0.25 \times (3.4).$$

$$S' = 1.706 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{totale}} = S' + S$$

$$S_{\text{totale}} = 11.706 \text{ m}^2.$$

II.5.3.2. Calcul des poids propres : P=GxS

➤ **Poids propre du plancher terrasse :**

$$G_{\text{pt}} = G_t \times S = 6.32 \times 10 = 63.2 \text{ KN}.$$

➤ **Poids propre du plancher étage courant :**

$$G_{\text{pc}} = G_c \times S = 5.33 \times 10 = 53.3 \text{ KN}.$$

➤ Poids propre des poutres :

• Poutres principales :

$$G_{pp} = (0.30 \times 0.40 \times 3,4) \times 25 = 10.2 \text{ KN.}$$

• Poutres secondaires :

$$G_{ps} = (0.30 \times 0.35 \times 3,425) \times 25 = 9 \text{ KN.}$$

Donc le poids propre total des poutres est:

$$P_{\text{tot}} = G_{pp} + G_{ps} = 19.2 \text{ KN.}$$

Le poids propre des poteaux :

$$M = M_v \times S \times h_1$$

$$h_1 = 3.06 - 0.4 = 2.66 \text{ m}$$

$$h_1 = 4.08 - 0.4 = 3.68 \text{ m}$$

$$G_{\text{RDC}} = 0,30 \times 0,30 \times 3.68 \times 25 = 8.28 \text{ Kn}$$

$$G_{\text{etage courant}} = 0,30 \times 0,30 \times 2.7 \times 25 = 6.075 \text{ kn}$$

$$G_{s-s} = 0,30 \times 0,30 \times 2.7 \times 25 = 6.075 \text{ kn}$$

Surcharges d'exploitations :

La surface d'influence $S = 11.706 \text{ m}^2$

Plancher terrasse inaccessible : $Q_0 = 1,00 \times 11.706 = 11.706 \text{ kn}$

Plancher à usage d'habitation : $Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots Q_6 = 1,5 \times 11.706 = 17.559 \text{ Kn}$

Plancher étage de service : $Q_7 = 2,5 \times 11.706 = 29.265 \text{ kn}$

Plancher à usage commercial (RDC) : $Q_8 = 2,5 \times 11.706 = 29.265 \text{ kn}$

Plancher (s-sol) : $Q_9 = 2,5 \times 11.706 = 29.265 \text{ kn}$

II.5.3.3.Calcul des surcharges d’exploitations selon la loi de dégression :

❖ Tableau II.7 : Coefficients de dégression des surcharges :

Niveau	Te	7	6	5	4	3	2	1	RDC	S-S
Coefficient	1	1	0,95	0,90	0,80	0,75	0,714	0,688	0,667	0,65

• Surcharges Cumulées :

$$S_{\text{Terrasse}} = Q_0 = 11.706 \text{ KN.}$$

$$S_7 = Q_0 + Q_1 = 11.706 + 17.559 = 29.265 \text{ KN}$$

$$S_6 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = 11.706 + 0,95 (17.559 \times 2) = 45.068 \text{ KN}$$

$$S_5 = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 11.706 + 0,9 (17.559 \times 3) = 59.115 \text{ KN}$$

$$S_4 = Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 11.706 + 0,80 (17.559 \times 4) = 67.89 \text{ KN}$$

$$S_3 = Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 11.706 + 0,75 (17.559 \times 5) = 77.55 \text{ KN}$$

$$S_2 = Q_0 + 0,714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 11.706 + 0,714 (17.559 \times 6) = 86.928 \text{ KN}$$

$$S_1 = Q_0 + 0,688 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 11.706 + 0,688 (86.928 + 29.265) = 91.647 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \text{RDC} &= Q_0 + 0,667 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_{\text{RDC}}) = \\ & 11.706 + 0,667 (86.928 + 29.265 \times 2) = 108.726 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{S-S} &= Q_0 + 0,65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_{\text{RDC}}) + 0,65 \times Q_{\text{SS}} = \\ & 11.706 + 0,65 (86.928 + 29.265 \times 3) = 113.57 \text{ KN} \end{aligned}$$

❖ Tableau II.8: descente de charges sur le poteau B₄ :

Niveau	Charges Permanentes [KN]					Charges d'exploitation [KN]			Efforts normaux [KN]	Sections [cm ²]	
	plancher	Poutres	Poteau	G	G Cumul	Coef	Q	Q Cumul	N = G _c +Q _c	S ≥ N/ $\bar{\sigma}_{bc}$	Section adoptée
Te	63.2	19,2	00,0	82.4	82.4	1	11.706	11.706	94.106	62.737	30x30
7	53.3	19,2	6,075	78.575	160.975	1	29.265	40.971	201.946	134.63	30x30
6	53.3	19,2	6,075	78.575	239.55	0,95	45.068	86.039	325.589	217.06	30x30
5	53.3	19,2	6,075	78.575	318.125	0,90	59.115	145.154	463.279	308.85	30x30
4	53.3	19,2	6,075	78.575	396.7	0,80	67.89	213.044	609.744	406.496	35x35
3	53.3	19,2	6,075	78.575	475.275	0,75	77.55	290.594	765.869	510.579	35x35
2	53.3	19,2	6,075	78.575	553.85	0,714	86.928	337.522	891.372	594.248	35x35
1	53.3	19,2	6,075	78.575	632.425	0,688	91.647	469.169	1101.594	734.396	40x40
RDC	53.3	19,2	8.28	80.78	713.205	0,667	108.73	577.899	1291.104	860.736	40x40
S_S	53.3	19,2	6,075	78.575	791.78	0,65	113.57	691.469	1482.249	988.83	40x40

a) Vérification des sections selon RPA 99 version 2003 (Art 7.4.1) :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- Min (b, h) ≥ 25 cm.....en zone I et II_a
- Min (b, h) ≥ 30cm.....en zone II_b et III
- Min (b, h) ≥ h_c/ 20
- 1/4 ≤ b₁/h₁ ≤ 4

- Les sections choisies sont :

- ✓ 40× 40cm² toutes les conditions sont vérifiées.
- ✓ 35×35cm² toutes les conditions sont vérifiées.
- ✓ 30× 30 cm² toutes les conditions sont vérifiées.

a) Vérification au flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de la forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés. Pour éviter le flambement des poteaux, il faut que leurs élancements vérifient la condition suivante :

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

Avec :

λ : Elancement du poteau.

L_f : Longueur de flambement ($l_f = 0,7 l_0$).

i : Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{B}}$).

I : Moment d'inertie du poteau : $I = hb^3 / 12$.

B : Section transversale du poteau ($B = h \times b$).

l_0 : Longueur d'un poteau entre faces supérieures de deux planchers consécutifs.

$$\lambda = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{bh^3/12}{bh}}} = \frac{\sqrt{12} \cdot 0,7 \cdot l_0}{h} \Rightarrow$$

$$\lambda = 0.7 \sqrt{12} l_0 / b$$

	$L_0=3.06$	$L_0=4.08$	$L_0=3.06$	$L_0=3.06$
Section du poteau	40x40	40x40	35x35	30x30
λ	18.55	24.73	21.20	25.46
Etage	s-sol et 1 ^{er}	RDC	2 ^{ème} ...4 ^{ème}	5 ^{ème} ...7 ^{ème}
Vérification	vérifier	vérifier	vérifier	vérifier

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

La condition est vérifiée (pas de risque de flambement)

II.6.Conclusion :

Les différentes règles, lois et documents techniques nous ont permis de pré-dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

➤ **Les Planchers en corps creux :** (16+4) cm

➤ **Les Poutres principales :** b= 30cm.
 h_t=40 cm.

➤ **Les Poutres secondaires :** b=30 cm.
 h_t=35 cm.

➤ **Les Poteaux :**
Sous-sol, RDC, 1^{ier} étages : 40×40 cm².
2^{ème}, 3^{ème} et 4^{ème} étage 35×35 cm².
5^{ème} et 6^{ième}-7ième étage : 30×30 cm².

➤ **Les Voiles**
RDC e=20cm
Les étages e=15cm

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

Chapitre III

Calcul des éléments

III.1.1 Introduction:

L'ensemble des éléments secondaires est constitué par des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement qu'on peut énumérer comme suit :

- Acrotère
- Escaliers
- Planchers
- Balcons
- Ascenseur
- Poutre noyée

III.1.2 Etude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encastree à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale due à une main courante.

Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable. Dans ce cas, le calcul se fera à l'ELU et à l'ELS.

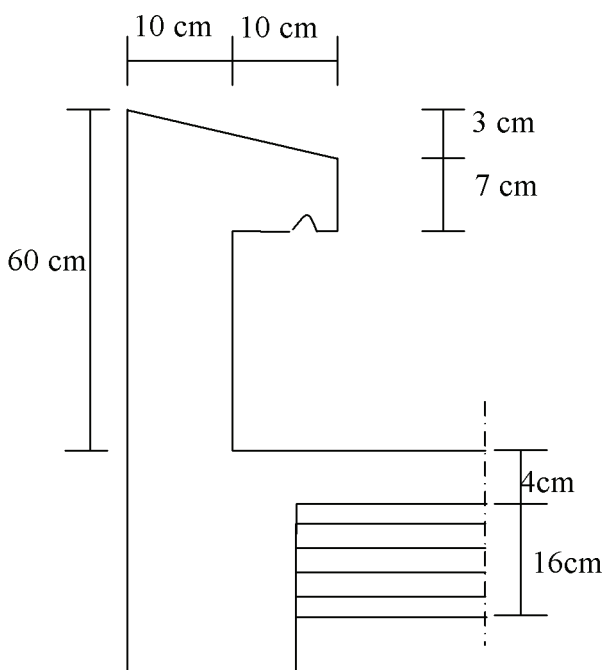


Figure III.14 : Coupe transversale de l'acrotère

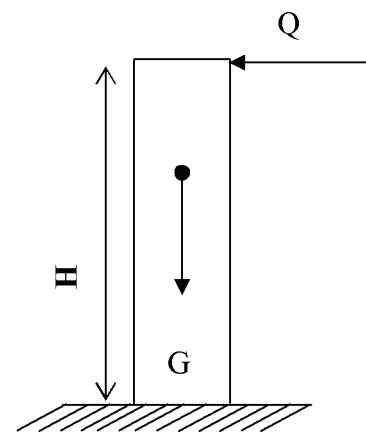


Figure III.15 : Schéma statique.

III.1.2.1. Les sollicitations :

-Poids propre G :

$$S=(0,6 \times 0,1)+(0,1 \times 0,1)-(0,03 \times 0,1) / 2=0,0685 \text{KN /ML}$$

$$G = 25 \times 0,0685 = 1,712 \text{KN /ml}$$

Avec :

ρ : Masse volumique du béton

S : section longitudinale de l'acrotère

- Effort horizontal dû à la main courante (surcharge d'exploitation) :

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

- Moment de renversement M dû à la surcharge Q :

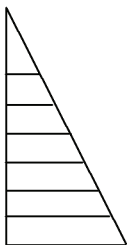
$$M_Q = Q \times H = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{KNm}$$

- Effort tranchant T :

$$T = Q \times 1 \text{ml} = 1 \times 1 \text{ml} = 1 \text{KN}$$

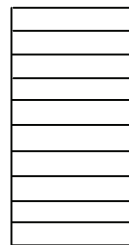
- Effort normal dû au poids propre G :

$$N_G = G \times 1 \text{ml} = 1,712 \times 1 \text{ml} = 1,712 \text{KN}$$



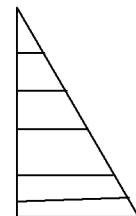
0.6KN.m

Diagramme des moments
 $M = Q.H$



1KN

Diagramme des efforts tranchants : T=Q



1.712KN

Digramme des efforts normaux : N=G

Figure III.16 : Diagrammes des sollicitations.

III.1.2.2. Combinaison des charges:✓ **A L'ELU :**

La combinaison de charges est : **1,35G + 1,5Q**

- Effort normal de compression dû à G :

$$N_u = 1,35G = 1,35 \times 1,712 = 2,311 \text{ KN/ml}$$

- Moment de renversement dû à Q :

$$M_u = 1,5 M_Q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$$

✓ **A L'ELS:**

La combinaison de charges est : **G+Q**

- Effort normal de compression :

$$N_s = G = 1,712 \text{ KN/ml}$$

- Moment de renversement :

$$M_s = M_Q = 0,60 \text{ KN.ml}$$

III.1.2.3. Ferrailage de l'acrotère :

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, en considérant une section rectangulaire de hauteur « $h = 10\text{cm}$ » et de largeur « $b = 100\text{cm}$ », soumise à un effort normal « N » et un moment de renversement « M ».

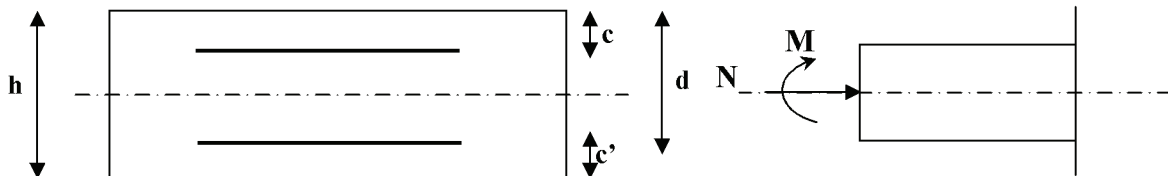


Figure III.17 : Schéma de calcul de l'acrotère

h : Epaisseur de la section

c et c' : Enrobage

$d = h - c$: Hauteur utile

M_f : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues

III.1.2.4. Calcul des armatures à L'ELU :**a) armatures principales :****➤ Calcul de l'excentricité :**

Position du centre de pression à L'ELU :

$$e_u = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0,90}{2,311} = 0,389m = 38,9cm \quad ; \quad e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,712} = 0,350m = 35cm$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2cm \Rightarrow e_U = 38,9cm > \frac{h}{2} - c = 2cm$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression neutre à l'intérieur. Donc la section est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif puis se ramène à la flexion composée.

➤ Calcul de la section d'armatures en flexion simple :**• Moment fictif :**

$$M_f = M_U + N_U \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0,9 + 2,311 \left(\frac{0,1}{2} - 0,03 \right)$$

$$M_f = 0,9462 \text{KN.m}$$

• Moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 \times f_{bu}} = \frac{0,9462 \times 10^3}{100 \times (7)^2 \times 14,2} = 0,01359 < 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\Rightarrow \beta = 0,993$$

• Armatures fictives:

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \times \sigma_{st}} = \frac{0,9452 \cdot 10^3}{0,993 \cdot 7 \times \frac{400}{1,15}} = 0,391 \text{ cm}^2$$

➤ Calcul en flexion composée :

La section réelle des armatures :

$$A = A_f - \frac{N_U}{\sigma_s} = 0,39 - \frac{2,311 \cdot 10}{348} = 0,323 \text{cm}^2$$

- **Vérification à L'ELU :**

- **condition de non fragilité (Art. A.4.2.1 / BAEL 91) :**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - (0,455 \times d)}{e_s - (0,185 \times d)} = 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400} \times \frac{35 - (0,455 \times 7)}{35 - (0,185 \times 7)} = 0,797 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,797 \text{ cm}^2 > A = 0,325 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La section n'est pas vérifiée}$$

Conclusion :

Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles Calculés à L'ELU :

Donc on adoptera : $A_S = A_{\min} = 0,797 \text{ cm}^2$.

Soit : $A_S = 4\text{HA}8 \Rightarrow A_S = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

b) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_S}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2$$

Soit : $4\text{HA}8 \Rightarrow A_r = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

- **Vérification au cisaillement :(A.5.3,21/BAEL91)**

Nous avons une fissuration préjudiciable, d'où :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right)$$

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

$$V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

Avec V_u : L'effort tranchant à L'ELU.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,5 \times 10^3}{100 \times 70} = 0,0214 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de l'adhérence des barres : (BAEL91/ Art 6.1. 3).**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

Ψ_s : Coefficient de cisellement $\Psi_s = 1$ (R.L) ; $\Psi_s = 1.5$ (H.A)

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

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

Avec :

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

$$\sum U_i = \pi \times n \times \phi = 3.14 \times 4 \times 0.8 = 10.048 \text{ cm}$$

n: Nombre de barres

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 100.5} = 0.23 \text{ MPa.}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$ La section est vérifiée.

✓ **Espacement des barres :**

Armatures principales : $S_t < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Armatures de répartitions : $S_t < \min(4h, 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 40 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

✓ **Ancrage des barres : [Art A.6.1.1. 23.BAEL 91]**

La longueur de scellement « L_s » est donnée par :

$$L_s = 40 \Phi = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$$

Les barres étant comprimées, un scellement d'une longueur de $0.6 L_s = 20 \text{ cm}$ et un crochet normal suffiraient largement pour garantir son ancrage.

III.1.2.5. Vérification des contraintes à L'ELS :**III.1.2.5.1. Vérification à L'ELS :****1. Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier : [Art. A.4.5.23]**

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\}$$

Avec : $\eta = 1,6$: coefficient de fissuration

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

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

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

$$\text{On a : } \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,287 \Rightarrow \beta_1 = 0,9155$$

$$\text{D'où : } \sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^6}{0,9155 \times 70 \times 201} = 46,58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

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

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,287 \Rightarrow \beta_1 = 0,9155 \text{ et } K_1 = 44,17.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{0,6 \times 10^6}{0,9155 \times 70 \times 201} = 46,58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{46,58}{44,17} = 1,055 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ La condition est vérifiée alors, il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimé.

Conclusion :

Les conditions étant vérifiées; donc notre ferrailage calculé à L'ELU est vérifié à L'ELS.

➤ **Le ferrailage adopté :**

- Armatures principales.....4HA8 /ml = 2,01cm²/ml avec S_t = 25 cm.
- Armatures de répartitions.....4HA8/ml =2,01cm²/ml avec S_t =25 cm.

III.1.2.6. Vérification de l'acrotère au séisme :(RPA99.Art 6.2.3)

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

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment ⇒(A= 0,15 en zone II_a et groupe d'usage 2)

C_p : Facteur de force horizontale tiré du tableau 6.1 (RPA) variant entre 0,3 et 0,8

Soit : C_p = 0,8

W_p : Poids propre de l'acrotère ; W_p = 1,712 KN/ml.

L'action des forces sismiques horizontales «F_p» doit être inférieure ou égale à l'action de la main courante «Q».

$$\text{On a : } F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,712 = 0,821 \text{ KN/ml} \quad (Q = 1 \text{ KN/ml})$$

Conclusion :

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal Q = 1KN/ml qui est supérieur à la force sismique F_p d'où le ferrailage adopté précédemment reste convenable.

III.1.2.7) Schéma de ferrailage

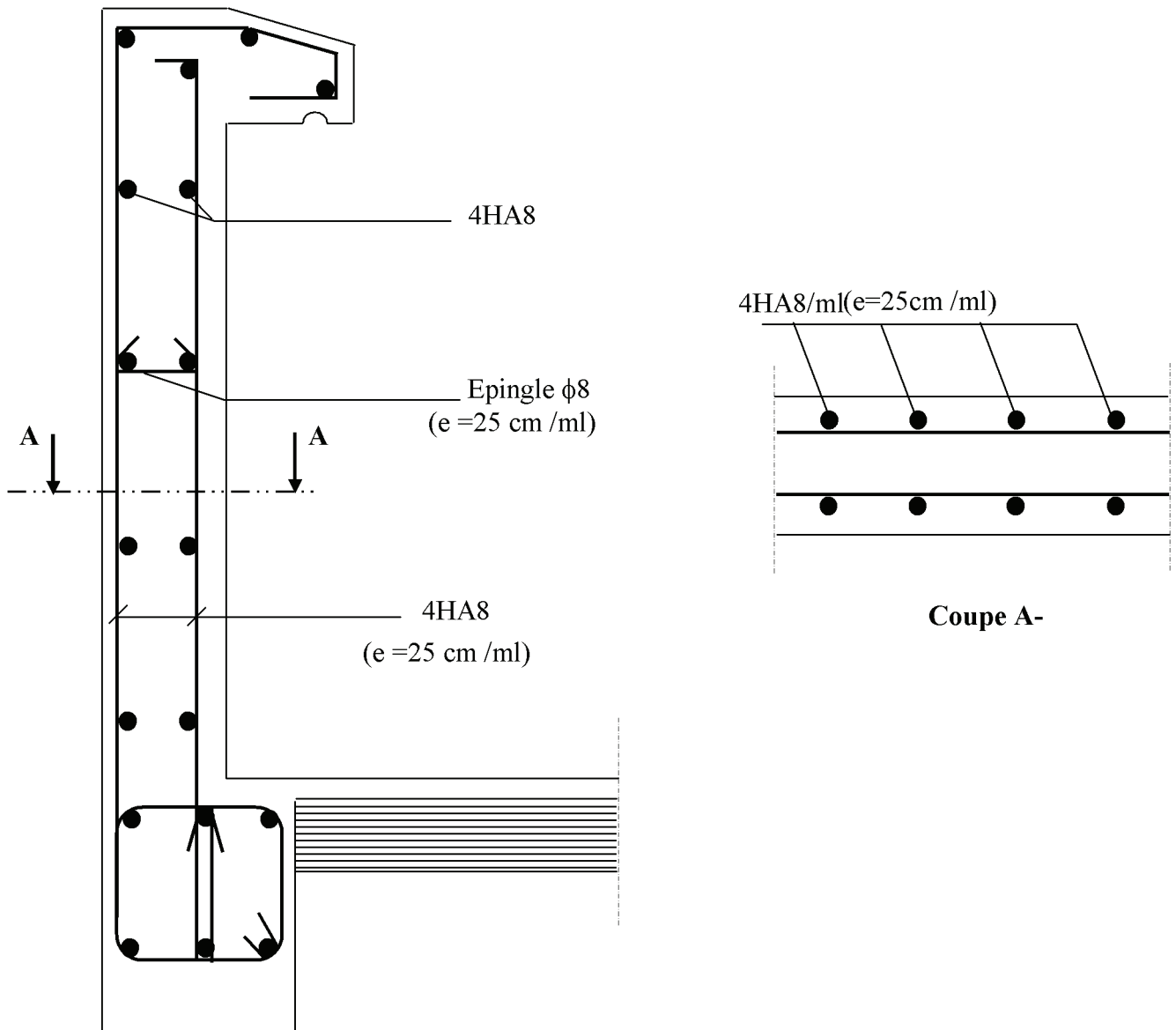


Figure III.18): Ferrailage de l'acrotère

III.2. Etude des balcons :

III.2.1. Dimensionnement du balcon :

Il sera assimilé à une console encastrée à une extrémité réalisée en corps creux.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur sous les sollicitations suivantes :

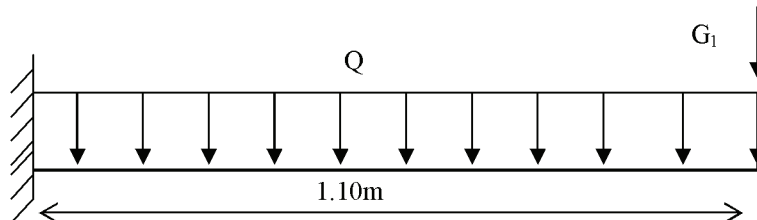


Fig. III.19. Schéma Statique

Q : charges et surcharges verticales revenant au balcon.

G_1 : charge concentrée verticale due à l'effet du poids propre du garde corps, et le poids du mur en brique

L'épaisseur du balcon est déterminée comme suite :

$$e_p \geq \frac{L}{10} = \frac{110}{10} = 11cm \quad \text{soit :}$$

$$e_p = 15cm$$

III.2.2. Charge et surcharge du balcon :

- Les charges permanentes :

$$G = 5.15 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{Déterminée dans le chapitre II})$$

- Les surcharges d'exploitation :

$$Q = 3.50 \text{ KN/m}^2$$

Balcon à usage d'habitation :

- La charge concentrée dû au poids du garde corps, et le poids du mur en brique :

$$G_1 = 0.4 + 0.90 = 1.3 \text{ KN/m}$$

III.2.3. Calcul à L'ELU :

- **Combinaisons de charge :** **1.35G+1.5Q**

$$q_u = (1.35G + 1.5Q)1m = 1.35 \times 5.15 + 1.5 \times 3.50 = 12.20 \text{ KN/m}$$

$$q_{u1} = (1.35 G_1)1m = 1.35 \times 1.3 = 1,755 \text{ KN}$$

- **Moments fléchissant :**

Le moment total agissant aura la valeur

$$M_u = -\left(\frac{q_u L^2}{2} + q_{u1} L\right) = -\left(\frac{12.20 \times 1.10^2}{2} + 1,755 \times 1.10\right) = -9,311 \text{ KN m}$$

Remarque : Le signe (-) indique que la fibre supérieure est tendue

- **Effort tranchant :**

$$V_u = q_u L + q_{u1} = 12.20 \times 1.10 + 1,755 = 15,175 \text{ KN}$$

III.2.3.1. Ferrailage :

- Les armatures principales

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9,311 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.045 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

$$\mu = 0.045 \Rightarrow \beta = 0.977 \quad ; K1 = 223,1$$

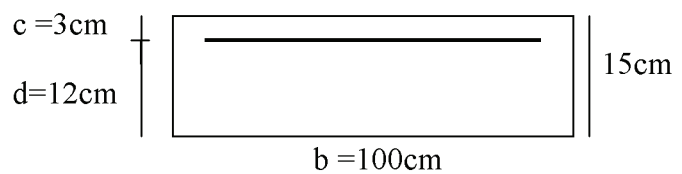
$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{9,311 \times 10^3}{0.977 \times 12 \times 348} = 2,28 \text{ cm}^2$$

On adopte 5HA12 = 5,65 cm² Avec : St = 20cm (ST=b/nombre de barre)

- Les armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5,56}{4} = 1,39 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA8 = 2.01cm² Avec : St = 25cm



III.2. 3.2. Vérifications :**a. Vérification de la condition de non fragilité :** (Art 4.21/BAEL 91)

$$A_{\min} = \frac{0.23bdft_{28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 12 \times 2.1}{400} = 1.449 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 5,65 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

b. Vérification de la condition de l'adhérence des barres : (Art6.13/BAEL 91)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d\Sigma u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\text{Avec } \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\Sigma u_i = 3.14 \times 6 \times 1.2 = 22,608 \text{ cm}^2$$

Avec U_i : périmètre utile de la barre

$$U_i = n\pi\theta$$

$$\tau_{se} = \frac{15,09 \times 10}{0.9 \times 12 \times 22,608} = 0,618 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \implies \text{Condition vérifiée}$$

c. Vérification au cisaillement :

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

$$\text{Avec } \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{15,09 \times 10}{100 \times 12} = 0.11 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d. Vérification de l'écartement des barres :Armatures principales : $S_t = 15 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée}$ Armatures secondaires: $S_t = 20 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée}$

III.2.4 Calcul à L'ELS :

- **Combinaison de charge : G+Q**

$$q_s = (G + Q)lm = (5.15 + 3.5) \times 1 = 8.65 \text{ KN/m}$$

$$q_{s1} = G_1 \times lm = 1,3 \text{ KN}$$

- **Moment fléchissant :**

Le moment total agissant aura la valeur

$$M_s = \left(\frac{q_s L^2}{2} + q_{s1} L \right) = - \left(\frac{8.65 \times 1.1^2}{2} + 1,3 \times 1.1 \right) = -6.66 \text{ KN m}$$

III.2.4.1.Ferrailage :

$$\mu = \frac{M_s}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6.66 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.0325 < \mu_l = 0.392$$

$$\mu = 0.086 \Rightarrow \beta = 0.979$$

$$A = \frac{M_s}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{6.66 \times 10^3}{0.979 \times 12 \times 348} = 1.62 \text{ cm}^2 < A_{adoptée}$$

Le ferrailage adopté à l'ELU est vérifié.

III.2.4.2.Vérification :**a. Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans le béton si les conditions suivantes sont satisfaites :

- La section est rectangulaire.
- La nuance des aciers est FeE400 .

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

pour une section rectangulaire $b=100\text{cm}$; $e=15\text{ cm}$, armée par des aciers de nuance FeE400 soit à vérifier α .

$$\gamma = \frac{9,26}{6,632} = 1,39$$

$$\mu_{\mu}=0,030 \Rightarrow \alpha=0,063 < \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100}=0,445 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le calcul de σ_{bc} n'est pas nécessaire.

b. Longueur de scellement droit :

La longueur de scellement droit est donnée par la relation suivante :

$$L_s = \frac{\Phi f_e}{4\sigma_s}$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = 0,6\Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84\text{MPa}$$

$$L_s = 35,21$$

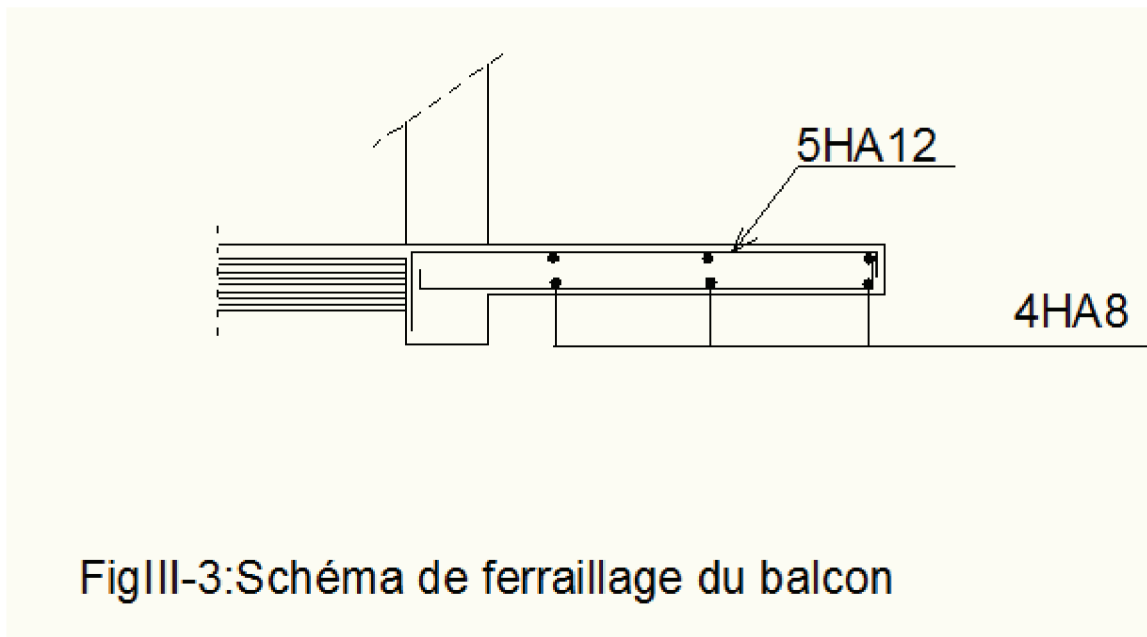


Fig. III.20. Schéma de ferrailage du balcon

III.3. Calcul des planchers :

III.3.1. Introduction :

La structure comporte un plancher en corps creux (16+4) dont les poutrelles sont préfabriquées sur chantier, disposées suivant le sens longitudinal sur lesquelles repose le corps creux.

Le plancher est constitué de :

- **Nervures appelées poutrelles de section en T** : assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles égale à 65 cm.
- **Remplissage en corps creux** : utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur égale à 16cm.
- **Dalle de compression** : son épaisseur est de 4cm, réalisée d'un béton et d'un quadrillage d'armatures ayant pour but de :
 - limiter le risque de fissuration par retrait.
 - résister aux efforts des charges appliquées sur les surfaces réduites.

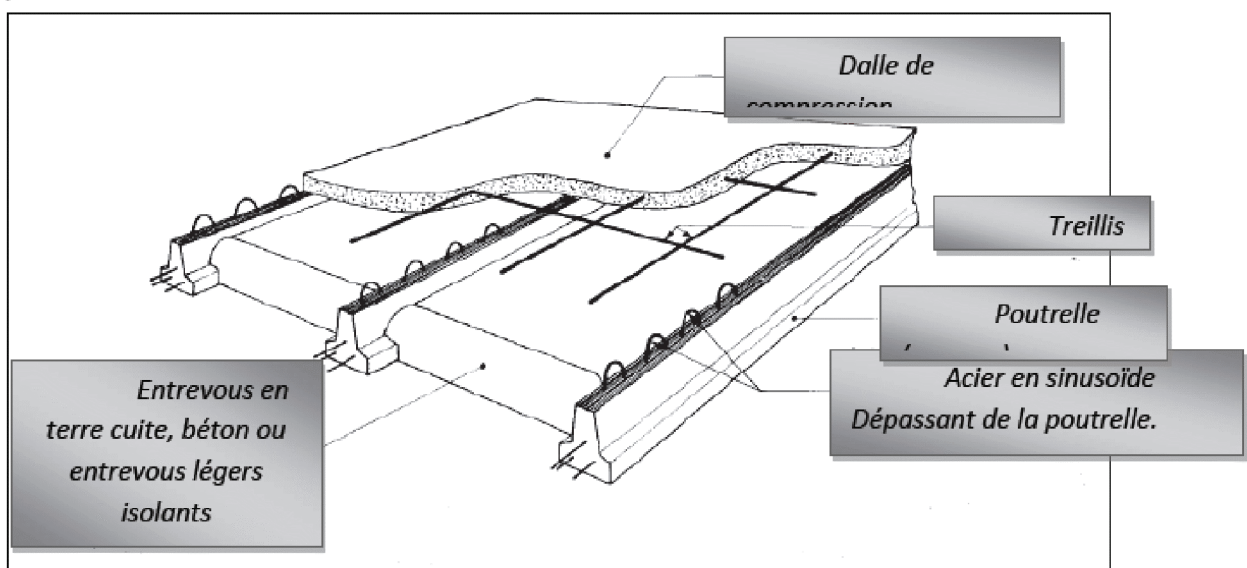


Figure-III.21 : schéma statique de la coupe de plancher.

III.3.2 .Etude de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle aura une épaisseur de 4 cm et sera armée d'un treillis soudé (TLE 520) d'élasticité $F_e = 520$ MPa ; dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au (BAEL99 art B.6.8;423).

- Les dimensions des mailles des treillis soudé ne doivent pas dépasser :
 - 20cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
 - 33cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.
- Les sections des armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :
 - $A_{\perp} [\text{cm}^2 / \text{ml}] \geq 200 / f_e$: Lorsque $L \leq 50\text{cm}$.
 - $A_{\perp} [\text{cm}^2 / \text{ml}] \geq 4L / f_e$: Lorsque $50\text{cm} \leq L \leq 80\text{cm}$. (L :entre axe des poutrelles) (BAEL99 B8.6.423)
 - $A_{//} = A_{\perp} / 2$

III.3.3 .Ferrailage de la dalle de compression :

a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

- $A_{\perp} [\text{cm}^2 / \text{ml}] \geq 200 / f_e$: Lorsque $L \leq 50\text{cm}$.
- $A_{\perp} [\text{cm}^2 / \text{ml}] \geq 4L / f_e$: Lorsque $50\text{cm} \leq L \leq 80\text{cm}$.

L : Entre axes des poutrelles, exprimé en cm

F_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé, en MPa

Dans notre cas $L = 65$ cm (entre axes de deux poutrelles voisines)

$$A_{\perp} = 4 L / f_e = 260 / 520 = 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : $5\Phi 4 / \text{ml} = 0,78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$, avec un $e = 20\text{cm}$.

b) Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 0,78 / 2 = 0,39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : $5\Phi 4 / \text{ml} = 0,78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$, avec un $e = 20\text{cm}$.

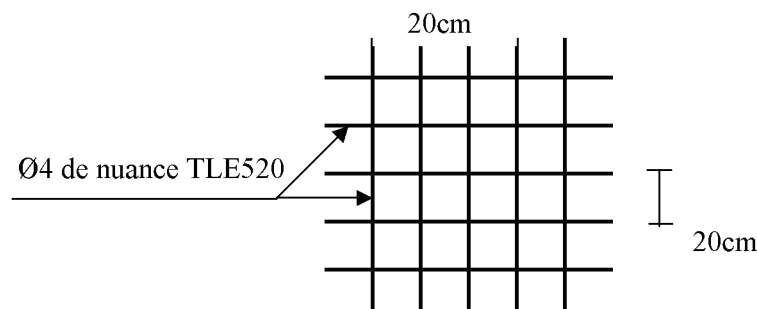


Figure.III.22: Ferrailage de la dalle de compression

Conclusion :

On utilise pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE520) de dimension $(5 \times 5 \times 200 \times 200)$ mm².

III.3.4. Les poutrelles :**III.3.4. 1. Calcul des poutrelles :**

Le calcul des poutrelles se fera en deux étapes :

Étape I : Avant coulage de la dalle

La poutrelle est considérée comme une poutre de section (12×4) cm², comme simplement appuyée sur ces deux extrémités, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et le poids propre de l'ouvrier

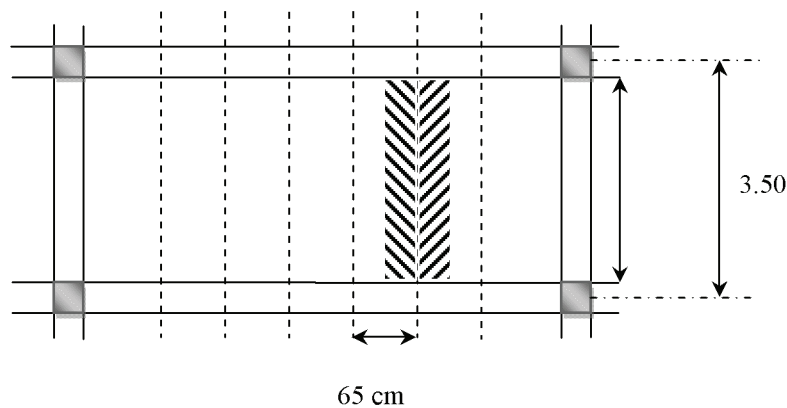


Figure.III.23 : surface revenant aux poutrelles.

La poutrelle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier ;

- Son poids propre : $25 \times 0.12 \times 0.04 = 0.12$ KN/ml.
- Le poids du corps creux : $0.95 \times 0.65 = 0.62$ KN/ml.
- Le poids de l'ouvrier estimé à 100 kg.

$$G = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml}$$

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

Combinaison d'actions à l'ELU :

$$Q_u = 1.35 G + 1.5 Q.$$

$$Q_u = 1.35 (0.74) + 1.5 (1.00) = 2.50 \text{ KN/ml.}$$

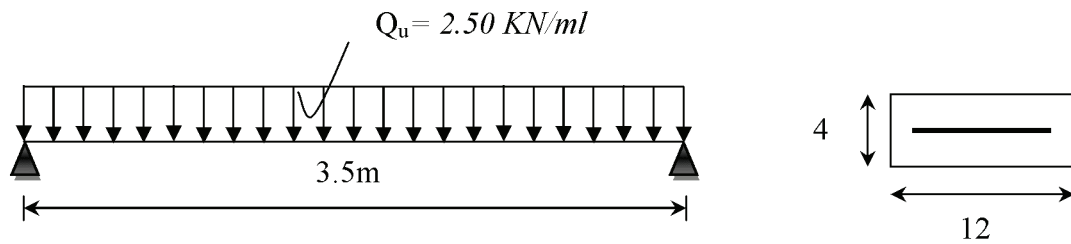


Figure III.24 : chargement de la poutrelle à l'ELU

1. Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants :

❖ Calcul du moment isostatique :

$$M_u = q L^2 / 8 = 2,5 \times (3.5)^2 / 8 = 3.82 \text{ kN.m}$$

❖ Effort tranchant :

$$T = q.L / 2 = 2,5 \times 3.5 / 2 = 4.375 \text{ kN}$$

2. Calcul des armatures :

Les armatures seront calculées en flexion simple :

$$d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{b_u}} = \frac{4.51 \cdot 10^3}{12 \cdot 2^2 \cdot 14.2} = 6.61 > 0,392 \Rightarrow \text{SDA}$$

❖ Conclusion :

Comme la section du béton est très faible (4x12) cm², on ne peut pas mettre des armatures comprimées, alors il faudra prévoir des étais intermédiaires pour la conforter, (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

Etape II : après coulage de la dalle de compression

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière elle sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis soumise aux charges suivantes :

Plancher	G (KN /ml)	Q (KN /ml)
Plancher terrasse	6.32x0.65=4.108	1x0.65=0.65
Plancher à étage courant usage d'habitation	5.33x0.65=3.464	1.5x0.65=0.975
Plancher à usage administratif et commercial	5.33x0.65=3.464	2.5x0.65=1.625

Combinaison de charge

Plancher	ELE(1.35G +Q) kn /ml	ELS(G+Q) kn /ml
Plancher terrasse	6.1958	4.758
Plancher à étage courant usage d'habitation	5.651	4.439
Plancher à usage administratif et commercial	6.301	5.089

Dimensionnement de la poutre de section en T :

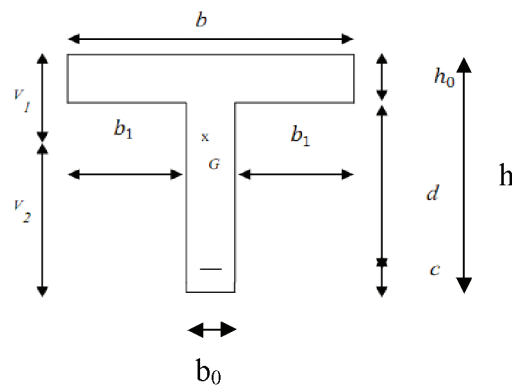


Figure III.25 : Caractéristiques géométriques de section en T.

Largeur de la table à mi -travée

L_0 : est la distance entre deux nervures voisines = $65 - (6+6) = 53$ cm.

$$b_0 = 12 \text{ cm}$$

$$d = 18 \text{ cm}$$

$$c = 2 \text{ cm}$$

$$h = (16+4) \text{ cm}$$

L : longueur de la plus grande travée.

$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L_0}{2}, \frac{L}{10}, 8h_0 \right) = \min \left(\frac{53}{2}, \frac{350}{10}, 8 \times 4 \right) = 26.5 \text{ cm}$$

$$b = 2 \times b_1 + b_0 = 53 + 12 = 65 \text{ cm}$$

III.3.4.Choix de la méthode de calcul :

Les efforts internes sont déterminés selon le type de planchers à l'aide des méthodes usuelles suivantes :

- ✚ Méthode forfaitaire.
- ✚ Méthode de CAQUOT.
- ✚ Méthode des trois moments.

III.3.4.a.Méthode forfaitaire :

Pour que la méthode forfaitaire soit applicable, il faut vérifiée les conditions suivantes :

- 1) Les charges et surcharge d'exploitation par le plancher considéré étage courant à usage habitation Q respecte la condition suivante :

$$Q=1.5 \text{ et } G =5.33$$

$$Q=1.5 \leq \max (2G, 5 \text{ KN/m}^2) \Rightarrow Q = 10.66 \text{ KN /m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- 2) La fissuration est non préjudiciable \Rightarrow Condition vérifiée
- 3) Les moments d'inertie de sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées \Rightarrow Condition vérifiée
- 4) Les portées successives l_i et l_{i+1} sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

$$0,8 \leq \frac{l_{i+1}}{l_i} \leq 1,25.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} L_1/L_2=3.5 /3.35=1.04 \\ L_2/L_3=3.35 /3=1.16 \\ L_3/L_4=3/3.35=0.89 \\ L_4/L_5=3.35/3.5=0.95 \end{array} \right. \Longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : Donc dans notre cas, la méthode forfaitaire est applicable.

b)-Application de la méthode forfaitaire :

❖ **Exposition de la méthode :** le principe de la méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et en appui à partir des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale de moment fléchissant en travée, celle-ci étant supposée isostatique de la même portée libre et soumise aux charges que la travée considérée.

➤ α : le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation non pondérée.

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

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

➤ M_0 : moment Max dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée et soumise aux mêmes charges ($M_0 = \frac{ql^2}{8}$)

➤ M_w et M_e : moments en valeurs absolues sur l'appui de gauche et de droite de la travée considérée. M_t : moment Max en travées pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

$$1) \quad M_t \geq \max [1,05 M_0; (1+0,3\alpha) M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$2) \quad M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans une travée intermédiaire.}$$

$$3) \quad M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans une travée de rive.}$$

4) La valeur de chaque moment sur appuis intermédiaires doit être au moins égale à :

a- $0,6 M_0$ pour une poutre à deux travées.

b- $0,5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

c- $0,4 M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

❖ Calcul des coefficients :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1.5}{1.5+5.33} = 0.219 \quad \text{avec} \quad 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

$$1+0.3\alpha = 1.0657$$

$$\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.6328$$

$$\frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.5328.$$

Les valeurs de M_w , M_e , M_t doivent vérifiées les conditions suivantes :

- travée intermédiaire : $M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$

- travée de rive : $M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$

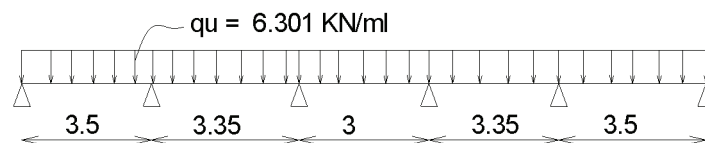
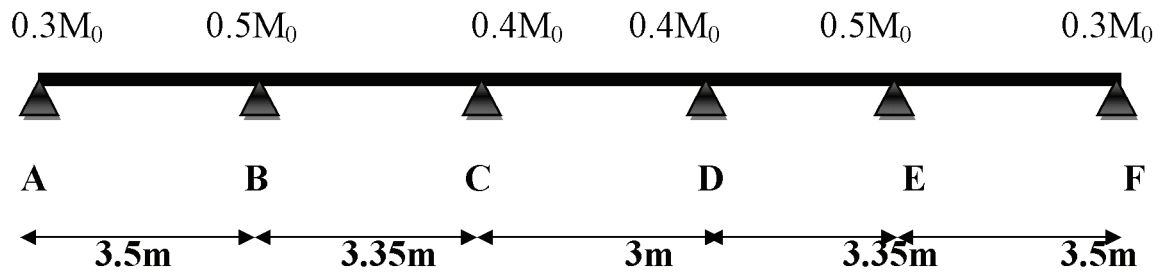
III-2-5) Calcul à ELU :➤ **Type 1 :**

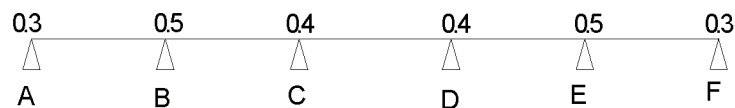
Fig :III-26) Schéma statique de la poutrelle

b)-Calcul des moments isostatique :

$$M_{01}=M_{05}=q_u l^2/8=(6.301 \times 3.5^2)/8=9.648 \text{ kn.m}$$

$$M_{02}=M_{04}=q_u l^2/8=8.839 \text{ kn.m}$$

$$M_{03}=q_u l^2/8=7.089 \text{ kn.m}$$

c)-Calcul des moments aux appuis :**Fig :III-27) correction des moments sur appuis**

$$M_A = 0.3 \times M_{0AB} = 0.3 \times 9.648 = 2.89 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.5 \text{ Max}(M_{01}, M_{02}) = 0.5 \times 9.648 = 4.824 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.4 \text{ Max}(M_{02}, M_{03}) = 0.4 \times 8.839 = 3.535 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.4 \text{ Max}(M_{03}, M_{04}) = 0.4 \times 8.839 = 3.535 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0.5 \text{ Max}(M_{04}, M_{05}) = 0.5 \times 9.648 = 4.824 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0.3 \times M_{05} = 0.3 \times 9.648 = 2.894 \text{ KN.m}$$

d)-Moments fléchissant en travée :**➤ Etude de la travée AB :(travée de rive)**

$$M_t^{AB} \geq \max [1,05 M_{01}; (1+0,3\alpha) M_{01}] - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$1+0,3\alpha = 1,0657 > 1,05 \quad \Longrightarrow \quad \text{OK}$$

$$M_t^{AB} \geq -\frac{2.89 + 6.824}{2} + (1,0657)9.648 = 5.42 \text{KNm}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{01} = 0,6328 \times 9.648 = 6.105 \text{KNm}$$

On prendra: $M_t^{AB} = 6.105 \text{ KN.m}$

➤ Etude de la travée BC :(travée intermédiaire)

$$M_t^{BC} \geq \max [1,05 M_{02}; (1+0,3\alpha) M_{02}] - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$1+0,3\alpha = 1,0657 > 1,05 \quad \Longrightarrow \quad \text{OK}$$

$$M_t^{BC} \geq -\frac{6.824 + 4.824}{2} + (1,0657)9.648 = 4.458 \text{KNm}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{02} = 0.5328 \times 8.839 = 4.71 \text{KNm}$$

On prendra: $M_t^{BC} = 4.71 \text{ KN.m}$

➤ Etude de la travée CD :(travée de rive)

$$M_t^{CD} \geq \max [1,05 M_{03}; (1+0,3\alpha) M_{03}] - \frac{M_C + M_D}{2}$$

$$1+0,3\alpha = 1,0657 > 1,05 \quad \Longrightarrow \quad \text{OK}$$

$$M_t^{CD} \geq -\frac{3.535 + 3.535}{2} + (1,0657)7.089 = 4.02 \text{KNm}$$

$$M_t^{CD} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{03} = 0,6328 \times 7.089 = 4.49 \text{KNm}$$

On prendra: $M_t^{CD} = 4.49 \text{KN.m}$

e)-Calcul des efforts tranchants :

$$V(x) = \theta (x) \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$$

Travée AB :

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

$$T_A = 6.301 \frac{3.5}{2} + \frac{(-4.824) - (-2.89)}{3.5} = 10.47KN$$

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

$$T_B = -6.301 \frac{3.5}{2} + \frac{(-4.824) - (-2.89)}{3.5} = -11.58KN$$

Travée BC :

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

$$T_B = 6.301 \frac{3.35}{2} + \frac{(-3.535) - (-4.824)}{3.35} = 10.94KN$$

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

$$T_C = -6.301 \frac{3.35}{2} + \frac{(-3.535) - (-4.824)}{3.35} = -10.17KN$$

Travée CD :

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

$$T_C = 6.301 \frac{3}{2} + \frac{(-3.535) - (-3.535)}{3} = 9.45KN$$

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

$$T_D = -6.301 \frac{3}{2} + \frac{(-3.535) - (-3.535)}{3} = -9.45KN$$

Les résultats sont donnés sous forme du tableau suivant :

Travées	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_w (KN)	T_e (KN)
A-B	9.648	2.89	4.824	6.105	10.47	-11.58
B-C	8.839	4.824	3.535	4.71	10.94	-10.17
C-D	7.089	3.535	3.535	4.49	9.45	-9.45
D-E	8.839	3.535	4.824	4.71	10.94	-10.17
E-F	9.648	4.824	2.89	6.105	10.47	-11.58

Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants a l'ELU

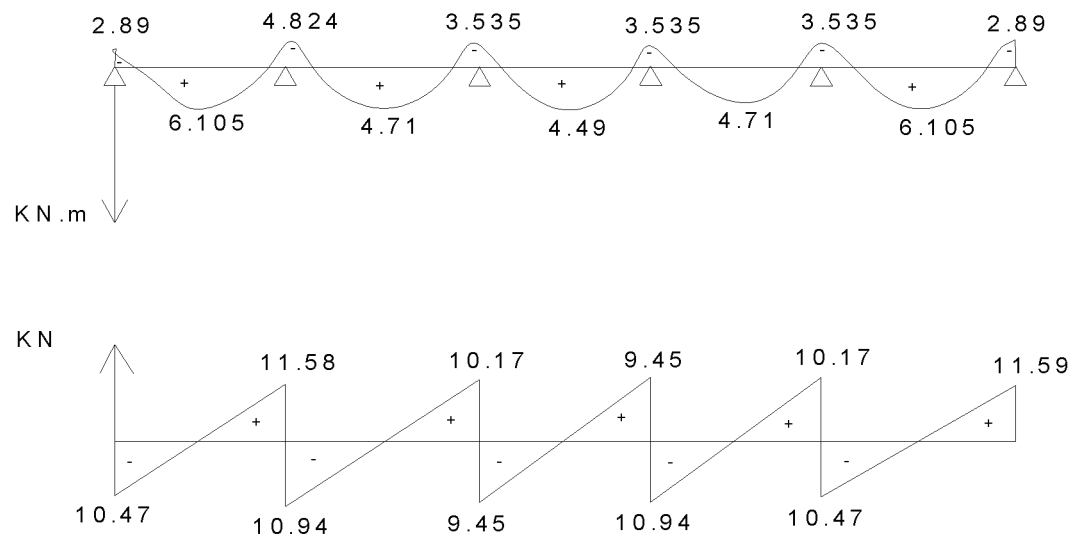


Fig :III-28) diagramme des moments et d'efforts tranchants à ELU

III-3-6)- Calcul des armatures :**III-3-6-1)- Calcul des armatures à ELU :**

On adoptera le même ferrailage en travée avec le moment maximum $M_t = 6.105 \text{ KN.m}$ et le ferrailage aux appuis avec les moments max $M_a = 4.824 \text{ KN.m}$

a)- armatures longitudinales :

➤ **En travée :** le calcul en travée s'effectue pour une poutre en T.

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_0 = f_{bc} \times b \times h_0 (d - 0,5 h_0)$$

$$M_0 = 14,2 \cdot 10^3 \cdot 0,65 \cdot 0,04 (0,18 - 0,02)$$

$$M_0 = 59,072 \text{ KN.m} > M_{u \max}^t = 6.105 \text{ KN.m}$$

Donc: l'axe neutre tombe dans la table de compression → le calcul se fera comme une

section rectangulaire (b x h) = (65x20).

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{6.105 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.020$$

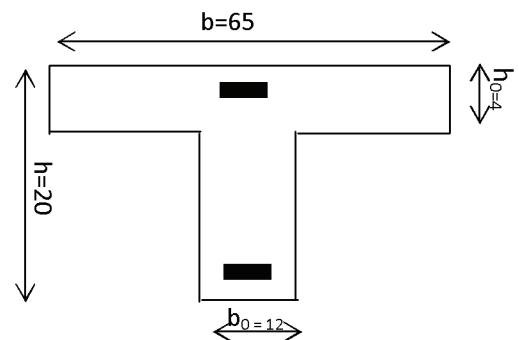
$$\mu = 0,020 < \mu_R = 0.392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu = 0,0201 \Rightarrow \beta = 0.990$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d f_e / \gamma_s}$$

$$A_{st} = \frac{6.105 \times 10^3}{0.990 \times 18 \times 348} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 3 \text{ HA10} = 2.35 \text{ cm}^2$



➤ **Sur appuis:**

$$M_a^{\max} = 4.824 \text{ KNm}$$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4.824 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.016$$

$$\mu = 0,016 < \mu_R = 0.392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu = 0,016 \Rightarrow \beta = 0.992$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{4.824 \times 10^3}{0.992 \times 18 \times 348} = 0.776 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 1\text{HA8} + 1\text{HA10} = 1.28 \text{ cm}^2$$

b)- Armatures transversales : (art.A.7.2.2 / BAEL91)

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par BAEL

$$\Phi_t = \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \varphi^{\max}_\ell \right)$$

$$\Phi_t = \min \left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1.2 \right) = 0,57 \text{ cm}$$

φ^{\max}_ℓ = diamètre maximal des armatures longitudinales

On choisit un étier $\Phi 8$ avec : $A_t = 2\text{T8} = 1 \text{ cm}^2$

c)- Espacement des armatures :(Art. A .5 .1, 22, BAEL 91)

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

$$S_t \leq \min (16,2 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

III-3-6-2) Vérifications à l'E L U :**1)-Condition de non fragilité (BAEL 91,A.4.2.1):**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 1.413 \text{ cm}^2$$

En travée $A_t = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.413 \longrightarrow$ condition vérifiée.

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $A_a = 1.28 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \longrightarrow$ condition vérifiée

2)- vérification de l'effort tranchant : (art .A.5, 1.1 /BAEL 91)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec T_u^{\max} : effort tranchant maximal

$$T_u^{\max} = 10.94 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{10.94 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.51$$

Fissuration peu nuisible ;

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_d} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.51 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

3) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL 91/Art5.1.313)

➤ **Sur le béton :**

$$V_u < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 0,9 \cdot d \cdot b_0$$

$$\bar{V}_u = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 18 \times 12 = 129,6 \text{ KN}$$

$$V_u = 10.94 \text{ KN} < \bar{V}_u = 129.6 \text{ KN} > 129,6 \text{ KN}$$

➤ **Sur l'acier :**

$$A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u + H)$$

$$H = \frac{M_{a\text{max}}}{0,9.d}$$

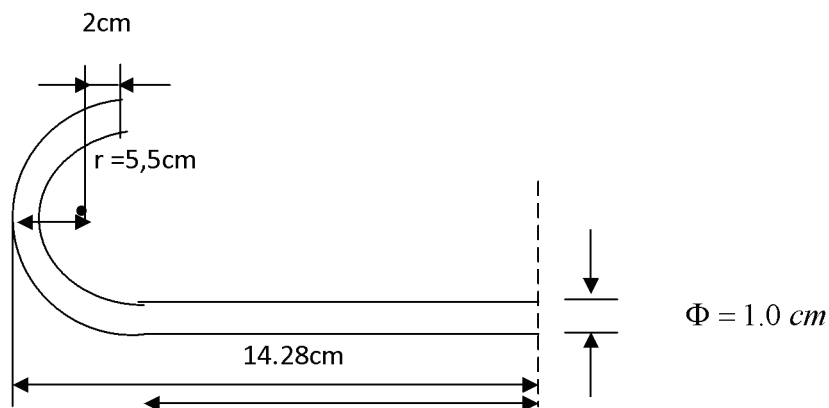
$$A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{400} \left(10,94 - \frac{6,105}{0,9 \times 0,18} \right) < 0 \Rightarrow \text{Les armatures calculées sont suffisantes.}$$

4) Ancrage des barres :

$$\tau_s = 0,6\Psi^2 f_{t28} = 0,6 \cdot (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,8} = 35,7 \text{ cm}$$

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est : $L_c = 0,4 \cdot L_s = 14,28 \text{ cm}$



5)-Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton :

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donné par :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi \alpha f_{cj} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

Avec :

$\psi = 1,5$ pour les aciers HA

$\sum u$: Périmètre utile des aciers.

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 2 \times 3.14 \times 1.2 = 7.54 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum u} = \frac{10.94 \times 10}{0.9 \cdot 18 \times 7.54} = 0.9 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \rightarrow$ la condition est vérifiée

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

III-3-6-3) Vérification à l'ELS :

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui leur sont relatives sont :

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

1)-Etat limite de résistance de béton à la compression : (Art.A.4.5, 2/BAEL 91 modifié 99)

La contrainte de compression est limitée à : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

- En travée :

La fissuration étant peu nuisible ,on doit vérifier $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.09 \quad \Longrightarrow \quad K_1 = 19.72 \text{ et } \beta_1 = 0.856$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_s} = \frac{6.105 \times 10^3}{0.856 \times 18 \times 2.35} = 168.60 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow$$

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{OK}$

La contrainte dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{168.60}{19.72} = 8.55 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$

.....**OK**

La vérification étant satisfaite alors les armatures calculées à l'ELU sont satisfaisantes.

2)- Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible ; donc la vérification non exigée.

3)-Etat limite de déformation : (vérification de la flèche) :

Les règles (Art.A.3.6.51 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t^s}{10M_0} \\ \frac{Ast}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{f_e} MPa \end{array} \right.$$

Avec h : hauteur totale (20 cm)

L : portée entre nus d'appuis ;

M_t : moment max en travée ;

M_0 : moment max de la travée isostatique ;

A : section des armatures ;

b_0 : largeur de la nervure ;

d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{350} = 0.057 \leq \frac{1}{22.5} = 0.044 \Rightarrow \quad \text{condition non vérifiée}$$

conclusion : la 1^{er} condition n'est pas vérifiée donc on doit calculer la flèche

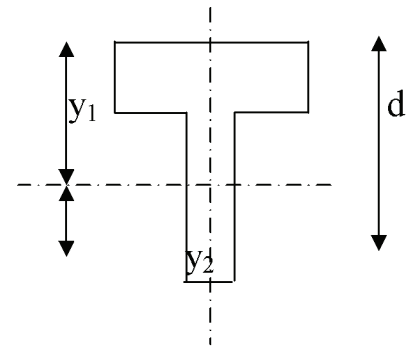
III-3-7-1 calcul de la flèche (BAEL 91/Art B-6-5-2)

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3500}{500} = 7 \text{ mm}$$

$$f = \frac{M_t^s L^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \bar{f}$$

\bar{f} : La flèche admissible ;

E_v : module de déformation différée ;



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

I_{fv} : moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section ;

$$y_1 : \text{position de l'axe neutre} \quad y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} ;$$

$$B_0 = b_0(h-h_0) + b h_0 + n A_t = 12(20-4) + 65 \times 4 + 15 \times 2.35 = 487.25 \text{ cm}^2$$

$$S_{xx} = b_0 h x \frac{h}{2} + (b - b_0) x h_0 x \frac{h_0}{3} + 15 A_t d$$

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

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = 7,09 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 12,90 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.1^3 + 12.9^3) + (65 - 12) 4 \left[\frac{4^2}{12} + (7.1 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 2.35 (12.9 - 2)^2 = 1943.12 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 1943.12 \text{ cm}^4$$

Avec : A_s : section d'armatures tendues ;

B_0 : section du béton ;

S_{xx} : moment statique par rapport à l'axe XX passant par le centre de gravité de la section ;

ρ : le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures)

🔧 calcul des coefficients

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0,011 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.982$$

La contrainte dans les aciers tendus est donner par :

$$\sigma_s = \frac{M_t^s}{\beta d A_t} = \frac{6.105 \times 10^6}{0,982 \times 180 \times 235} = 146.97 \text{ MPa}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) 0,011} = 1,50$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = 0,43$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 19430.12}{1 + 1,50 \times 0,43} = 12932.60 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^s L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{6.105 \times 10^6 (3500)^2}{10 \times 10818,86 \times 12932.60 \times 10^4} = 5.3 \text{ mm}$$

$$f = 5.3 \text{ mm} \leq \bar{f} = (3500 / 500) = 7 \text{ mm}..$$

Conclusion : Donc la condition de la flèche est vérifiée

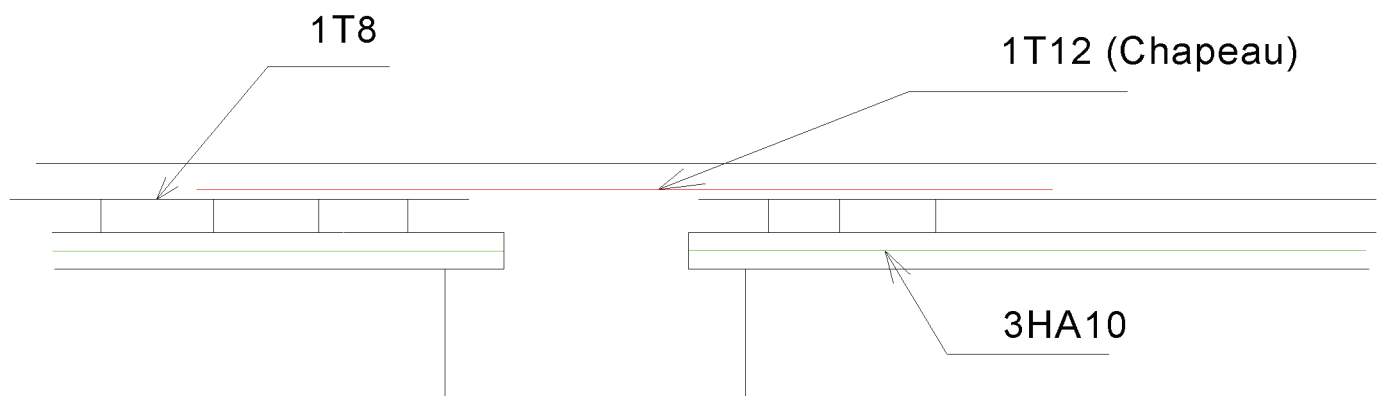


Figure.III.29)Schéma de ferrailage de poutrelle
(coupe longitudinale)

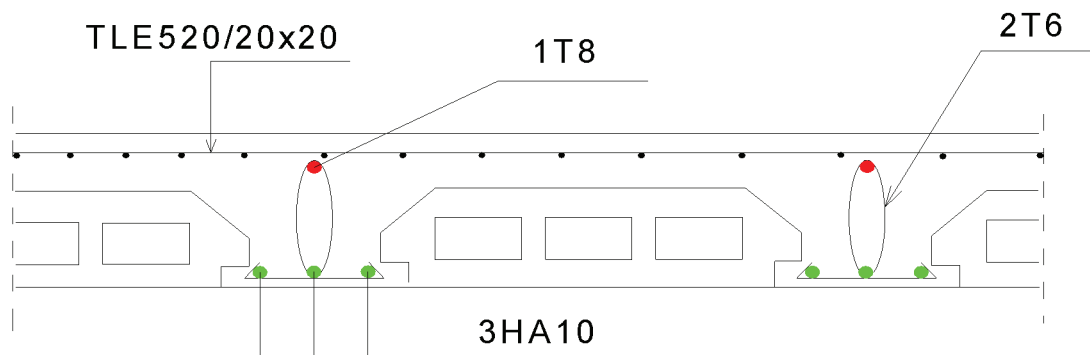


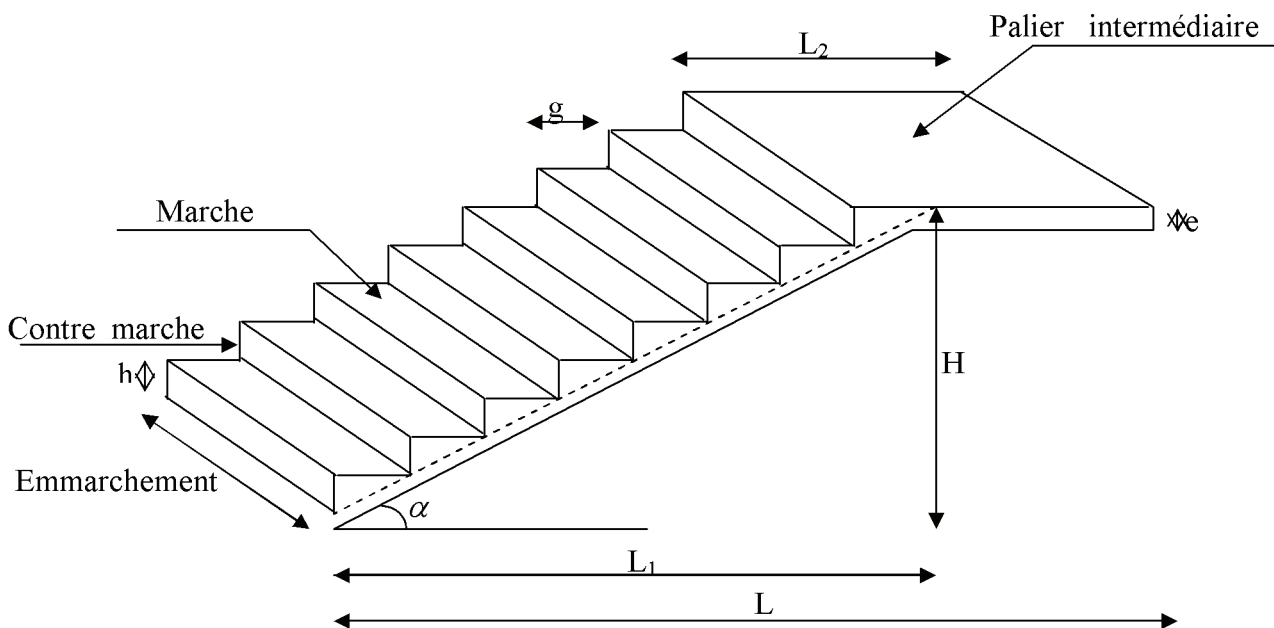
Figure:III.30)Schéma de ferrailage de poutrelle
RDC
(coupe transversale)

III-4) Calcul d'escaliers :

❖ Introduction :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et palier) permettant de passer d'un niveau à un autre.

❖ Terminologie :



❖ Caractéristiques dimensionnelles :

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

- **La paillasse** : est une dalle inclinées béton armé incorporant les marches et contre marches.

III-4-1) Le 1^{er} type d'escalier : Escalier de l'étage courant :

III-4-1-1) Pré dimensionnement de l'escalier :

a)- Présentation schématique :

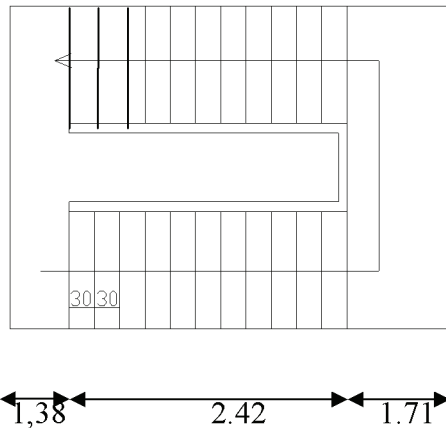


Fig III.31) vue en plan de l'escalier

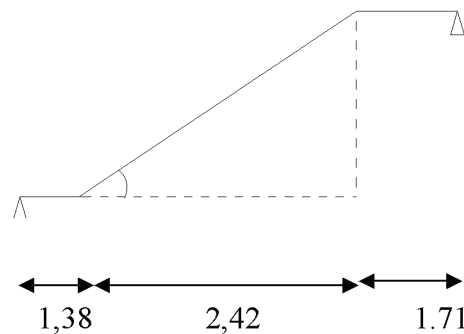


Fig III.32) schéma statique d'escalier

Avec une hauteur de 3.06m, pour un bâtiment à usage d'habitation ou recevant du public, la hauteur des marches est :

$$13\text{cm} \leq h \leq 17\text{cm} \quad \text{et} \quad 28\text{cm} \leq g \leq 36\text{cm}$$

On prend la hauteur des marches $h = 17\text{ cm}$.

$$\text{Nombre de contre marches : } n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \Rightarrow n = 9 \text{ contre marches.}$$

Le nombre de marches : $m = n - 1 = 9 - 1 = 8$ marches.

1)-Loi de BLONDEL :

Est une relation empirique qui lie h et g et qui permet de concevoir un escalier où on se déplace de façon confortable.

$$60\text{ cm} \leq g + 2 h \leq 66\text{ cm.}$$

Pour $h = 17\text{ cm}$, on aura : $26\text{ cm} \leq g \leq 30\text{ cm}$ donc on prend $g = 30\text{ cm}$.

2)-Vérification de la loi de BLONDEL :

$$60\text{ cm} \leq g + 2 h \leq 64\text{ cm.}$$

$$60\text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 \leq 64\text{ cm} \rightarrow 60\text{ cm} \leq 64 \leq 66\text{ cm.} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.4.1.2) Dimensionnement de la pailleasse :

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

$$\operatorname{tg}(\alpha) = \frac{H}{L} = \frac{153}{242} = 0,632 \Rightarrow \alpha = 32,29^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L}{L_2} \Rightarrow L_2 = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{242}{\cos 32,29^\circ} = 286,27 \text{ cm.}$$

Longueur réelle de la pailleasse :

$$L' = L_1 + L_2 + L_3 = 138 + 242 + 171 = 551 \text{ cm.}$$

D'où

$$\frac{551}{30} \leq e_p \leq \frac{551}{20} \Rightarrow 18,36 \text{ cm} \leq e_p \leq 27,55 \text{ cm}$$

On prend $e_p = 20 \text{ cm}$.

III.4.1.3) Détermination des charges et surcharges :

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la pailleasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément reparti sur la pailleasse, le calcul se fait pour une bande de 1 m de projection horizontale et considérant une partie simplement appuyée en flexion simple.

a) Charges permanentes : (chapitre II)**b) Surcharges d'exploitations :**

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le **DTR B.C.2.2** est :

$$Q = 2,5 \times 1 \text{ m} = 2,5 \text{ KN/ml}$$

➤ Combinaison des charges et surcharges :

	ELU : $1.35G + 1.5Q$ (kn.m)	ELS : $G + Q$ (kn.m)
palier	$1.35 \times 6.66 + 1.5 \times 2.5 = 12.74$	$6.66 + 2.5 = 9.16$
volée	$1.35 \times 10.14 + 1.5 \times 2.5 = 17.44$	$10.14 + 2.5 = 12.64$

III.4.1.4) Calcul des efforts internes :

a)- Réactions d'appuis :

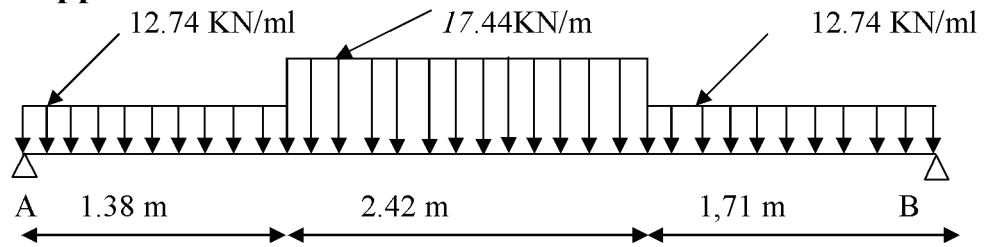


Fig-III.33) schéma statique d'escalier

$$\sum F = 0.$$

$$R_A + R_B = 1.38 \times 12.74 + 17.44 \times 2.44 + 12.74 \times 1.71 = 81.57 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow R_B (1.38 + 2.42 + 1.71) - 12.74 \times 1.38 \left(\frac{1.38}{2} + 2.42 + 1.71 \right) - 17.44 \times 2.42 \left(\frac{2.42}{2} + 1.71 \right) -$$

$$12.74 \times 1.71 \left(\frac{1.71}{2} \right) = 0$$

$$R_B = 41 \text{ KN}$$

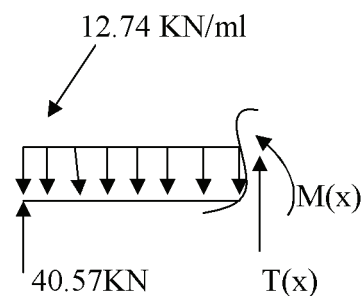
$$R_A = 40.57 \text{ KN}$$

b) Efforts tranchants et moments fléchissant

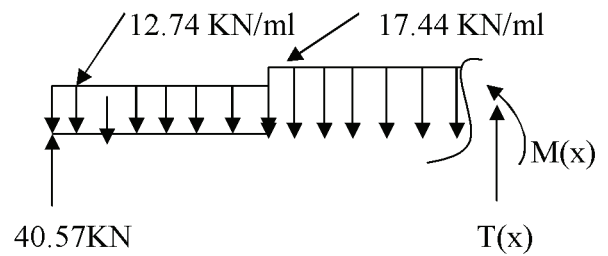
❖ Efforts tranchants :

tronçons	expression	X(m)	T(kn)
$0 \leq x \leq 1.38$	$12.74 X - 40.57$	0	-40.57
		1.38	-22.99
$1.38 \leq x \leq 2.59$	$12.74 (1.38) + 17.44 (x - 1.38) - 40.57$	1.38	-22.99
		2.59	-1.89
$0 \leq x \leq 1.71$	$-12.74 (x) + 41$	0	41
		1.71	19.21

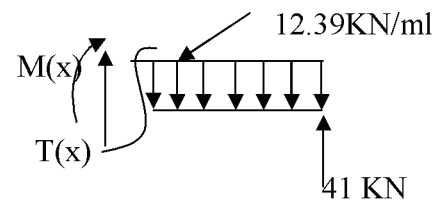
le 1^{er} tronçon : $0m \leq x \leq 1.38 m$



le 2^{ème} tronçon : $1.3 \text{ m} \leq x \leq 2.59 \text{ m}$



le 3^{ème} tronçon : $0 \text{ m} \leq x \leq 1.71 \text{ m}$



❖ Le moment fléchissant :

le 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.2 \text{ m}$

$$M(x) - 33.57x + 12.39x \frac{x}{2} = 0$$

$$M(x) = 33.57x - 12.39 \frac{x^2}{2}$$

tronçons	expression	X(m)	T(kn)
$0 \leq x \leq 1.38$	$40.57x - 12.74(x^2/2)$	0	0
		1.38	43.85
$1.38 \leq x \leq 2.59$	$40.57x - 12.74x \cdot 1.38 \left(x - \frac{1.38}{2} \right) - \frac{17.44}{2} (x - 1.38)^2$	1.38	43.85
		2.59	58.90
$0 \leq x \leq 1.71$	$41x - 12.74 \frac{x^2}{2}$	0	0
		1.71	88.74

Le moment max M_{\max} pour $T_y = 0$

$$T_y = 0 \implies 12.74 X - 40.57 = 0 \implies x = 3.18 \text{ m}$$

$$\text{Donc } M_{\max} = 40.57(3.18) - 12.74(3.18^2/2) = 0$$

$$M_{\max} = 63.6 \text{ kn.m}$$

Remarque :

En tenant compte des semi encastremets les moments en travée et en appuis sont affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

$$M_{\text{travée}} = 0,85 \times 63.6 = 54 \text{ KN m}$$

$$M_{\text{appui}} = - 0,3 \times 63.6 = - 19.08 \text{ KN m}$$

❖ Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU:

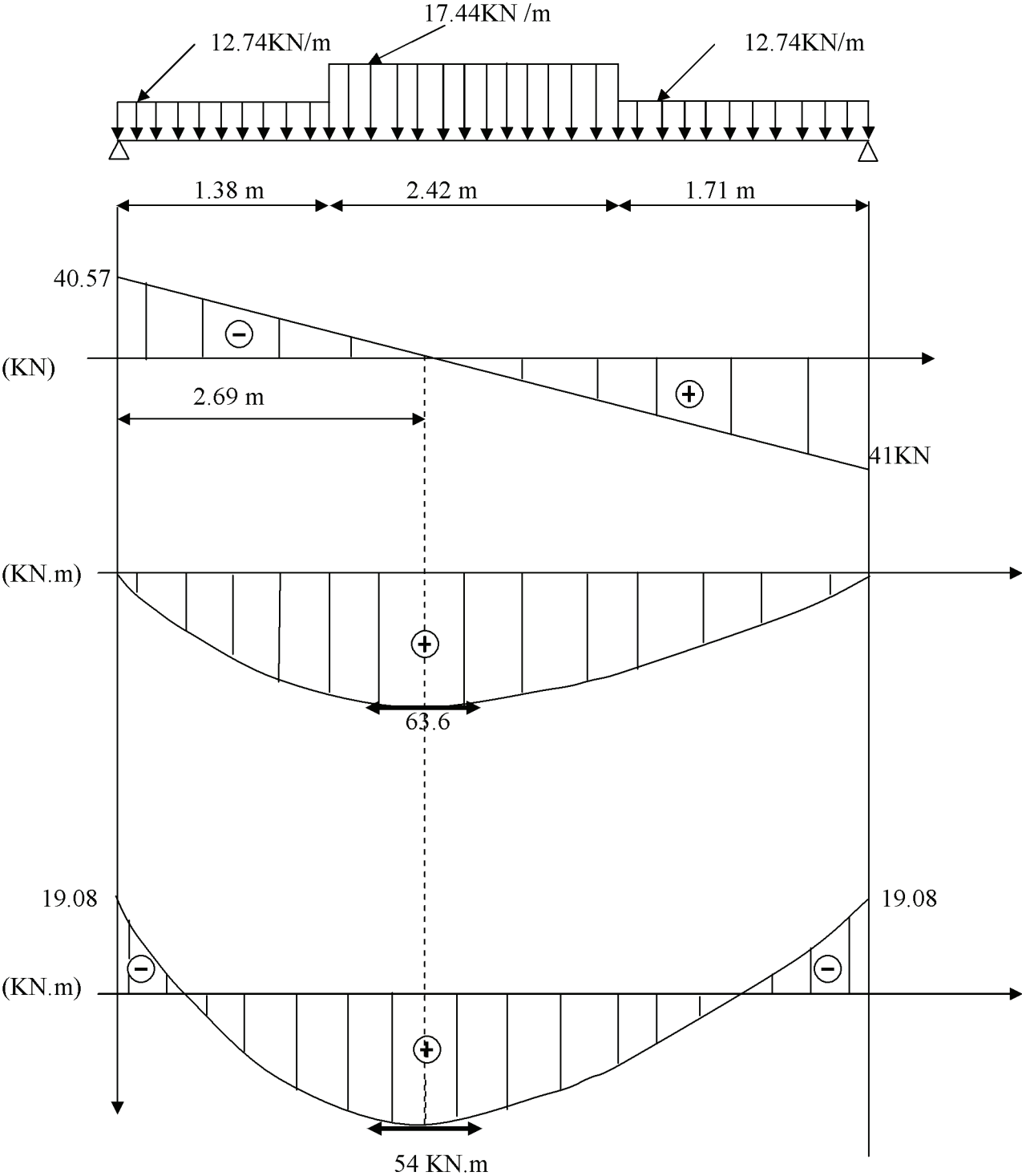


Fig.III.34) Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

III-2-1-5) ferrailage :**a)-Calcul des armatures :**

On calcule une section rectangulaire dont les caractéristiques géométriques sont :

$b = 100 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$.

❖ En travée :

$$M_u^t = 54 \text{ KN m}$$

1. Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{54 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,117 \leq 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_b = 0,117 \quad \beta = 0,938$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_s} = \frac{54 \times 10^3}{0,938 \times 18 \times 348} = 9,18 \text{ cm}^2$$

Soit **6 HA 14 = 9,24 cm²** avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$

2. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{9,24}{4} = 2,31 \text{ cm}^2$$

Soit **6HA10 = 4,71 cm²** avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.

❖ En appui :**1. Armatures principales :**

$$M_u^a = 19,08 \text{ KN m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{19,08 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,042 \leq 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_b = 0,042 \quad \beta = 0,979$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_s} = \frac{19,08 \times 10^3}{0,979 \times 18 \times 348} = 3,10 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA 10 = 3,93 cm²** avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

2. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

Soit **4 HA 8 = 2,01 cm²** avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

III-4-1-6) vérifications à l'ELU :**1)-Vérification de la non fragilité du béton :(BAEL 91,Art. A.4.2.1)**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

a) En travée $A_t = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{\min} \longrightarrow$ condition vérifiée.

b) Aux appuis : $A_a = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{\min} \longrightarrow$ condition vérifiée

2)-Vérification de contrainte tangentielle : (Art A 5.1,2/BAEL 91modifié 99)

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec T_u : effort tranchant maximal

$$T_u = 41 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{41 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,227 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,227 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{3,33, 5 \text{ MPa}\}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,227 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

3)-Influence de l'effort tranchant sur le béton (au niveau des appuis) : (Art A.5.1.313/BAEL 91modifié 99]

On doit vérifier que :

$$T_{\max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ab \quad \text{Avec } a \leq 0,9 d$$

$$T_{\max} = 41 \text{ KN} < 0,4 \frac{25 \times 10^3}{1,5} \times 0,9 \times 0,18 \times 1 = 1080 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

4)-Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton :

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donnée par :

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

Avec :

$$\psi = 1,5 \text{ pour les aciers HA}$$

$\sum u$: Périmètre utile des aciers.

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u} = \frac{41 \times 10^3}{0,9 \cdot 180 \cdot 14 \cdot 3,14 \cdot 4} = 1,44 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

5)-Longueur de scellement :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_{se}} = \frac{1 \times 400}{4 \cdot 2,835} = 35,2 \text{ cm} \quad \text{on prend } L_s = 35 \text{ cm}$$

avec

$$\bar{\tau}_{sc} = 0,6 \psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

Les règles de BAEL [Art A.6.1,253/BAEL 91 modifié 99] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale $0,4 l_s$ pour les aciers HA.

$$L_a = 0,4 l_s = 0,4 \times 35 = 14 \text{ cm.}$$

6)-Espacement des barres :**Armatures principales :**

Aux appuis : $e = 20 \text{ cm}$

$$\leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

En travées : $e = 15 \text{ cm}$

Armatures de répartition :

Aux appuis : $e = 25 \text{ cm}$

$$\leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

En travées : $e = 15 \text{ cm}$

III-4-1-7) Calcul à l'ELS:

a) Réactions d'appuis :

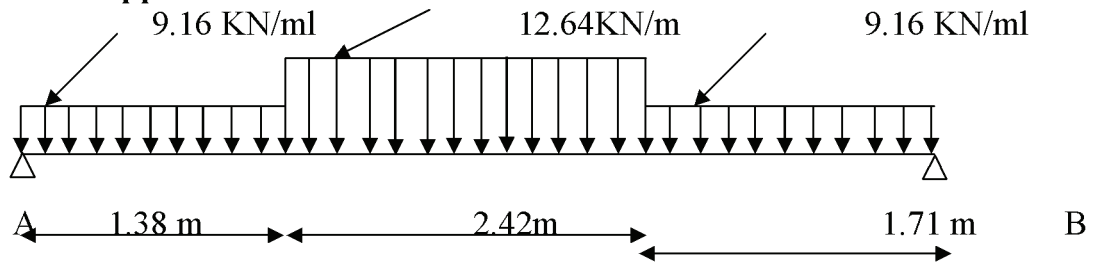


Fig-III.35) schéma statique

$$\sum F = 0$$

$$R_A + R_B = 9.16 \times 1.38 + 12.64 \times 2.42 + 9.16 \times 1.71 = 58.89 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow R_B (1.38 + 2.42 + 1.71) - 9.16 \times 1.71 \left(\frac{1.71}{2} + 2.42 + 1.38 \right) - 12.64 \times 2.42 \left(\frac{2.42}{2} + 1.38 \right) -$$

$$9.16 \times 1.38 \times \left(\frac{1.38}{2} \right) = 0$$

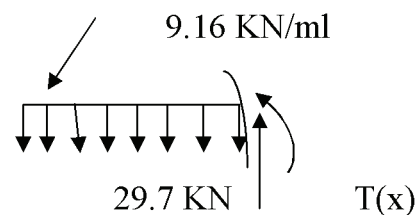
$$R_B = 29.19 \text{ KN}$$

$$R_A = 29.7 \text{ KN}$$

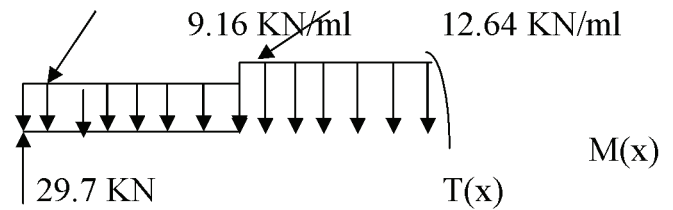
b) Efforts tranchants :

Tronçons	Expression	X(m)	T(kn)
$0 \leq x \leq 1.38$	$9.16 X - 29.7$	0	-29.7
		1.38	-17.06
$1.38 \leq x \leq 2.59$	$12.64 (x - 1.38) - 17.05$	1.38	-17.05
		2.59	-1.75
$0 \leq x \leq 1.71$	$-9.16x + 29.19$	0	29.19
		1.71	-13.53

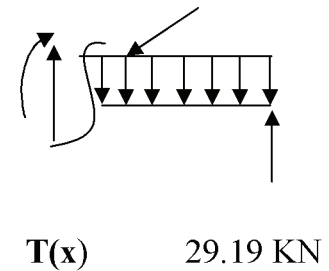
Le 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.38 \text{ m}$



Le 2^{ème} tronçon : $1.38 \text{ m} \leq x \leq 2.59 \text{ m}$



Le 3^{ème} tronçon : $0 \text{ m} \leq x \leq 1.701 \text{ m}$
 9.16 kN/ml



c) Le moment fléchissant :

Tronçons	Expression	X(m)	T(kn)
$0 \leq x \leq 1.38$	$29.7x - 9.16(x^2/2)$	0	0
		1.38	32.26
$1.38 \leq x \leq 2.59$	$29.7x - 9.16x \cdot 1.38 \left(x - \frac{1.38}{2}\right) - \frac{12.64}{2}(x - 1.38)^2$	1.38	32.26
		2.59	43.65
$0 \leq x \leq 1.71$	$29.19x - 9.16 \frac{x^2}{2}$	0	0
		1.71	36.52

Le moment M_z est max pour $T_y = 0$

$$T_y = 0 \implies 9.16 X - 29.7 = 0 \implies x = 3.2 \text{ m}$$

$$\text{Donc } M_{\max} = 29.19x - 9.16 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M_{\max} = 46.4 \text{ kn.m}$$

Remarque :

En tenant compte des semi encastremets les moments en travée et en appuis sont affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

$$M_{\text{travée}} = 0,85 \times 46.4 = 39.44 \text{ KN m}$$

$$M_{\text{appui}} = - 0,3 \times 46.4 = - 13.92 \text{ KN m}$$

❖ Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant à l'ELS :

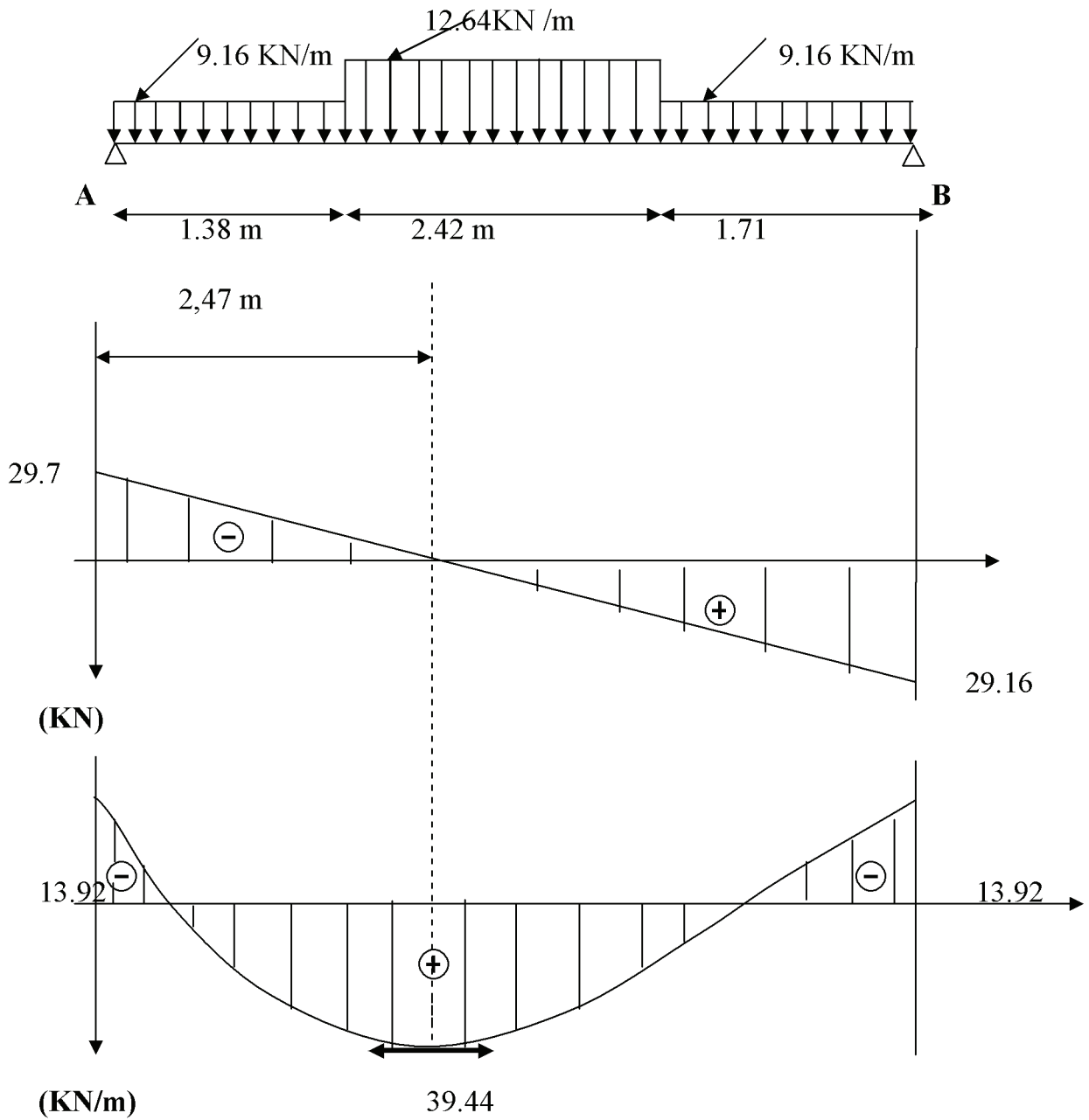


Fig-III.36) Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

III-4-1-8) Vérification à l'ELS :

1)-Etat limite de résistance de béton à la compression : (Art.A.4.5, 2/BAEL 91 modifié 99)

La contrainte de compression est limitée à :

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

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Aux appuis :

$$A_s = 3.93 \quad M_t = 13.92 \text{ kn m}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 18} = 0,218 \implies K_1 = 51.67 \text{ et } \beta_1 = 0,925$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_s} = \frac{13.92 \times 10^3}{0,925 \times 18 \times 3.93} = 212.73 \text{ MPa} \implies \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \dots \text{ OK}$$

$$\text{La contrainte dans le béton est : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{212.73}{51.67} = 4.1 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{ OK}$$

En travée :

$$A_s = 9.24 \quad M_t = 39.44 \text{ kn m}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 9.24}{100 \times 18} = 0,513 \implies K_1 = 31.3 \text{ et } \beta_1 = 0.892$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_s} = \frac{39.44 \times 10^3}{0.892 \times 18 \times 9.24} = 265.84 \text{ MPa} \implies \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \dots \text{ OK}$$

$$\text{La contrainte dans le béton est : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{265.84}{31.3} = 8.49 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{ OK}$$

2)-Vérification de la flèche :

Les règles (Art.B.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} MPa \end{array} \right.$$

Avec h : hauteur totale (20 cm)

L : portée entre nus d'appuis ($L = 5,51$ m) ;

M_t : moment max en travée ($M_t = 29.55$ KN.m.) ;

M_0 : moment max de la travée isostatique ;

A : section des armatures ;

b : largeur de la section ;

d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{551} = 0,04 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée ;}$$

Conclusion : on doit vérifier la flèche.

➤ Calcul de la flèche :

$$f \leq \bar{f} = 0,5cm + \frac{L}{1000} = 0,5cm + \frac{551}{1000} = 1,05cm$$

$$f = \frac{M_t^s L^2}{10E_v I_{fv}} \leq \bar{f}$$

E_v : module de déformation longitudinale du béton.

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa.}$$

\bar{f} : La flèche admissible ;

E_v : module de déformation différée ;

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

I_{fv} : moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section ;

V_1 : position de l'axe neutre

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

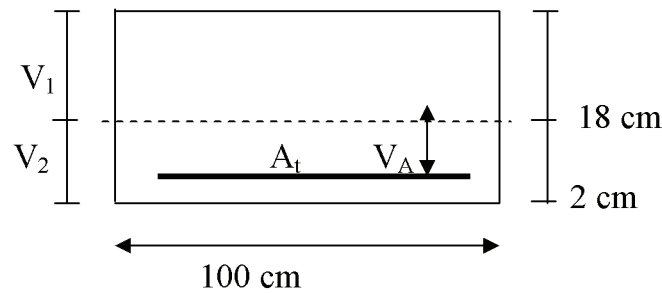


Fig-III.37) schéma de calcul des escaliers

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_t d}{B_0}$$

B_0 : aire de la section homogène.

S_{xx} : moment statique par rapport à l'axe XX passant par le centre de gravité

A_t : section d'armatures tendues

$$B_0 = b \cdot h + 15A_t = 100 \times 25 + 15 \times 9.24 = 2638.9 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{\frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 9.24 \times 18}{2638.9} = 8.52 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 8.52 = 11.48 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C)^2$$

I_0 : moment d'inertie de la section homogénéisée calculée par rapport au centre de gravité de la section.

$$I_0 = \frac{100}{3}(8.52^3 + 11.48^3) + 15 \times 9.24(11.48 - 2)^2 = 81266.76 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_t}{bd} = \frac{9.24}{100 \times 18} = 0,0051 \longrightarrow \rho\% = 0,51$$

ρ : le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures)

$$\sigma_s = \frac{M_t^s}{\beta d A_t} = \frac{39.44 \times 10^6}{0.955 \times 180 \times 924} = 248.3 \text{ MPa}$$

$$\lambda_v = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b}{b}\right) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right) 0.0051} = 4.118$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}; 0 \right\} = 0.992$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 81266.76}{1 + 0.01 \times 0.992} = 88515.36 \text{ cm}^4$$

$$fv = \frac{M_t^s L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{39.44 \times 10^6 (5510)^2}{10 \times 10818.86 \times 88515.36 \times 10^4} = 2.15 \text{ mm}$$

$$fv = 2.15 \text{ mm} \leq \bar{f} = (L/500) = 11 \text{ mm}$$

$$\lambda_v = (2/5) \lambda_i = 1.647$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{1.1 \times 81266.76}{1 + 4.118 \times 0.930} = 18508.95 \text{ cm}^4$$

$$fi = \frac{M_t^s L^2}{10 E_v I_{fi}} = \frac{39.44 \times 10^6 (5510)^2}{10 \times 32164.2 \times 18508.95 \times 10^4} = 2.01 \text{ mm}$$

$$fi = 2.01 \text{ mm} \leq \bar{f} = (L/500) = 11 \text{ mm}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

3)-Etat limite d'ouverture des fissures :BAEL91,Art A.5.34 :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer .

III-2-2)Le 2^{ème} type d'escalier :

NB : le ferrailage de 2^{ème} type se fera de même manière que le 1^{er}

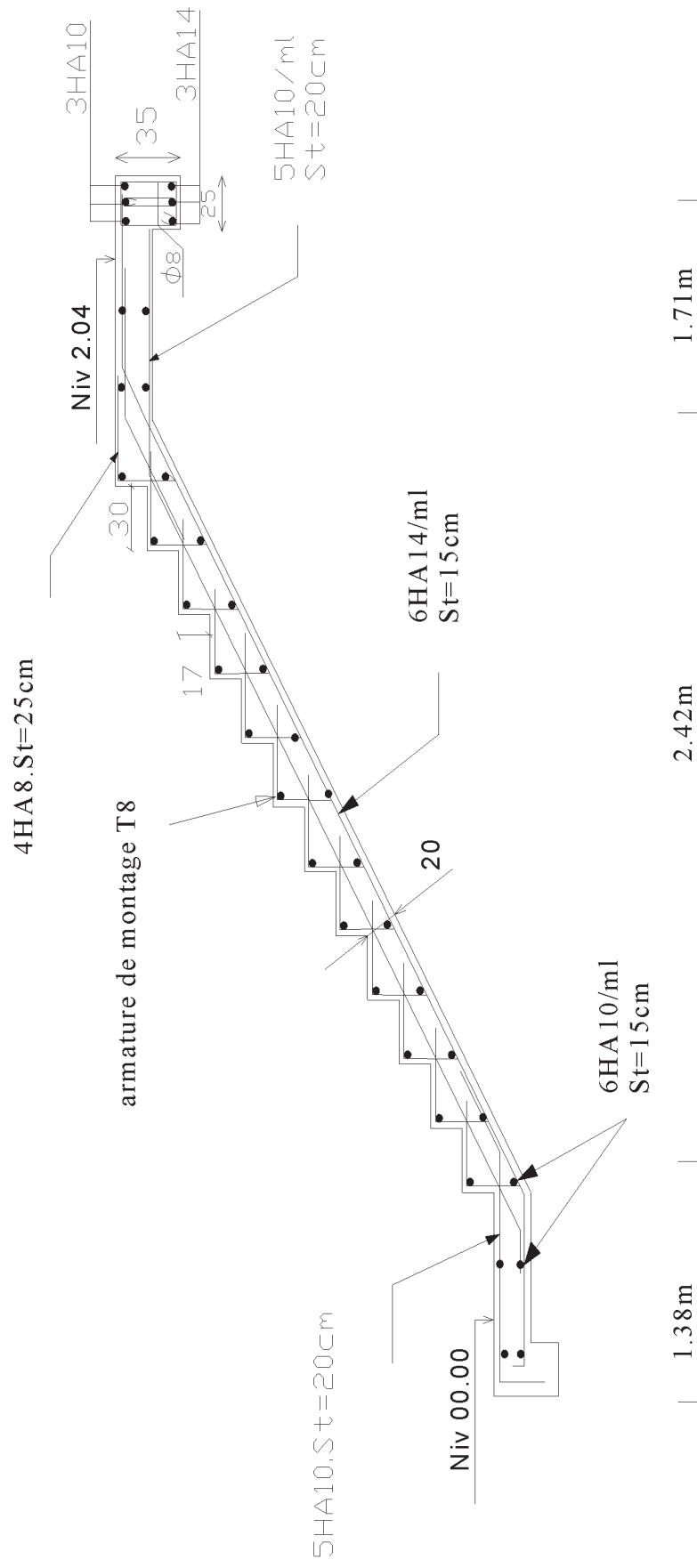


fig-III.38) schéma de ferrailage des escaliers type 1

III-5) Etude de la poutre palière :**III-5-1) Pré dimensionnement :**

a)-**Hauteur** : La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

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

Avec

L_{\max} : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

h_t : hauteur de la poutre.

$$L_{\max}=300 \Rightarrow \frac{300}{15} \leq h_t \leq \frac{300}{10} \text{ donc : } 20\text{cm} \leq h_t \leq 30\text{cm}$$

on opte pour $h_t=35\text{cm}$

b)-**Largeur** : La largeur de la poutre palière est donnée par : $0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$

D'où : $14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$

on prend $b=25 \text{ cm}$

Donc la poutre palière a pour dimensions : $(b \times h) = (25 \times 35) \text{ cm}^2$

d)-Vérifications relatives aux exigences du RPA ☉Art 7.5.1 du RPA99)

- $b \geq 20\text{cm}$	$25 \geq 20\text{cm}$	condition vérifiée
- $h_t \geq 30\text{cm}$	$35 \geq 30\text{cm}$	condition vérifiée
- $h_t / b \leq 4$	$35/25 = 1.4$	condition vérifiée

III-5-2) détermination des charges et surcharges :

Poids propre de la poutre : $G=25 \times 0.25 \times 0.35 = 2.187 \text{ KN/ml}$

L'effort tranchant à l'appui : ELU $R_u = 40,57 \text{ KN/ml}$

ELS $R_s = 29,7 \text{ KN/ml}$

- combinaison de charges :**

a-ELU : $q_u = 1.35G + T_u = (1.35 \times 2.187) + 40,57 = 43,52 \text{ KN}$
 $q_u = 43.52 \text{ KN/ml}$

b-ELS : $q_s = G + T_s = 2.187 + 29,7 = 31,88 \text{ KN}$
 $q_s = 31.88 \text{ KN/ml}$

III-5-3) calcul à l'ELU :

a)-calcul du moment et d'effort :

▪ Moment isostatique :

$$M_u = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{43,52 \times 3^2}{8} = 48,96 \text{ KN.m}$$

▪ Effort tranchant

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{43,52 \times 3}{2} = 65,28 \text{ KN}$$

En tenant compte des encastremets partiels, les moments corrigés sont :

- Sur appuis : $M_u = 0.3 \times M_u^{\max} = 0.3 \times 48,96 = -14.68 \text{ KN.m}$
- En travée : $M_t = 0.85 \times M_u^{\max} = 0.85 \times 48,96 = 41.61 \text{ KN.m}$

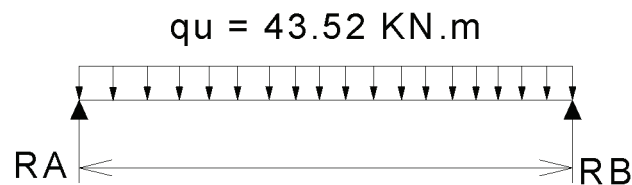


Fig : III.39) schéma statique de la poutre palière.

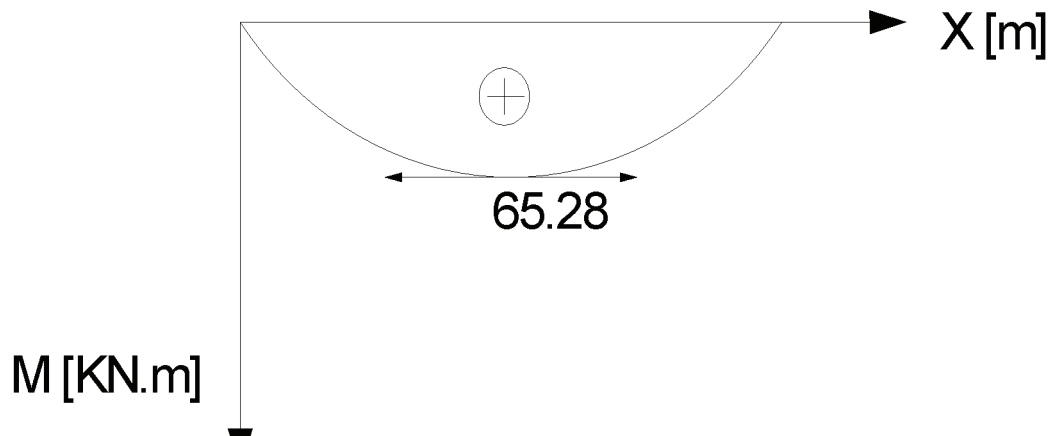


Fig : III.40) diagramme de moment isostatique

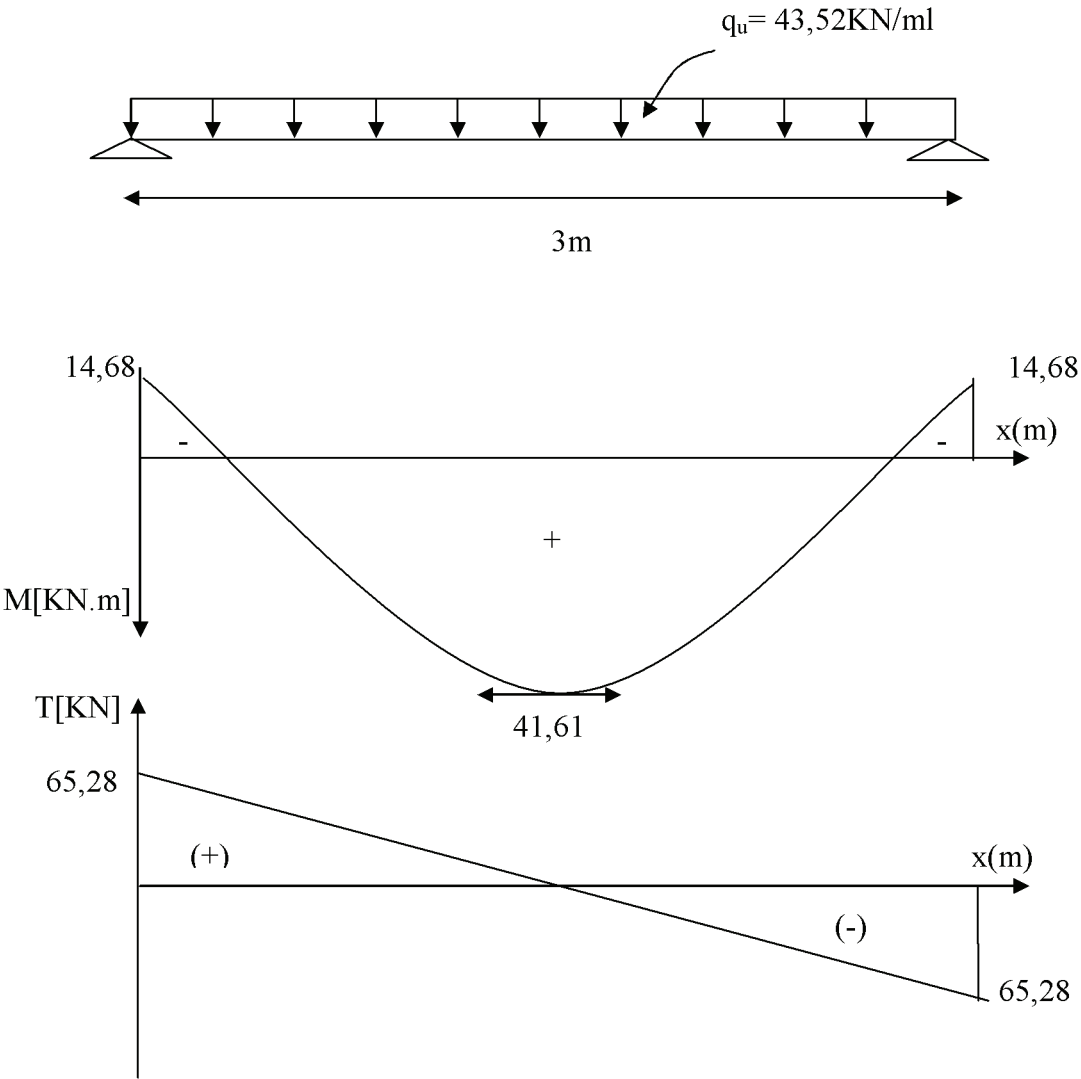


Fig.41 : Diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant

III.5.4 Calcul des armatures longitudinales :**Aux appuis :**

$$M_{ua} = -14.68 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_{uapp}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{-14.68 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = -0.052$$

$$\mu_b = 0.052 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow SSA.$$

$$\mu_b = 0.052 \text{ Tableau } \beta = 0.973.$$

$$A_{app} = \frac{M_{uapp}}{\beta \sigma_{st}} = \frac{-14.68 \times 10^3}{0.973 \times 28 \times 348} = 1.54 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit } A_s = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2.$$

➤ En travée :

$$M_{ut} = 55.48 \text{ m}$$

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{41.61 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.149$$

$$\mu_b = 0.149 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow SSA \longrightarrow \mu_b = 0.149 \longrightarrow \text{Tableau } \beta = 0.919$$

$$A_u = \frac{M_{ut}}{\beta \sigma_{st}} = \frac{41.61 \times 10^3}{0.919 \times 28 \times 348} = 4.60 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_u = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2.$$

III.5.5. Calcul des armatures transversales

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que l'on

$$\text{ait. } \Phi_t \leq \min \left\{ \Phi_l, \frac{h}{35}, \frac{b}{10} \right\} = \min \{14, 25, 8.57\} = 8.57 \text{ mm. } \Phi_t \leq 1.0 \text{ cm}^2$$

Avec :

h : hauteur de la poutre.

b: largeur de la poutre.

Φ_t : Diamètre minimum des armatures tendues du 1^{er} lit maintenues par des cadres.

On prend $\Phi = 8 \text{ mm}$.

On prend un cadre et un étrier en HA8 ; $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

III.5.6) Vérification à l'ELU :**a) Condition de non fragilité : (BAEL91.Art.A.4.2.1)**

$$A_{\min} = 0.23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 0.996$$

-En appuis : $A_a = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.99 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

-En travée : $A_t = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.99 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

b) Vérification de l'effort tranchant :(Art A.5.2.2, BAEL 91)

$$T_u^{\max} = 65.28 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} = \frac{65,28 \times 10}{25 \times 33} = 0.79 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}\}$$

$$\tau_u = 0.79 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

c) vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (BAEL91.Art.A.6.1.3)

Il faut vérifier que $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \sum u_i} \quad U_i = n\pi\Phi = 94.2$$

$$\tau_{se} = \frac{65,28 \times 10}{0.9 \times 33 \times 3.14 \times 1.4} = 2.74 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2.74 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

⇒ Pas de risque d'entraînement des barres.

d)-Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (Art.5 .132, BAEL 91)**1)-Influence sur les armatures inférieures :**

$$A_u = \frac{T_u + \frac{M_u}{0.9xd}}{f_e / 1.15} = \frac{65,28 \times 10^3 + \frac{14,68 \times 10^3}{0.9 \times 33}}{348 \times 10^4} = 0.018 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1.54 \geq A_u = 0.018 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

2)-Influence sur le béton :

$$T_{u \max} \leq 0.4 \times b \times 0.9 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0.4 \times 0.9 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 0.9 \times 25 \times 33 \times \frac{25}{1.5} = 4950 \text{ KN} \geq 65,28 \text{ KN} \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ Selon RPA version 2003 (Art 7.5-2) :**• En zone nodale**

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \Rightarrow S \leq \frac{A_t}{0.003 \times b} = \frac{3.14}{0.003 \times 25} = 41.86 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min \{ h/4 ; 12\phi \} = \min \{ 7,5 \text{ cm}; 10,32 \text{ cm} \} = 7,5 \text{ cm}$$

Soit: **S_t = 8 cm**

- **En zone courante (travée) :**

$$S_t \leq h/2 = 150 \text{ cm}$$

$$\text{soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

III.5.7) Vérification à l'ELS :

Après les différentes étapes de calcul, comme à ELU on aura :

a) combinaison des charges :

$$q_s = 31,88 \text{ KN/ml}$$

- **Moment isostatique:**

$$M_s = M_s^{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{31,88 \times 3^2}{8} = 35,86 \text{ KN.m}$$

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{31,88 \times 3}{2} = 47,82 \text{ KN}$$

En tenant compte de l'effet des partiels encastresments, les moments corrigés sont :

- **Sur appuis :** $M_{sa} = -0,3 \times M_s^{\max} = -0,3 \times 35,86$
 $= -10,758 \text{ KN.m}$

- **En travée :** $M_{st} = 0,85 \times M_s^{\max} = 0,85 \times 35,86 = 30,48 \text{ KN.m}$

b)-Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

Nous devons vérifier que : $\sigma_b = k \cdot \sigma_s \leq \sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Conclusion : Les contraintes sont vérifiées à l'ELS.

c)-Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, alors il est inutile de la vérifier.

d)-Etat limite de déformation :

-Vérification de la flèche :

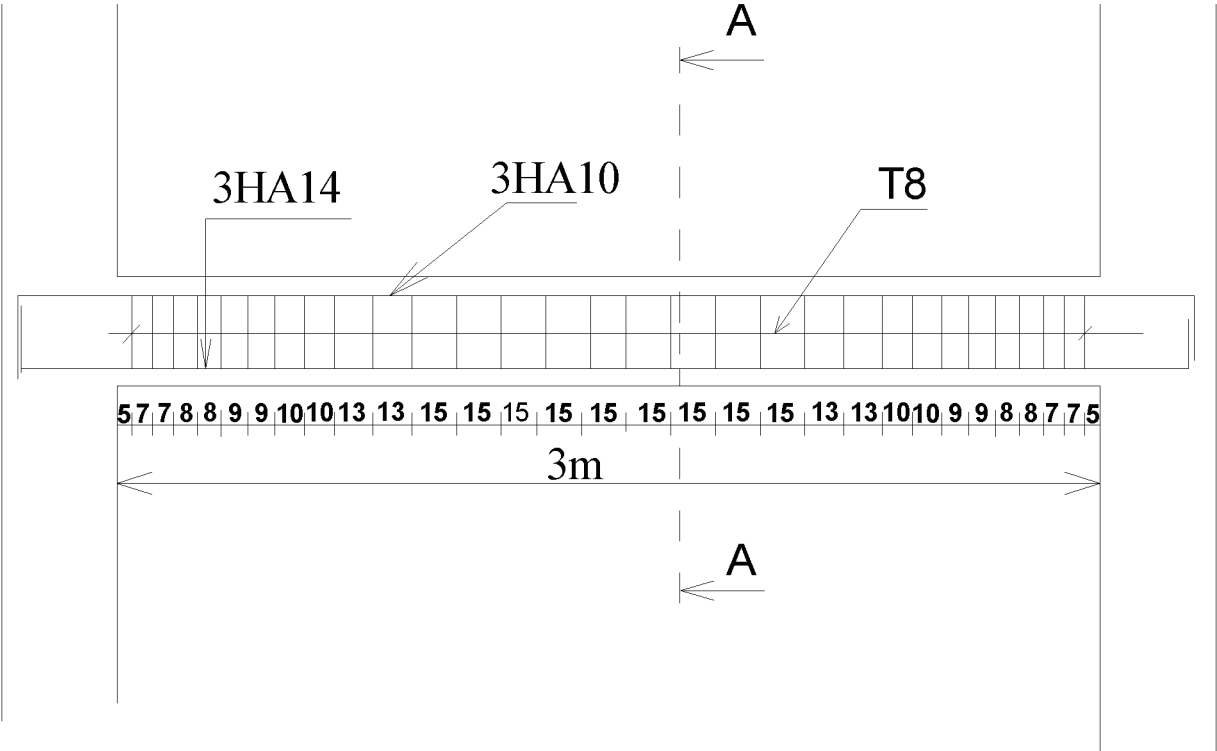
Nous faisons les calculs de la flèche si les trois conditions suivantes ne sont pas vérifiées :

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{300} = 0,116 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,116 \geq \frac{M_{tr}}{10M_0} = \frac{30,48}{10 \times 35,86} = 0,085 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{b \cdot d} = \frac{4,62}{25 \times 33} = 5,6 \times 10^{-3} \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

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



FigIII.42) plan de ferrailage de la poutre palier

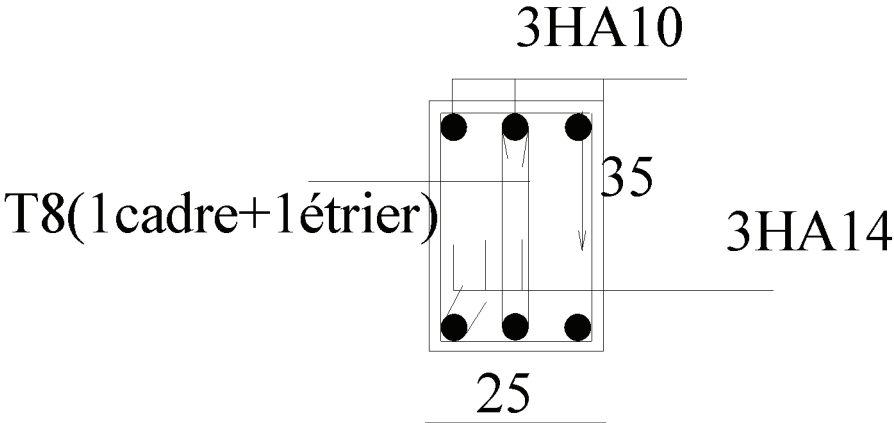


Fig-III.43) coupe A-A

III.6) Calcul de la salle machine:

III.6.1. Caractéristique de l'ascenseur :

Notre immeuble comporte une cage d'ascenseur :

- La surface de la salle machine est de : $2.09 \times 3 = 6.27 \text{ m}^2$.
- La surface de la cabine est de : $1,5 \times 2.2 = 3.3 \text{ m}^2$.
- La charge totale transmise par le système de levage et la cabine chargée est de : 8 tonnes ($p = 80\text{KN}$)

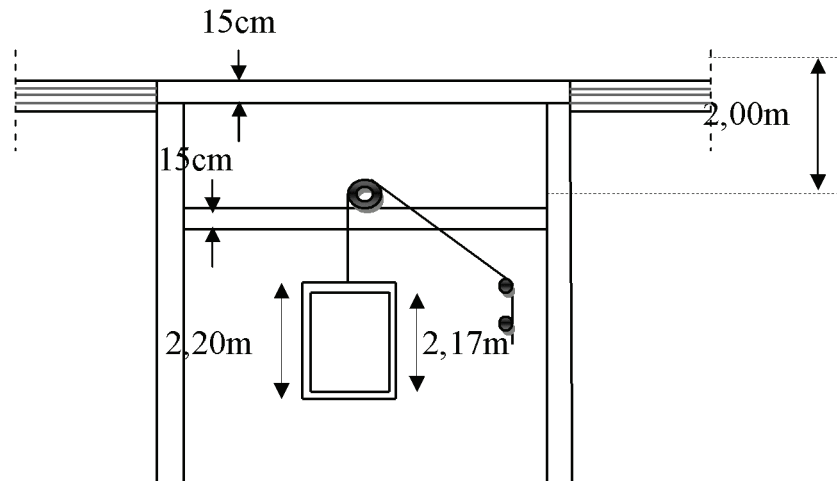


Figure.III.44 : schéma de l'ascenseur.

III.6.2. Dimensionnement :

a) Epaisseur de la dalle :

$$h_t \geq \frac{L_x}{30} = \frac{150}{30} = 5\text{cm}$$

h_t : épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12cm selon le RPA ; donc on prend une épaisseur de 15cm.

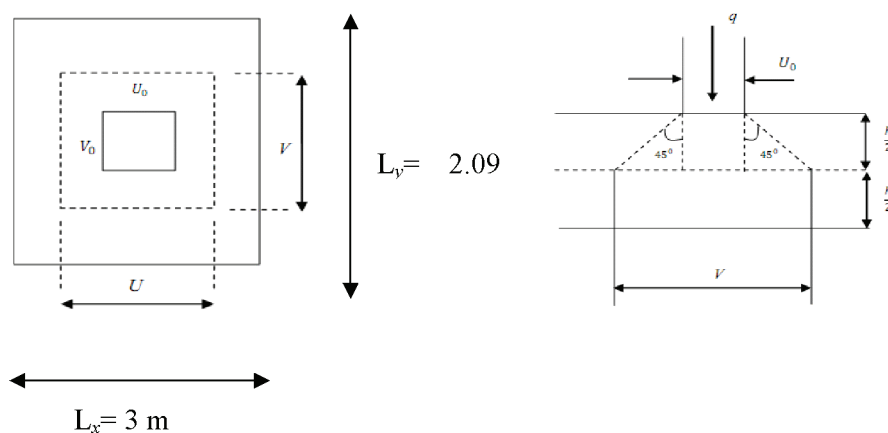


Figure III.45 : schéma statique de la salle machine.

- ✓ P : La charge totale centrée.
- ✓ U, V : cotés du rectangle sur lequel s'applique la charge «P» compte tenu de - la diffusion à 45° dans le revêtement et la dalle de béton. Ils sont déterminés au feuillet moyen de la dalle.
- ✓ $U_0 = V_0 = 0,8m$: Dimensions de rectangle dans lequel la charge est centrée.
- ✓ Hauteur de la dalle $h_0 = 15cm$
- ✓ Les cotés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y .

On a :

$$U = U_0 + 2\xi e + h_t = 0,8 + 0,2 \times 1 \times 0,5 + 0,15 = 1,05m.$$

$$V = V_0 + 2\xi e + h_t = 0,8 + 0,2 \times 1 \times 0,5 + 0,15 = 1,05m.$$

Avec : e (revêtement de la dalle) = 5cm.

$\xi = 1$ (pour le béton).

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{150}{209} = 0,7 ; 0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

b) Calcul des moments au centre du panneau :

Ils sont donnés par la formule suivante :

$$M_x = q_u (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = q_u (\nu M_1 + M_2)$$

ν : Coefficient t de poisson : à l'ELU : $\nu = 0$.

$$\frac{U}{L_x} = \frac{105}{150} = 0,7 \qquad \frac{V}{L_y} = \frac{185}{209} = 0,88$$

À partir des abaques de **PIGEAUD** après une interpolation On aura :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0,378 \\ M_2 = 0,167 \end{array} \right.$$

$$q_u = 1,35p = 1,35 \times 80 = 108KN.$$

$$M_{x1} = q_u \times M_1 = 108 \times 0,378 = 40,82KN.m.$$

$$M_{y1} = q_u \times M_2 = 108 \times 0,167 = 18,03KN.m.$$

c) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur, ils sont donnés par les formules suivantes :

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times L^2_x.$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}.$$

$$\rho = 0,70 ; \nu = 0 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0683 \\ \mu_y = 0,436 \end{array} \right.$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times (25 \times 0,15 \times 1) + 1,5 \times 1 = 6,563KN/ml.$$

$$M_{x2} = 0,0683 \times 6,563 \times 3^2 = 4,034KN.m.$$

$$M_{y2} = 0,436 \times 4,034 = 1,758KN.m.$$

d) Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.07 + 4.03 = 10.1 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 2.74 + 1,758 = 4.49 \text{ KN.m}$$

✚ **Remarque:** Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0,85) et en appui par (0,3) pour tenir compte de la continuité des voiles.

e) Ferrailage de la dalle:

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur :

1. Sens x-x :➤ **En travée :**

$$M_x^t = 0,85 \times 10,1 = 8,585 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{8,585 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,041 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,041 \Rightarrow \beta = 0,978.$$

$$A_s^t = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8,585 \times 10^3}{0,978 \times 12 \times 348} = 2.10 \text{ cm}^2.$$

On adopte 4HA10 = 3.14 cm². avec un espacement S_t = 25cm.

➤ **Aux appuis :**

$$M_x^a = 0,3 \times 10.1 = 3.03 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3.03 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,015 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,015 \Rightarrow \beta = 0,992.$$

$$A_s^a = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3.03 \times 10^3}{0,992 \times 12 \times 348} = 0,731 \text{ cm}^2.$$

On adopte 4HA10 = 3.14 cm². avec un espacement S_t = 25cm.

2. Sens y-y :➤ **En travée :**

$$M_y^t = 0,85 \times 4,49 = 3,816 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3,816 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,019 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,019 \Rightarrow \beta = 0,990.$$

$$A_s^t = \frac{M_y^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,816 \times 10^3}{0,990 \times 12 \times 348} = 0,92 \text{ cm}^2.$$

On adopte 4HA10 = 3.14 cm². avec un espacement S_t = 25cm.

➤ **Aux appuis :**

$$M_y^a = 0,3 \times 4,49 = 1,347 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,347 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,006 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,006 \Rightarrow \beta = 0,997.$$

$$A_s^a = \frac{M_y^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,347 \times 10^3}{0,997 \times 12 \times 348} = 0,323 \text{ cm}^2.$$

On adopte 4HA10 = 3.14 cm². avec un espacement S_t = 25cm.

III.6.3. Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité (Art B.7.4.BAEL 91 modifié 99) :

$$w_x \geq w_0 \times \frac{(3 - \rho_x)}{2} \quad \text{avec : } \rho_x = \frac{L_x}{L_y}; \quad w_x = \frac{A_s}{b \times h_t}.$$

$$A_{st} \geq w_0 \times b \times \frac{h_t}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) \quad w_0 = 0,8\%_00 \text{ (Acier HA FeE400)}.$$

w_x : Pourcentage d'acier égal au rapport de la section des armatures dans une direction donnée à la section de béton.

w_0 : Pourcentage d'acier minimal réglementaire

$$A_{\min} = w_0 \times b \times \frac{h_t}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) = 0,0008 \times 100 \times \frac{15}{2} \left(3 - \frac{300}{209} \right) = 0.938 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} = 2,10 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.938 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b) Ecartement des barres (Art A.8.2, 42 BAEL 91 modifié 99):

L'écartement des armatures dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser 2h et 25cm ;

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq (2h = 30 \text{ cm} ; 25 \text{ cm}) \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

De même, dans la direction perpendiculaire à la direction la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser 3h et 33cm;

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq (3h = 45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c) Condition de non poinçonnement (Art A.5.2, 42 BAEL 91 modifié 99) :

$$q_u \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_{bc}}$$

U_c : Périmètre du contour.

$$U_c = 2(U + V) = 2(1,05 + 1,05) = 4.2 \text{ m.}$$

$$q_u = 108 \text{ KN} \leq 0,045 \times 4.2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 472,5 \text{ KN.} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

d) Vérification des contraintes tangentielles :

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_{\max}}{bd} \leq \bar{\tau} = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\text{Au milieu de U : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{2V + U} = \frac{80}{2 \times 1,05 + 1,05} = 25,39 \text{ KN.}$$

$$\text{Au milieu de V : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{3V} = \frac{80}{3 \times 1,05} = 25,39 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{25,39 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,211 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III.6.4. Vérification à l'ELS :**a) Calcul des moments au centre du panneau :**

✚ À l'ELS : $\nu = 0,2$

$$\begin{cases} M_1 = 0,0562n. \\ M_2 = 0,0254. \end{cases}$$

$$q_s = p = 80 \text{ KN.}$$

$$M_{x1} = q_u \times (M_1 + \nu M_2) = 80 \times (0,0562 + 0,2 \times 0,0254) = 4,90 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y1} = q_u \times (M_2 + \nu M_1) = 80 \times (0,0254 + 0,2 \times 0,0562) = 2,93 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur, ils sont donnés par les formules suivantes :

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times L^2_x.$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}.$$

$$\rho = \begin{cases} 0,70 \\ \nu = 0,2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0743 \\ \mu_y = 0,585 \end{cases}$$

$$q_s = G + Q = (25 \times 0,15 \times 1) + 1 = 4,75 \text{ KN / ml.}$$

$$M_{x2} = 0,0743 \times 4,75 \times 3,2^2 = 3,61 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y2} = 0,585 \times 3,61 = 2,11 \text{ KN.m.}$$

c) Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 4,90 + 3,61 = 8,51 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 2,93 + 2,11 = 5,04 \text{ KN.m}$$

d) Ferrailage de la dalle:**1. Sens x-x :****➤ En travée :**

$$M_x^t = 0,85 \times 8,51 = 7,23 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7,23 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,035 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,035 \Rightarrow \beta = 0,777.$$

$$A_s^t = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7,23 \times 10^3}{0,777 \times 12 \times 348} = 2,22 \text{ cm}^2.$$

On adopte 4HA10 = 3.14 cm². avec un espacement S_t = 25cm.

➤ Aux appuis :

$$M_x^a = 0,3 \times 5,04 = 1,62 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,62 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,0079 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,0079 \Rightarrow \beta = 0,865.$$

$$A_s^a = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,62 \times 10^3}{0,865 \times 12 \times 348} = 0,44 \text{ cm}^2.$$

$$0,44 < 2,01 \text{ cm}^2.$$

2) Sens y-y :**➤ En travée :**

$$M_y^t = 0,85 \times 5,04 = 4,284 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{4,284 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,020 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,020 \Rightarrow \beta = 0,809.$$

$$A_s^t = \frac{M_y^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4,284 \times 10^3}{0,809 \times 12 \times 348} = 1,26 \text{ cm}^2.$$

$$1,26 < 2,01 \text{ cm}^2.$$

➤ Aux appuis :

$$M_y^a = 0,3 \times 5,04 = 1,51 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,51 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,0073 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,0073 \Rightarrow \beta = 0,869.$$

$$A_s^a = \frac{M_y^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,51 \times 10^3}{0,869 \times 12 \times 348} = 0,41 \text{ cm}^2.$$

$$0,41 < 2,01 \text{ cm}^2.$$

✚ Conclusion :

Les armatures adoptées à l'E.L.U sont largement suffisantes.

e) Contrainte de compression dans le béton :

1. Sens x-x :

➤ En travée :

$$M_t = 9.06 \text{KN.m} \quad \text{et} \quad A_t = 3,14 \text{cm}^2.$$

On doit vérifier que :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b d} = \frac{100 \times 2,35}{100 \times 12} = 0,195 \Rightarrow \beta_1 = 0,943 \Rightarrow K_1 = 72,72.$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{9,06 \times 10^3}{0,943 \times 12 \times 2,35} = 340,69 \text{MPa} < 348 \text{MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = \frac{1}{K_1} \times \sigma_s = \frac{340,69}{72,72} = 4,68 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ Aux appuis :

$$M_a = 3,198 \text{KN.m} \quad \text{et} \quad A_a = 2,01 \text{cm}^2.$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 12} = 0,167 \Rightarrow \beta_1 = 0,933 \Rightarrow K_1 = 59,63.$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{3,19 \times 10^3}{0,933 \times 12 \times 2,01} = 141,75 \text{MPa} < 348 \text{MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = \frac{1}{K_1} \times \sigma_s = \frac{141,75}{59,63} = 2,37 \text{MPa}.$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

2. Sens y-y :

On trouve aussi que la condition est vérifiée dans le sens y-y.

f) Etat limite de fissuration :

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

Conclusion :

Le ferrailage de la dalle de la salle machine est comme suit :

- **En travées :**

5HA10 (sens x-x), $S_t=20\text{cm}$

5HA10 (sens y-y), $S_t=20\text{cm}$

- **En appuis :**

5HA10 (sens x-x), $S_t=20\text{cm}$

5HA10 (sens y-y), $S_t=20\text{cm}$

III-6-5) Les schémas de ferrailage de la dalle de salle machine.

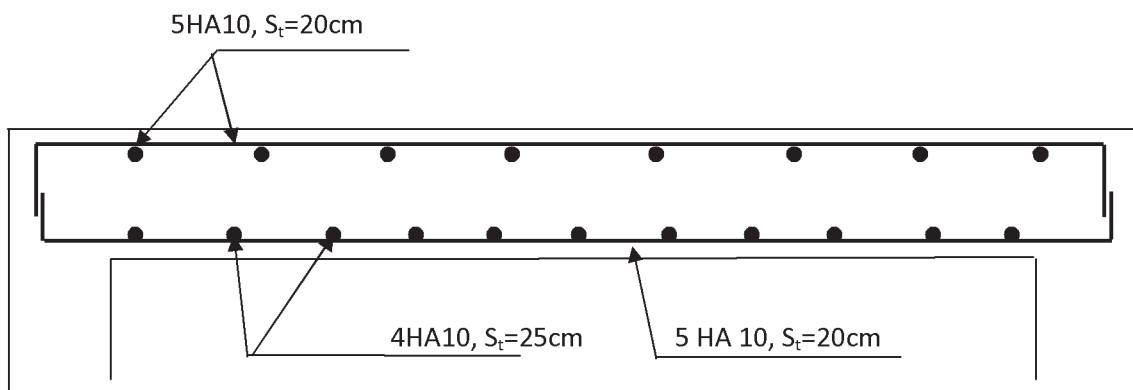


Fig-III.45) Plan de ferrailage de la salle machine suivant x-x et y-y

Chapitre IV

Etude du contreventement

IV.1.Introduction:

Le système de contreventement est l'ensemble d'éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité vis-à-vis des forces horizontales, engendrées par le vent ou le séisme.

Le contreventement peut être assuré par :

- Des voiles ou des murs, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage,
- Du système porteurs «poteaux-poutres» formant portiques d'étages,
- Des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou «gaines» présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.

Dans certain cas, il serait avantageux de faire intervenir simultanément les portiques et les refends. Pour cela il est indispensable de comparer l'inertie des refends à celle des portiques pour choisir un système de contreventement et connaître la répartition des sollicitations sur les refends et les portiques.

Dans le règlement parasismique algérien RPA99 révisé 2003(Art3.4) la classification des systèmes structuraux sont faits en tenant compte de leur :

- fiabilité.
- Capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique.

IV.2Inertie des voiles:

Il est remarquable que les voiles de notre structure ne comportent pas d'ouvertures, nous n'aurons donc à calculer que l'inertie de refends pleins:

a) Les refends longitudinaux:

$$\left. \begin{array}{l} I_y = \frac{el^3}{12} \\ I_x = \frac{1e^3}{12} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe X.}$$

b) Les refends transversaux:

$$\left. \begin{array}{l} I_x = \frac{el^3}{12} \\ I_y = \frac{1e^3}{12} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe Y.}$$

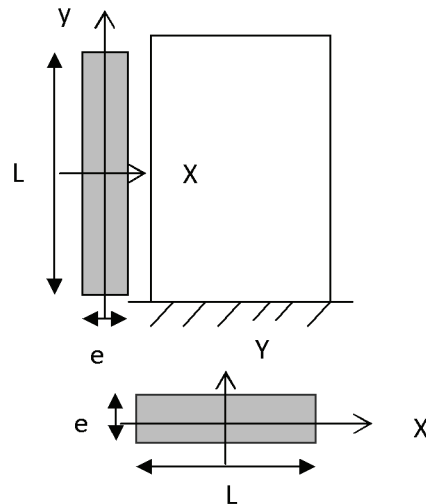


Fig.46) Vue en plan et en coupe des refends

Remarque :

La longueur L des voiles est mesurée entre âmes des poteaux.
 L'inertie des voiles, pour un niveau donné, est résumée dans les tableaux qui suivent:

Tableau IV-1) Inertie des voiles transversaux :

Niveau		L (m)	E(m)	$I_x(m^4)$	nombre d'étages	$I_{ex} = \sum I_x(m^4)$
DuS-SOL' au 7 ^{eme} étages	VTA	0.90	0,2	0.012	9	0.112
	VTB	0.90	0,2	0.012		
	VTC	1.00	0,2	0.016		
	VTD	1.00	0,2	0.016		
	VTF	0.90	0,2	0.012		
	VTJ	0.90	0.2	0.012		
	VTH	1.00	0.2	0.016		
	VTI	1.00	0.2	0.016		

- Tableau IV-2) Inertie des voiles longitudinaux :

Niveau		L	E	I _Y	nombre d'étages	I _{ey} = $\sum I_y(m^4)$
De'S-SOL' à 7 ^{eme} étages	VL1	3.80	0,2	0.0025	9	0.01
	VL2	3.80	0,2	0.0025		
	VL3	3.80	0,2	0.0025		
	VL4	3.80	0,2	0.0025		

Calcul des rigidités des voiles :

$$R_{Vx} = \frac{12EI_y}{h^3} \quad (\text{voiles longitudinaux}).$$

$$R_{Vy} = \frac{12EI_x}{h^3} \quad (\text{voiles transversaux}).$$

Avec :

h : hauteur d'étage.

E : module de Young.

I_x et I_y : inertie des voiles transversaux et longitudinaux respectivement**Niveau étage courant :****Tableau sens longitudinale :**

Voiles	He(m)	I _y (m ⁴)	E(kn/m ²)	R _{ix} (kn/m)
VL1	3.06	0.0025	32164195.12	33676.71
VL2	3.06	0.0025	32164195.12	33676.71
VL3	3.06	0.0025	32164195.12	33676.71
VL4	3.06	0.0025	32164195.12	33676.71

Tableau :Sens transversal :

Voiles	He(m)	$I_x(m^4)$	E(kn/m ²)	$R_{jy}(kn/m)$
VLA	3.06	0.012	32164195.12	161648.21
VLB	3.06	0.012	32164195.12	161648.21
VLC	3.06	0.016	32164195.12	215530.94
VLD	3.06	0.016	32164195.12	215530.94
VLE	3.06	0.012	32164195.12	161648.21
VLF	3.06	0.012	32164195.12	161648.21
VLJ	3.06	0.016	32164195.12	215530.94
VLH	3.06	0.016	32164195.12	215530.94

Niveau RDC :

Tableau sens longitudinale :

Voiles	He(m)	$I_y(m^4)$	E(kn/m ²)	$R_{jx}(kn/m)$
VL1	4.08	0.0025	32164195.12	14207.36
VL2	4.08	0.0025	32164195.12	14207.36
VL3	4.08	0.0025	32164195.12	14207.36
VL4	4.08	0.0025	32164195.12	14207.36

Tableau :Sens transversal :

Voiles	He(m)	$I_x(m^4)$	E(kn/m ²)	$R_{jy}(kn/m)$
VLA	4.08	0.012	32164195.12	68195.34
VLB	4.08	0.012	32164195.12	68195.34
VLC	4.08	0.016	32164195.12	90927.12
VLD	4.08	0.016	32164195.12	90927.12
VLE	4.08	0.012	32164195.12	68195.34
VLF	4.08	0.012	32164195.12	68195.34
VLJ	4.08	0.016	32164195.12	90927.12
VLH	4.08	0.016	32164195.12	90927.12

IV.3. Calcul du centre de torsion des voiles :

Les coordonnées du centre de torsion des voiles sont données par :

$$X_c = \frac{\sum_1^n R_{iy} X_i}{\sum_1^n R_{iy}}$$

$$Y_c = \frac{\sum_1^n R_{ix} Y_i}{\sum_1^n R_{ix}}$$

Avec : X_j et Y_j : les coordonnées du centre de gravité des voiles par rapport aux axes principaux.

R_{jx} R_{jy} : Les rigidités dans le sens y-y et x-x respectivement

IV.4. Interaction voiles-portiques:

A partir l'ouvrage d'Albert Fuentes «calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé», qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques. On doit comparer l'inertie des voiles à celle des portiques.

Pour déterminer cette inertie fictive ,il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher ,sous l'effet d'une série de forces horizontales égales a 1 tonnes ,par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage, sous l'effet du même système de forces horizontales. En fixant l'inertie du refend à $1m^2$, il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une «inertie fictive» puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers ,nous devons obtenir la même flèche ,à chaque niveau ,pour les refends et pour les portiques.

IV.4.1.Calcul de l'inertie fictive:

L'inertie fictive des portiques est donnée par :

$$I_{ei} = \frac{f_i}{\Sigma \Delta_i}$$

Avec I_{ei} : Inertie fictive du portique au niveau n.

f_i : Flèche du refend au même niveau n.

$\Sigma \Delta_i$: Déplacement du portique au niveau n

a) Calcul des flèches dans les refends:

Le calcul des flèches des refends dont l'inertie $I=1m^4$, soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du «Moment des aires».

La flèche que prendrait un refend au niveau «i» suite à une déformation due à une série de forces latérales est donnée par:

$$f_i = \frac{\sum S_i d_i}{EI}$$

Avec S_i : Surface du trapèze.

d_i : Distance entre le CDG du trapèze et le niveau considéré.

Sachant que la section du trapèze égale à : $S_i = \frac{(b_{i+1} + b_i) \times h_i}{2}$

La distance du CDG d'un trapèze à sa plus petite base: $d_i = \frac{h_i(2b_i + b_{i+1})}{3(b_i + b_{i+1})}$

Le tableau suivant donne les aires (S_i) et la position du centre de gravité (d_i) :

Tableau IV-3) Calcul de la flèche :

Nous aurons :

Niveaux	h(m)	b _{i+1} (m)	b _i (m)	S _i (m ²)	d _i (m)	S _i ×d _i	$\sum S_i \times d_i = EI f_i$ $F_i = \sum S_i \times d_i / EI$
07	3,06	3,06	0	4,682	2,04	9,571	44483.37
06	3,06	9,18	3,06	18,727	1,785	33,427	37363.21
05	3,06	18,36	9,18	42,136	1,70	71,631	30419.56
04	3,06	30,60	18,36	74,909	1,657	124,124	23767.62
03	3,06	45,90	30,60	117,045	1,632	191,017	17550.85
02	3,06	64,26	45,90	168,545	1,615	272,200	11940.36
01	3,06	85,68	64,26	229,408	1,603	368,104	7137.38
RDC	4,08	110,16	85,68	399,51	1,594	636.81	2599.28
S-SOL	3,06	137,70	110,16	379,22	2,115	844.97	844.97

a) Calcul des déplacements des portiques:

Le déplacement de chaque niveau :

$$\Delta_n = E\psi_n \times h$$

Avec :

$$E\psi_n = \frac{M_n}{12 \cdot \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}$$

Le déplacement des portiques au niveau « i » :

$$\Delta_i = \sum_{n=1}^i \Delta_n$$

La rotation d'un poteau encasté à la base au 1^{er} niveau:

$$E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1} + 2 \sum K_{p1}}$$

La rotation de chaque poteau articulé au 1^{er} niveau:

$$E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1}}$$

La rotation d'un poteau des étages courants :

$$E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{tn}} \quad \text{Avec :}$$

$$M_n = T_n \times h_n \text{ en (KN.m)}$$

T_n : est donnée par la (figure Fig.IV.4). T_n en (t).

$$K_{tn} \text{ (m}^3\text{): Raideur des poutres } K_{tn} = \frac{I_{tn}}{L_n}$$

$$K_{pn} \text{ (m}^3\text{): Raideur des poteaux } K_{pn} = \frac{I_{pn}}{h_n}$$

h_n : Hauteur d'étage.

L_n : Portée libre de la poutre.

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux sont résumées dans les tableaux suivants :

b) Inertie fictive des portiques:

Tableau VII-4) Inertie fictive sens longitudinal :

NIV	$\sum K_{tn}$ $\times 10^{-4}$	$\sum K_{pn}$ $\times 10^{-4}$	M_n	M_{n+1} t.m	$E\theta_n$ t/m^2	$E\Psi_n$ t/m^2	$\Delta_n t/m$	$\sum \Delta_i t/m$	f_i m	I_{ei} m^4
07	6.58	8.17	3,06	0	193.77	96,88	296,45	25567,42	44483,37	0,0025
06	6.58	8.17	6,12	3,06	581.31	290,66	889,41	25270,97	37363,21	0,0025
05	6.58	8.17	9,18	6,12	968.84	484,43	1482,35	24381,56	30419,65	0,0025
04	6.58	8.17	12,24	9,18	1356.38	678,20	2075,29	22899,21	23767,62	0,0025
03	6.58	8.17	15,30	12,24	1743.92	871,97	2668,22	20823,92	17550,85	0,0025
02	6.58	8.17	18,36	15,30	2131.46	1065,75	3261,19	18155,7	11940,36	0,0025
01	6.58	8.17	21,42	18,36	2565.38	1282,71	3925,09	14894,51	7137,28	0,0025
RDC	6.58	6.13	24,48	21,42	2906.53	1453,29	5929,42	10969,42	2599,28	0,0025
S-sol	6.58	8.17	27,54	24,48	3294.07	1647,06	5040,00	5040,00	844,97	0,0025

Tableau IV-5) Inertie fictive sens transversal:

NIV	$\sum K_{tn}$	$\sum K_{pn}$	M_n	M_{n+1} t.m	$E\theta_n$ t/m^2	$E\Psi_n$ t/m^2	$\Delta_n t/m$	$\sum \Delta_i t/m$	f_i m	I_{ei} m^4
07	0.016	0,00523	3,06	0	24,37	60,94	186,47	10319.14	41644,766	0.012
06	0.016	0,00523	6,12	3,06	73,13	134,07	410,25	10132.67	36004,904	0.012
05	0.016	0,00523	9,18	6,12	121,89	207,21	634,06	9722.42	30447,889	0.016
04	0.016	0,00523	12,24	9,18	170,65	280,34	857,84	9088.36	24981,606	0.016
03	0.016	0,00523	15,30	12,24	219,40	353,48	1081,64	8230.52	19692,052	0.012
02	0.016	0,00523	18,36	15,30	268,16	426,62	1305,45	7148.88	14693,762	0.012
01	0.016	0,00523	21,42	18,36	316,92	499,76	1529,26	5843,43	10130,037	0.016
RDC	0.016	0,0039	24,48	21,42	365,67	572,88	2337,35	4314.17	6172,760	0.016
S-sol	0.016	0,00523	27,54	24,48	414,43	646,02	1976,82	1976,82	3022,489	0.016

c) Inerties moyennes des portiques:**Tableau IV-6) Inertie moyennes sens longitudinal :**

NIVEAU	07	06	05	04	03	02	01	RDC	S-sol
$I_{ey}(m^4)$	0.0025	0.0025	0.0025	0.0025	0.0025	0.0025	0.0025	0.0025	0.0025
$I_{moy}(m^4)$									

Tableau IV-7) Inertie moyennes sens transversal:

NIVEAU	09	08	07	06	05	04	03	02	01	RDC
$I_{ey}(m^4)$	0.012	0.012	0.016	0.016	0.012	0.012	0.016	0.016	0.012	0.012
$I_{moy}(m^4)$	0,015									

d) Comparaison des inerties des voiles et des portiques:**Tableau IV-8) pourcentage des inerties sens longitudinal:**

	$I_{moy\text{parniveau}}(m^4)$	%departicipation
Portiques	1.21	27.20%
Voiles	3.24	72.80%
Somme	4.45	100%

Tableau IV-9) pourcentage des inerties sens transversal:

	$I_{moy\text{parniveau}}(m^4)$	%departicipation
Portiques	1.85	44.26%
Voiles	2.33	55.74%
Somme	4.18	100%

Conclusion :

En examinant les résultats obtenus par cette étude au contreventement , nous avons constaté que :

- 1- Les portiques et les voiles travaillent conjointement aussi bien dans le sens transversal. Du fait que l'inertie des portiques dépasse les **25%**(tel que prévu par le RPA) de l'inertie totale de la structure, cela nous ramène à dire que nous avons **un contreventement mixte avec interaction voile-portique** dans le sens transversal.
- 2- Les portiques et les voiles travaillent conjointement aussi bien dans le sens longitudinal. Du fait que l'inertie des portiques dépasse les **25%**(tel que prévu par le RPA) de l'inertie totale de la structure, cela nous ramène à dire que nous avons **un contreventement mixte avec interaction voile-portique** dans le sens longitudinal

D'après le RPA, le système de contreventement pour le sens longitudinal et transversal est du type 4a : **portiques contreventés par des voiles avec interactions.**

D'où le coefficient de comportement $R=5$ (tableau 4.3.RPA99révisé2003).

Chapitre V

Modélisation et vérification des exigences de l'RPA

Chapitre VI

Ferraillage des éléments

VI -1 Ferrailage des poteaux

VI.1- Introduction :

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU. En procédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- $1,35G+1,5Q$ → à l'ELU.
- $G+Q$ → à l'ELS.
- $G+Q\pm 1.2E$ → RPA99 révisé 2003.
- $0,8G\pm E$ → RPA99 révisé 2003.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

VI.2- Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 :

1) Armatures longitudinales :

D'après le **RPA 2003(article 7.4.2)**, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Leur pourcentage minimal en zone sismique IIa est limité par:
 - $0,8\% \Rightarrow A_{min}=0.008(b \times h)$.

- S-S ; RDC, 1^{er} étage : (40x40) $\Rightarrow A_{min}= 0.008 (40 \times 40) = 12,8 \text{ cm}^2$.
- Etages (2; 3 ;4) : (35x35) $\Rightarrow A_{min}= 0.008 (35 \times 35) = 9,8 \text{ cm}^2$.
- Etages (5; 6;7) : (30x30) $\Rightarrow A_{min}= 0.008 (30 \times 30) = 7,2 \text{ cm}^2$.

- Leur pourcentage **maximal** sera de :

- **4% en zone courante (0.04 x b x h).**

- S-S ;RDC, 1^{er} étage : (40x40) $\Rightarrow A_{min}= 0.04 (40 \times 40) = 64 \text{ cm}^2$.
- Etages (2; 3 ;4) : (35x35) $\Rightarrow A_{min}= 0.04 (35 \times 35) = 49 \text{ cm}^2$.
- Etages (5; 6;7) : (30x30) $\Rightarrow A_{min}= 0.04 (30 \times 30) = 36 \text{ cm}^2$.

- **6% en zone de recouvrement (0.06 x b x h).**

- S-S ;RDC, 1^{er} étage : (40x40) $\Rightarrow A_{min}= 0.06 (40 \times 40) = 96 \text{ cm}^2$.
- Etages (2; 3 ;4) : (35x35) $\Rightarrow A_{min}= 0.06 (35 \times 35) = 73,5 \text{ cm}^2$.
- Etages (5; 6;7) : (30x30) $\Rightarrow A_{min}= 0.06 (30 \times 30) = 54 \text{ cm}^2$.

- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de: 40ϕ en zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm en zone IIa.

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud **poutre-poteaux** proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent

- Les poteaux sont soumis à un effort normal « **N** » et à un moment de flexion « **M** » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée à l'ELU. On passe ensuite aux vérifications à l'ELS. Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

2) Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$$

V_u: effort tranchant de calcul.

h_t: hauteur totale de la section brute.

f_e: contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a: coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égal 2,5 si l'élançement géométrique (λ_g) dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire .

A_t: armatures transversales.

S_t : espacement des armatures transversales. Par ailleurs la valeur maximale de l'espacement S_t est fixée comme suit:

- **dans la zone nodale :**
t ≤ min (10Φ1 ; 15cm) en zone Iia
- **dans la zone courante :**
t' ≤ 15Φ1 en zone IIa

Où Φ1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

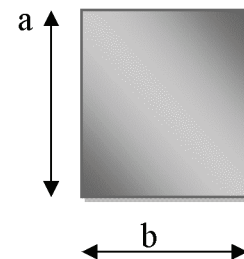
λ_g : L'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad ; \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

L_f: la longueur de flambement des poteaux. b

(a, b) : dimensions de la section droite du poteau.

Avec: $l_f = 0.7 \times h_0$



-La quantité **d'armatures transversales minimales** $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme

suite :

Si λ_g ≥ 5 0,3%

Si $\lambda_g \leq 3$ 0.8%

Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs limites précédente.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi_{\text{minimum}}$.

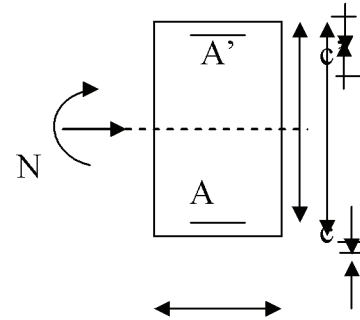
VI.3-) Exposé de la méthode de calcul :

Etape de calcul en flexion composée : d h

❖ **Calcul des armatures longitudinales :** M_u

- calcul de centre de pression $e_u = \frac{M_u}{N_u}$

Deux cas peuvent se présenter : b



a) Section partiellement comprimée (SPC) :

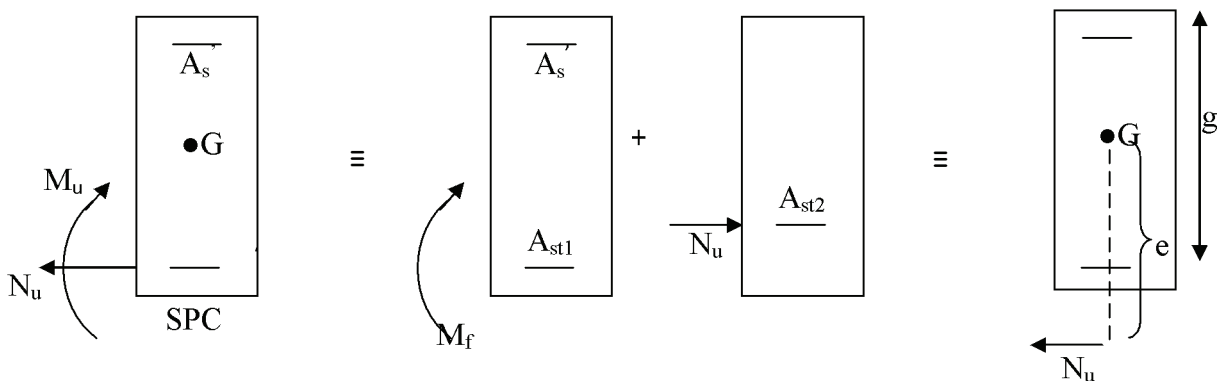
La section est partiellement comprimée si l'une des conditions est vérifiée :

- $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$

- $N_u(d - c) - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc}$

M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures inférieures.

Avec : $M_f = N_u \times g = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c + e\right) = M_u + N_u \frac{h}{2} - c$



En flexion simple la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} \quad \text{avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_s}$$

Si $\mu_1 < \mu_b = 0.392 L$ section est simplement armée (SSA).

$$A_s = \frac{M_f}{bd\sigma_s} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

D'où la section réelle est $A_s = \frac{M_f}{bd\sigma_s}$ avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ si l'effort est positif.

Si A_s est négative $A_s \geq \max \left\{ bh/1000, 0.23bhf_{t28}/f_c \right\}$

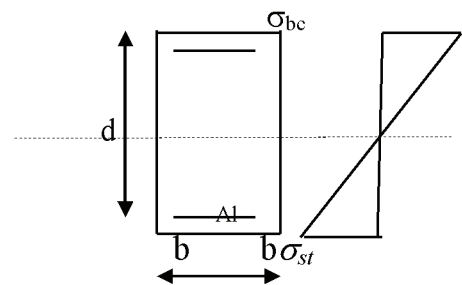
Si $\mu_l > \mu_b = 0.392$ → La section est doublement armée (SDA).

On calcul :

$$M_r = \mu_l b d^2 f_{bu} \quad \Delta M = M_f - M_{rA}$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.



$$A_l = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}} = \frac{M_f - M_r}{(d - c') \sigma_{st}} \quad \text{avec ; } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est $A_s = A' + A_s = A_l - N_u / \sigma_s$

b) Section entièrement comprimée (SEC) : La section est entièrement comprimée si

$$\bullet e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$\bullet N_u (d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}$$

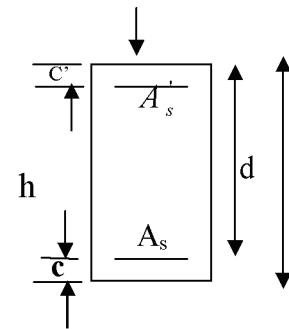
Deux cas peuvent se présenter :

$$1) \text{ Si } (0.337h - 0.81c) b h^2 f_{bc} < N_u (d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_s' = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A_s = 0$$

Avec
$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - 100 \cdot M_u}{100 \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$



2) Si $N_u(d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc}$

Les sections d'armatures sont :

$$A_s' = \frac{M_u - (d - 0.5h) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{(d - c') \sigma_{st}} ; A_s = \frac{N - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_{st}} - A_s'$$

Remarque : Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état

limite de stabilité de forme et la section d'armature sera $A = \frac{N_u - B \cdot f_{bc}}{\sigma_{st}}$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier

VI.4) Vérification à l'ELS :

Dans le cas de poteaux, il y a lieu de vérifier

➤ **état limite d'ouverture des fissures :**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

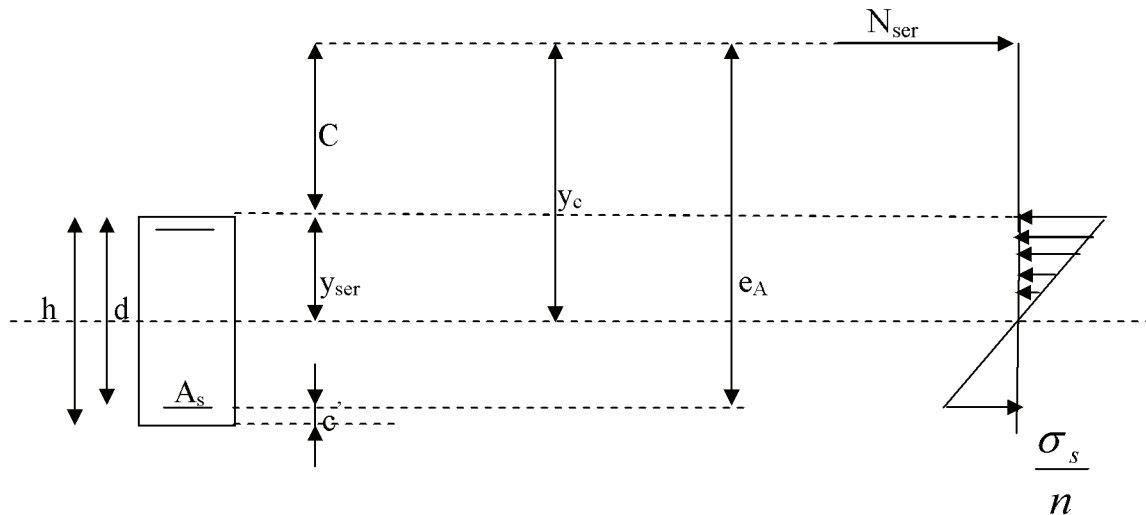
➤ **état limite de compression du béton : [BAEL 99A.4.5.2]**

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

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow \text{section entièrement comprimée.}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

➤ *Section partiellement comprimée :*



FigVI.85. Position de centre de pression.

Y_c : La distance de l'axe neutre au centre de pression (C_p) comportée positivement avec effort normal N_{ser} de compression.

C : La distance de centre de pression (C_p) à la fibre la plus comprimée.

$$C = d - e_A$$

Si $N_{ser} < 0$: quel que soit la position du centre de pression à l'intérieur ou à l'extérieur de la section.

$C < 0$ si $e_A > d$ (C à l'extérieur de la section, voir la figure ci-dessus)

Si $N_{ser} > 0$

$C > 0$ si $e_A > d$ (C_p à l'intérieur de la section, voir la figure ci-dessus)

On pose $y_{ser} = y_c + c$; $0 \leq y_{ser} \leq d$

$$tq : e_A = \frac{M_u}{N_u} + \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

En écrivant le bilan des efforts appliqués à la section on montre que y_c est solution de :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

Avec :

$$p = -3c^2 - \frac{90A_s'}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - c_p) \quad ; \quad q = -2c^3 - \frac{90A_s'}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - c_p)^2$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

On calcul :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ On calcul $\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{|p|}}$; $a = \sqrt{\frac{|p|}{3}}$

Après on choisit une solution qui convient parmi les trois suivantes :

1) $y_c = a \cos\left(\frac{\varphi}{30}\right)$ 2) $y_c = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right)$ 3) $y_c = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right)$;

Si $\Delta > 0 \longrightarrow$ alors il faut calculer : $Z = t^{1/3} \longrightarrow y_c = Z \times \frac{p}{3.Z}$

• **Calcul des contraintes :**

Hypothèse caractéristique à l'ELS :

H₁ : les sections droites restent planes après déformation, pas de glissement relatif entre l'acier et le béton.

H₂ : le béton tendu est négligé.

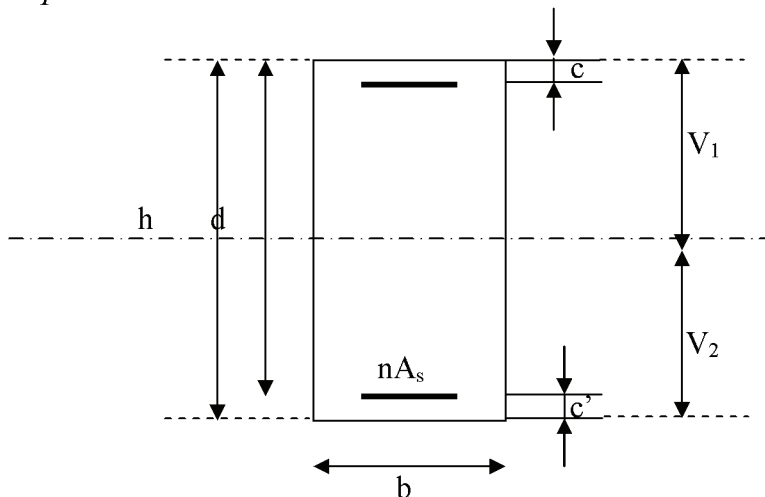
H₃ : les matériaux restent dans leur domaine élastique.

$$\varepsilon_{bc} = E_b \varepsilon_s \quad ; \quad \varepsilon_{st} = E_s \varepsilon_s$$

• **Le moment d'inertie de la section est donné par rapport à l'axe neutre :**

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + 15 \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right]$$

$$\sigma_{bc} = \frac{V_1 \times N_s}{I} \times V_2 \leq \bar{\sigma}_{bc}$$



FigVII.86. Section homogénéisée de béton.

La section rendue homogène c a d la section obtenue en négligeant le béton tendu et en amplifiant quinze fois la section des armatures.

Nous avons alors : $k = \frac{N_{ser} y_{ser}}{I} = tg\alpha$; $\sigma_b = nk(d - y_{ser})$ avec $n = 15$

il faut vérifier $\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc}$

La section est effectivement partiellement comprimée si $\sigma_b \geq 0$ si non on recommence le calcul avec la section entièrement comprimée.

❖ Section entièrement comprimée :

-La section totale homogène est : $S = bh + n(A_s + A'_s)$.

-Le moment d'inerties de la section totale homogène :

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15[A_s(V_2 - c')^2 - A'_s(N_1 - c')^2]$$

On doit vérifier alors :

$$\sigma_{b1} = \left(\frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_1 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \sigma_{b2} = \left(\frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_2 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}.$$

Puisque : $\sigma_{b1} \geq \sigma_{b2}$ donc il suffit de vérifier $\sigma_{b1} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

N_s : effort de compression à l'ELS.

M_s : Moment fléchissant à l'ELS.

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible)

VII.5) Ferrailage des poteaux

Les armatures longitudinales :

Les résultats du ferrailage sont donnés dans les tableaux suivants l'aide de logiciel SOCOTEC

➤ Résumé du ferraillage :

section	Choix d'armatures	A_{\min} (cm ²)	$A_{\text{adoptée}}$
40x40	4HA16+4HA14	12.8	14.20
35x35	8HA14	9.8	12.32
30x30	4HA14+4HA12	7.2	10.68

VIII.6) Vérification à ELS :

Les résultats sont donnés par le tableau suivant avec l'aide de logiciel SOCOTEC

VIII.7) Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

➤ **Calcul de l'élanement :**

➤ L'élanement λ_g est donné par la relation : $\lambda_g = \frac{l_f}{i}$ tq : $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \frac{\sqrt{12}}{h} l_f$

Telle que : $l_f = 0.7 h_0$.

h: longueur libre du poteau.

h=408cm pour le Poteau RDC,

h=306 cm pour les Poteaux de (étages courants).

- Poteaux (30X30) : $\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{30} \times 0.7 \times 306 = 24.73$ (On prend le cas le plus défavorable pour h).
- Poteaux (40 x 40) : $\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0.7 \times 408 = 24.73$.
- Poteaux (35 x 35) : $\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{35} \times 0.7 \times 306 = 21,20$.

remarque que : $\lambda_g > 5$ donc $\rho_a = 2.5$

$$\frac{A}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} \quad (\text{RPA 2003 Art 7.4.2.2})$$

- V_u : l'effort tranchant de calcul

- h : hauteur totale de la section brute

- ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

- t : est l'espacement des armatures transversales.

➤ **Diamètre des aciers :**

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_t^{\max}}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{20}{3} = 6,66\text{mm}$$

Soit $\Phi_t = 8\text{mm}$ On adopte $4\text{HA}8 = 2,01\text{ cm}^2$

➤ **Espacement des armatures :**

-En zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\Phi^{\min}, 15\text{cm}) \implies S_t \leq \min(10 \times 1,4, 15) = 14\text{cm} \implies S_t = 10\text{ cm}$$

❖ L'effort tranchant max :

$$V_u = 52,98\text{KN} \Rightarrow A_t = \frac{2,5 \times 52,98 \times 10^3 \times 10}{45 \times 400 \times 10^2} = 0,73\text{cm}^2$$

-En zone courante :

$$S_t' \leq 15\Phi^{\min} = 15 \times 1,4 = 21\text{cm} \implies t' = 15\text{cm}$$

❖ L'effort tranchant max :

$$V_u = 52,98\text{KN} \Rightarrow A_t = \frac{2,5 \times 52,98 \times 10^3 \times 15}{45 \times 400 \times 10^2} = 1,10\text{cm}^2$$

➤ **Vérification de la quantité d'armatures :**

✓ **En zone nodale :**

-Poteau de (30X30) cm^2 $A_t = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9\text{cm}^2$

-Poteau de (40X40) cm^2 $A_t = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2\text{ cm}^2$

-Poteau de (35X35) cm^2 $A_t = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05\text{ cm}^2$

✓ **En zone courante :**

- Poteau de (30x30) cm^2 $A_t = 0,3\% \times S_t' \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35\text{cm}^2$

-Poteau de (40X40) cm^2 $A_t = 0,3\% \times S_t' \times b = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,800\text{ cm}^2$

- Poteau de (35X35) cm^2 $A_t = 0,3\% \times S_t' \times b = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,575\text{cm}^2$

Les armatures transversales des poteaux seront composées d'un cadre $4\text{HA}8=2,01\text{cm}^2$

➤ *Longueur de recouvrement :*

$$L = 40\Phi_{\max} = 40 \times 20 = 80 \text{ cm}$$

➤ *Délimitation de la zone nodale*

$$L' = 2xh \text{ Poteau}$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right\} \text{ Poteau}$$

Avec :

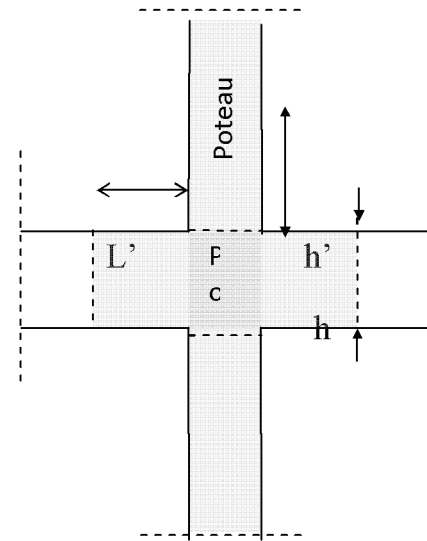
h : hauteur de la poutre. Poutre

b₁ et h₁ : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.

$$h' = \max \left\{ \frac{(408-40)}{6}; 45; 45; 60 \right\}$$

$$h' = \max \left\{ 61,33; 45; 45; 60 \right\} = 65 \text{ cm}$$



la zone nodale

➤ *Vérification de l'effort tranchant :*

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \cdot f_{c28} \quad ; \quad \tau_b = \frac{52,98 \times 10^3}{450 \times 410} = 0.28 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa} > \tau_b = 0.28 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

VI.2 Ferrailage des poutres :

VI.2.1 Introduction :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple et vérifiées à L'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$: à L'ELU.
- $G + Q$: à L'ELS.
- $G + Q \pm E$: RPA99 révisé 2003.
- $0.8G \pm E$: RPA99 révisé 2003.

VI.2.2 Recommandations du RPA99 :

1. Armatures longitudinales :

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0.5% en toute section.

- Poutre principales : $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6.00 \text{ cm}^2$.
- Poutre secondaire : $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$.

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

Poutres principales : $A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 30 = 48 \text{ cm}^2$ (en zone courante).

$$A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 30 = 72 \text{ cm}^2 \text{ (en zone de recouvrement).}$$

Poutres secondaires : $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$ (en zone courante).

$$A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 \text{ (en zone de recouvrement).}$$

- 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 :

$$A_t = 0.003 S_t \cdot b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \phi\right) \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement.}$$

Avec : Φ Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

- Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

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.

On calcule le moment réduit : $\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$; $\mu_b = \frac{M_{ACC}}{bd^2 f_{bc}}$

- **cas courant**

M_u : Moment supporté par la section.

$$f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b \theta}, \quad \theta = 1$$

$$\gamma_b = 1.50 \Rightarrow f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}, \quad \gamma_s = 1.15 \Rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Si

$\mu_b \leq \mu_l = 0.392$ 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.

- **cas accidentel**

M_{ACC} : Moment supporté par la section.

$$f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b \theta}, \quad \theta = 0.85$$

$$\gamma_b = 1.15 \Rightarrow f_{bc} = 21.74 \text{ MPa}$$

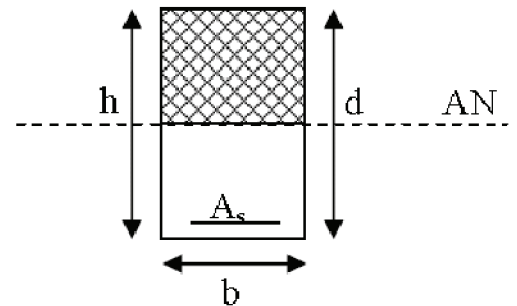
$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}, \quad \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_{st} = 400 \text{ MPa}$$

$\mu_b \leq \mu_l = 0.379$ la section est simplement armée c.-à-d. la section

ne comprendra que les aciers tendus alors :

$$A_s = \frac{M_{ACC}}{\beta d \sigma_s}$$

Si $\mu_b \geq \mu_l = 0.379 \Rightarrow$ la section est doublement armée c - à - d la section comprendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés.



On calcule :

$$M_r = \mu_r b d^2 f_{bc}$$

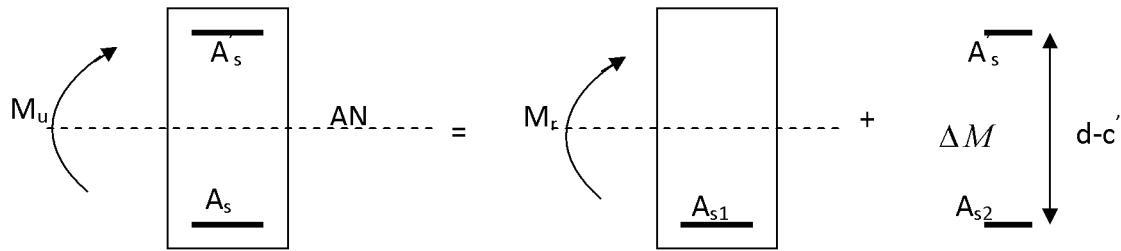
$$\Delta M = M_u - M_r$$

Avec : **M_r** : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

$$\text{Armatures tendues : } A_s = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

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. $\Delta M \leq 0.4M_u$ (ArtBAEL B.6.6, 1).

4. **Vérification à l'ELS :** Les états limites de service sont définis en tenant compte des amplifications de la durabilité de la construction.

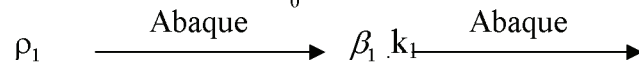
• **Etat limite de résistance de béton :**

Il faut vérifier la contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} = k \times \sigma_s \leq 0,6f_{c28} = \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$.

Avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$

(A : armatures adoptées à l'ELU)

On calcul: $\rho_1 = \frac{100A_{adopt}}{b_0 \cdot d}$



5. **Vérification du BAEL 91 :** Les vérifications à effectuer sont les suivantes :

• **Condition de non fragilité :** $A_{min} \geq 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

• **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 :*

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_s} f_{c28}, 5\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa. (Fissuration peu nuisible).}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

- *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 :*

$$\frac{A_s f_e}{\gamma_s} \geq \left[V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right]$$

6. *Etat limite de déformation :* Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

- 1) $\frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16}$. avec L : 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.
- 3) $\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{F_e}$. M_0 : Moment isostatique.

A : section d'armatures tendues.

Remarque :

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,167	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.48	1	400	400

VI.3. Ferrailage des poutres principales :*En travée :*

niv	Comb	M_t^{\max} (KN.M)	μ	β	OBS	A_s CM ²	Ferrailage	As adoptée
7	ELU	88,05	0,150	0,918	SSA	7,44	3HA14+2HA12	6,88
6	ELU	89,54	0,153	0,917	SSA	7,58	3HA14+2HA12	
5	ELU	90,45	0,155	0,916	SSA	7,66	3HA14+2HA12	
4	ELU	85,20	0,146	0,921	SSA	6,82	3HA14+2HA12	
3	ELU	80,95	0,138	0,925	SSA	6,79	3HA14+2HA12	
2	ELU	81,84	0,140	0,924	SSA	6,87	3HA14+2HA12	
1	ELU	94,68	0,162	0,911	SSA	8,07	3HA14+2HA12	
RDC	ELU	95,46	0,160	0,912	SSA	8,12	3HA14+2HA12	

*TableauVII2.1 : Ferrailage des poutres principales en travée**Aux appuis : (G+Q+_E)*

niv	Comb	M_t^{\max} (KN.M)	μ	β	OBS	A_s CM ²	Ferrailage	As adoptée
7	$G+Q+_E$	58,05	0,099	0,948	SSA	4,75	3HA14+3HA14	9,24
6	$G+Q+_E$	61,72	0,105	0,945	SSA	5,07	3HA14+3HA14	
5	$G+Q+_E$	62,36	0,106	0,944	SSA	4,82	3HA14+3HA14	
4	$G+Q+_E$	58,67	0,100	0,947	SSA	5,39	3HA14+3HA14	
3	$G+Q+_E$	65,82	0,112	0,940	SSA	5,43	3HA14+3HA14	
2	$G+Q+_E$	65,21	0,111	0,942	SSA	5,37	3HA14+3HA14	
1	$G+Q+_E$	81,76	0,140	0,925	SSA	6,86	3HA14+3HA14	
RDC	$G+Q+_E$	80,72	0,138	0,924	SSA	6,78	3HA14+3HA14	

TableauVI: 2-2 Ferrailage des poutres principales en appuis

*VI.4. Ferrailage des poutres secondaires:
en travée :*

niv	Comb	M_t^{\max} (KN.M)	μ	β	OBS	A_s CM ²	Ferrailage	As adoptée
7	ELU	33,65	0,108	0,943	SSA	3,79	3HA14	4,62
6	ELU	25,40	0,081	0,958	SSA	2,82	3HA14	
5	ELU	26,30	0,084	0,956	SSA	2,92	3HA14	
4	ELU	23,01	0,074	0,962	SSA	2,54	3HA14	
3	ELU	22,7	0,073	0,963	SSA	2,50	3HA14	
2	ELU	23,06	0,074	0,962	SSA	2,55	3HA14	
1	ELU	19,65	0,063	0,968	SSA	2,16	3HA14	
RDC	ELU	19,87	0,063	0,968	SSA	2,18	3HA14	

Tableau VI.3 .1: Ferrailage des poutres secondaires en travées(ELU)

Aux appuis :

niv	Comb	M_t^{\max} (KN.M)	μ	β	OBS	A_s CM ²	Ferrailage	As adoptée
7	$(G+Q+_{-}E)$	41,8	0,103	0,946	SSA	4,09	3HA14+2HA12	6,88
6	$(G+Q+_{-}E)$	53,18	0,131	0,930	SSA	5,29	3HA14+2HA12	
5	$(G+Q+_{-}E)$	52,25	0,129	0,931	SSA	5,19	3HA14+2HA12	
4	$(G+Q+_{-}E)$	56,25	0,139	0,925	SSA	5,63	3HA14+2HA12	
3	$(G+Q+_{-}E)$	57,97	0,143	0,923	SSA	5,81	3HA14+2HA12	
2	$(G+Q+_{-}E)$	50,39	0,124	0,934	SSA	4,99	3HA14+2HA12	
1	0,8G+E	41,11	0,101	0,947	SSA	4,01	3HA14+2HA12	
RDC	0,8G+E	40,9	0,101	0,947	SSA	4,00	3HA14+2HA12	

Tableau VI.4.1: Ferrailage des poutres secondaires en appuis

VI.5. Vérification de BAEL 91 :**VI.5.1. 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 (30×40) :

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 37,5 \times \frac{2.1}{400} = 1.35 \text{ cm}^2.$$

Pour les poutres secondaires (30×35)

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 32,5 \times \frac{2.1}{400} = 1,17 \text{ cm}^2.$$

⇒ La condition de non fragilité est vérifiée.

VI.5.2. Vérification de l'adhérence :

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

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} \quad ; \quad \sum U_i : \text{Somme des périmètres des barres, } \sum U_i = 3\pi\phi$$

➤ Sens principale :

$$\sum U_i = 3 \times 3.14 \times (1.4 + 1.4) = 26.37 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{103,35 \times 10}{0,9 \times 37,5 \times 26.37} = 1.16 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} > 1,16 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée,}$$

➤ Sens secondaire :

$$\sum U_i = 3 \times 3.14 \times (1.2 + 1.2) = 22.60 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{147,02 \times 10}{0,9 \times 32,5 \times 22.60} = 2,22 \text{ MPa.}$$

$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} > 2,22 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.}$

VI.5.3. Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \leq \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa. (Fissuration peu nuisible)} \quad \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa.}$$

➤ **Sens principale :**

$$V_u = T_{\max} = 103,35 \text{ KN.}$$

$$\text{Alors } \tau_u = \frac{103,35 \times 10}{30 \times 37,5} = 0,91 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Sens secondaire :**

$$V_u = T_{\max} = 147,02 \text{ KN.}$$

Alors :

$$\tau_u = \frac{147,02 \times 10}{30 \times 32,5} = 1,50 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VI.5.4. 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 :**

$$V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times 37,5 \times 30 \times \frac{25}{1,5} = 6750 \text{ KN.}$$

$$V_u = 103,02 \leq 6750 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens secondaire :**

$$V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times 32,5 \times 30 \times \frac{25}{1,5} = 5850 \text{ KN.}$$

$$V_u = 147,02 \leq 5850 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b) Influence sur les armatures :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right).$$

Avec : M_u en valeur algébrique.

Si $\left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) < 0 \Rightarrow$ la vérification n'est pas nécessaire.

$$\text{- Pour les poutres principales : } T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 103,02 - \frac{107,471}{0,9 \times 0,37} = -219,71 < 0$$

$$\text{- Pour les poutres secondaires : } T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 107,02 - \frac{86}{0,9 \times 0,32} = -191,59 < 0$$

\Rightarrow Donc aucune vérification n'est nécessaire.

b) Vérification du ferrailage des poutres principales en appuis à l'ELS :

NIV	M_s	A_s	ρ_1	β	α	K	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
7	99,35	9,24	0,54	0,890	0,330	0.03	326,51	9,79	15	Vérifiée
6	113,37	9,24	0,54	0,890	0,330	0.03	372,59	11,17		Vérifiée
5	108,84	9,24	0,54	0,890	0,330	0.03	357,70	10,73		Vérifiée
4	105,07	9,24	0,54	0,890	0,330	0.03	345,31	10,35		Vérifiée
3	103,9	9,24	0,54	0,890	0,330	0.03	341,46	10,24		Vérifiée
2	99,53	9,24	0,54	0,890	0,330	0.03	327,10	9,81		Vérifiée
1	122,53	9,24	0,54	0,890	0,330	0.03	369,83	11,09		Vérifiée
RDC	99,35	9,24	0,54	0,890	0,330	0.03	326,51	9,79		Vérifiée

c) Vérification du ferrailage des poutres secondaires en travée à l'ELS :

NIV	M_s	A_s	ρ_1	β	α	K	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
7	25,44	4,62	0,470	0,876	0,470	0.03	232,813	6,98	15	Vérifiée
6	17,19	4,62	0,470	0,876	0,470	0.03	161,248	4,83		Vérifiée
5	17,65	4,62	0,470	0,876	0,470	0.03	161,52	4,84		Vérifiée
4	16,02	4,62	0,470	0,876	0,470	0.03	146,6	4,39		Vérifiée
3	15,8	4,62	0,470	0,876	0,470	0.03	144,59	4,33		Vérifiée
2	16,06	4,62	0,470	0,876	0,470	0.03	146,97	4,40		Vérifiée
1	13,8	4,62	0,470	0,876	0,470	0.03	126,29	3,78		Vérifiée
RDC	13,99	4,62	0,470	0,876	0,470	0.03	128,02	3,84		Vérifiée

d) Vérification du ferrailage des poutres secondaires en appuis à l'ELS :

NIV	M_s	A_s	ρ_1	β	α	K	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
7	25,41	6,88	0,716	0,890	0,369	0,04	112,15	4,48	15	Vérifiée
6	27,64	6,88	0,716	0,890	0,369	0,04	121,99	4,87		Vérifiée
5	24,68	6,88	0,716	0,890	0,369	0,04	226,55	9,06		Vérifiée
4	22,23	6,88	0,716	0,890	0,369	0,04	98,12	3,92		Vérifiée
3	19,24	6,88	0,716	0,890	0,369	0,04	84,92	3,39		Vérifiée
2	18,63	6,88	0,717	0,890	0,369	0,04	82,23	3,28		Vérifiée
1	24,58	6,88	0,716	0,890	0,369	0,04	108,49	4,33		Vérifiée
RDC	20,57	6,88	0,716	0,890	0,369	0,04	90,79	3,63		Vérifiée

VI.7. Vérification du RPA99 révisé 2003 :**VI.7.1. Espacement d'armatures :****➤ Sens principale :**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_L\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}; 12 \cdot 1,4\right) = 10\text{cm} \quad \text{Soit à prendre } S_t = 10\text{cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20\text{cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 15\text{cm}.$$

➤ Sens secondaire :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_L\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1,2\right) = 8,75\text{cm}. \quad \text{Soit } S_t = 7\text{cm}.$$

$$\text{Zone courante : } S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5\text{cm} \quad \text{soit } S_t = 15\text{cm}.$$

VI.7.2. Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_L \leq \min\left(\frac{h}{35}; \Phi_{\text{lim}}; \frac{b}{10}\right)$$

➤ Sens principal :

$$\Phi_L \leq \min\left(\frac{40}{35}; \Phi_{\text{lim}}; \frac{30}{10}\right) \Rightarrow \Phi_L \leq \min(1,14; 1,4; 3) = 1,14\text{cm}$$

On prend : $\Phi_L = 8\text{mm}$

➤ Sens secondaire :

$$\Phi_L \leq \min\left(\frac{35}{35}; \Phi_{\text{lim}}; \frac{30}{10}\right) \Rightarrow \Phi_L \leq \min(1; 1,2; 3) = 1\text{cm}$$

On prend : $\Phi_L = 8\text{mm}$

Soit un cadre et un étrier de $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$.

VI.7.3. Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\text{min}} = 0,003 \times S_t \times b$$

➤ *Sens principal :*

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.90 \text{ cm}^2$$

➤ *Sens secondaire :*

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 7 \times 30 = 0.63 \text{ cm}^2$$

$A_t^{\text{adop}} \geq A_t^{\min} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

❖ *Délimitation de la zone nodale*

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm} \right\}$$

h : hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.

On aura :

$$h' = 60 \text{ cm}$$

$$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm} \dots \dots \text{poutres principales.}$$

$$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm} \dots \dots \text{poutres secondaires.}$$

❖ *Longueur de scellement droite des barres : [Art A.6.1.23/BAEL91 modifiées99]*

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \text{ avec } \tau_{su} = 0,6 \psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

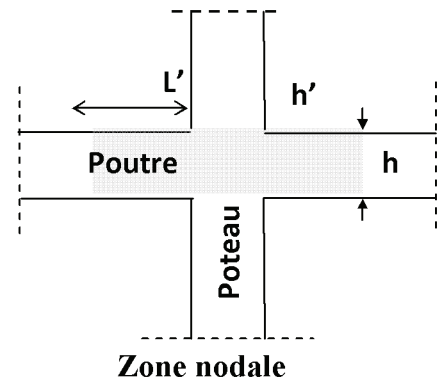
Pour les $\phi 12$: $l_s = 42.33 \text{ cm}$

Pour les $\phi 14$: $l_s = 49.38 \text{ cm}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, La longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à $0,4 l_s$ pour les barres à haute adhérence.

Pour les $\phi 12$: $l_c = 16.93 \text{ cm}$

Pour les $\phi 14$: $l_c = 19.75 \text{ cm}$



VI.7.4. Disposition constructive :

Conformément au CBA 93 annexe E₃, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est 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 prolongées 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.

VI.3. Ferrailage des voiles :**VI.3.1. Introduction :**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales ; donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

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

Nous allons ferrailer par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de Ferrailage pour un certain nombre de niveaux.

- Zone I : S-SOL RDC et 1^{er} niveau
- Zone II : du 2^{ème} au 4^{ème} niveau
- Zone III : du 5^{ème} au 7^{ème} niveau

VI.1.2. Les combinaisons des actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL 91} \quad \left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \quad \text{ELU} \\ G + Q \quad \text{ELS} \end{array} \right.$$

$$\text{Selon le RPA version 2003} \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0.8G + E \end{array} \right.$$

1-Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les Plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I} \end{array} \right. \quad \text{Avec : } B : \text{ section du béton.}$$

I : moment d'inertie du trumeau.

V et V' : bras de levier ; $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) est donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec :

he : hauteur entre nus de planchers du voile considéré ;

Lt : longueur tendue.

Lc : la longueur de la zone comprimée ;

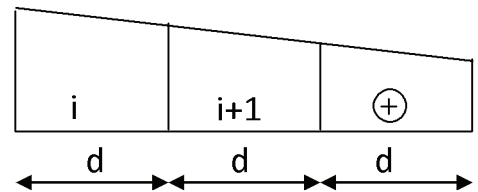
$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

$$L_t = L - L_c$$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues ci-dessous :

❖ *Section entièrement comprimée :*

$$\begin{cases} N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e \\ N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e \end{cases}$$



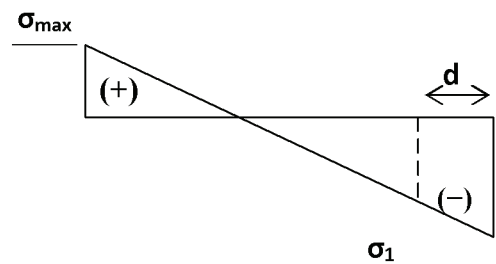
Avec :

e : épaisseur du voile

❖ *Section partiellement comprimée:*

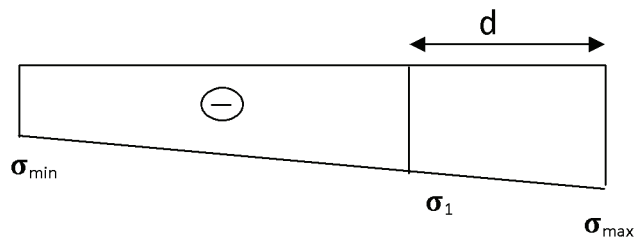
$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



❖ *Section entièrement tendue :*

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



2-Calcul des sections d'armatures verticales:

- **Section entièrement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du voile

σ_{s2} : Contrainte de l'acier à 2 ‰ = 348 MPa

- **Section partiellement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

σ_{s10} : Contrainte de l'acier = 348 MPa

- **Section entièrement tendue :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

σ_{s2} : Contrainte de l'acier à 10 ‰ = 348 MPa

VI.1.3) Armatures minimales :

- **Compression simple**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad (\text{Art A .8.1; 21BAEL91 modifiés 99})$$

$$0,2\% \leq A_v = \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5\%$$

- **Traction simple**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{B f_{t28}}{f_e}; 0,15\% B \right\}$$

Avec :

B : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

VI.1. 4. Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

- D'après le BEAL 91 :
$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

- D'après le RPA99 (version 2003) :
$$A_H \geq 0.15 \% \cdot B$$

B : la section du béton

A_v : section d'armature du béton

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

VI.1.5. Armatures transversales (article 7.7.4.3 du RPA 2003) :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

VI.1.6. Armatures de coutures : (Art 7.7.4.3 RPA 2003).

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}$$

Avec : $V = 1.4 T$

T : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

VI.1.7. Armatures de Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$.

VI.1.7.1. Disposition constructives :

- **Espacement :**

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA99 (version 2003), l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 0.1 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm .

- **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

- ✓ 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- ✓ 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Diamètre maximal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $0,10$ de l'épaisseur du voile.

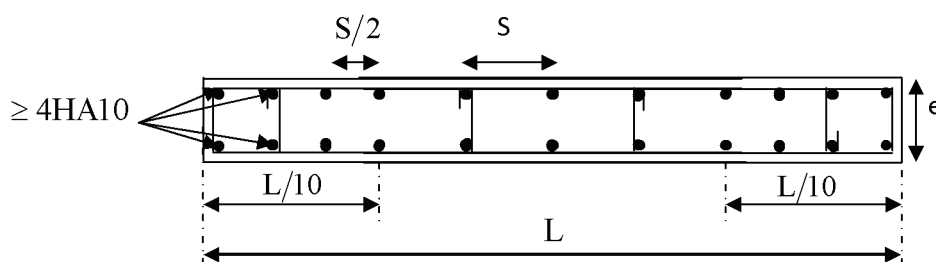


Fig VI.87: Disposition des armatures verticales dans les voiles

VI -2. Les vérifications :**VI.2.1. Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, il considère :

$$N_{\text{ser}} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

VI.2.2. Vérification de la contrainte de cisaillement :

- **D'après le RPA99 (version 2003) :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} \quad \text{Et : } V = 1.4 \cdot V_{u,\text{calcul}}$$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

- **D'après le BAEL 91 :**

Il faut vérifier que :

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

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

$$V = 1.4 \times V_{u,\text{calcul}}$$

Avec

τ_u : Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa} ; \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

❖ *Exemple de calcul :*

Soit à calculer le ferrailage d' un voile longitudinale $V_{LI}=3.80m$ sur la zone 1 ;SPC

1-)Caractéristiques géométriques

$$L = 3.80m , e = 0.2 m ; B = 0,76m^2$$

$$I = \frac{e \times l^3}{12} = 0,91 m^4$$

$$V = V' = \frac{l}{2} = 1.9 m$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{\max} = 3859.21KN/m^2 \\ \sigma_{\min} = -802.018KN/m^2 \end{array} \right\} \text{ La section est partiellement comprimée(SPC)}$$

Largeur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L = 1.23m$$

Largeur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c = 3.80 - 1.23 = 2.57m$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur(d)

$$\text{en prend : } d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

$$d_1 = 0,82m$$

1^{ère} bande :

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d) \sigma_{\max}}{L_t} = \frac{(2.57 - 0.82)}{2.57} \cdot 3859.21$$

$$\sigma_1 = 2627.86KN/m^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_1 + \sigma_{\max}}{2} \cdot d.e = 531.93KN$$

Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{825.33}{400 \times 10^{-1}} = 13.29 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min 1} \geq \max \left[\frac{B f_{t28}}{f_e}; 0,15\% B \right]$$

$$A_{\min 1} = 11.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{v1} = 13.29 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 11.40 \text{ cm}^2$$

Donc on doit ferrailer avec $A_{v1} \longrightarrow A_{v1} = 13.29 \text{ cm}^2$

2^{ème} bande :

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_{2,e} = 215.48 \text{ KN}$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = 5.38 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales :

$$A_{\min 2} \geq \max \left[\frac{B f_{t28}}{f_e}; 0,15\% B \right]$$

$$A_{\min 2} = 11.4 \text{ cm}^2$$

On a $A_{v2} = 5.8 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 11.40 \text{ cm}^2$

Donc on doit ferrailer avec A_{\min}

$$A_{\min} = 11.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} = 1.1 \times \frac{1,4 \times 254.49 \times 10}{400}$$

$$A_{vj} = 9.79 \text{ cm}^2$$

$A_1 = A_{v1} + A_{vj}/4 = 15.00 \text{ cm}^2$ on adopte 8HA16 = 16,08 cm² avec e = 13cm

$A_2 = A_{v2} + A_{vj}/4 = 7.9 \text{ cm}^2$ on adopte 6HA16 = 9,24 cm² avec e = 15cm

➤ *Armatures horizontales :*

D'après le BAEL 91 :

$$AH=0,15\%B =11,4$$

Soit : 8HA12 = 9.04 cm²

➤ *Armature transversales :*

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

✓ *Vérification des contraintes :*

-Selon le BAEL 91 : $\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{254,49 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3700} = 0,38 MPa$

$$\tau_u = 0,38 MPa < \bar{\tau}_u = 0,15 \times \frac{25}{1,5} = 2,5 MPa$$

-Selon RPA 2003 : $\tau_b = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 254,49 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3700} = 0,53 MPa$

$$\tau_b = 0,53 MPa < \tau_b = 5 MPa$$

Vérification à l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15.A} \Rightarrow \sigma_b = \frac{-1709,41 \times 10^3}{0,76 \times 10^6 + 15 \times 16,08 \times 10^2} = -2,18 MPa$$

$$\sigma_b = -2,18 MPa \leq \bar{\sigma}_b = 15 MPa$$

➤ *Les résultats de calcul des voiles sont illustrés dans les tableaux suivants :*

Tableau : Ferrailage des voiles transversale (VT1)

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.8	3.8	3.8	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.76	0.76	0.76	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	3859.21	2917.48	1552.31	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-8020.18	-6609.7	-1543.78	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	254.49	185.53	157.9	
	L _t (m)	2.57	2.64	2.78	
	L _c (m)	1.23	1.16	1.02	
	d1(m)	0.82	0.77	1	
	d2 (m)	0.82	0.77	1	
	σ_1 [KN/m ²]	2627.86	2060.54	771.890	
	N (kN)	N ₁	531.93	383.76	232.42
		N ₂	215.48	106.054	77.189
	A _v (cm ²)	A _{v1}	13.29	9.59	2.92
		A _{v2}	5.38	2.76	0.97
	A _{vj} (cm ²)		9.79	7.14	6.08
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	15.00	11.37	4.44
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	7.9	5.24	2.49
	A _{min1} cm ²		11.4	11.4	11.4
	A _{min2} (cm ²)		11.4	11.4	11.4
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	16.08	12.32	9.05
		Bonde 2	9.05	6.28	16.08
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	8HA16	8HA14	8HA12
		Bonde 2	8HA12	8HA10	8HA10
	S _t (cm)	Bonde1	12cm	12cm	12cm
		Bonde 2	12cm	12cm	12cm
	A _{Hmin} =0.0015*B /bande		11.4	11.4	11.4
	A _H		5.15	3.38	2.83
Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA12/nappe (A=4,52cm ²)	4HA10/nappe (A=3,12cm ²)	4HA10/nappe (A=3,12cm ²)	
Vérification des contraintes	ep =25cm		(A=4,52cm ²)	(A=3,12cm ²)	(A=3,12cm ²)
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0.38	0.278	0.14
		τ_b (MPa)	0.53	0.390	0.860
	ELS	N _s (kN)	833.92	661.66	468.58
σ_b (MPa)		1.89	1.03	0.53	

Tableau : Ferrailage des voiles transversale (VT2)

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.14	2.14	2.14	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.42	0.42	0.42	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	6382.18	2086.6	875.33	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-9563.99	-1402.45	-1214.13	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	142.75	115.61	81.69	
	L _t (m)	1,29	1.22	1.24	
	L _c (m)	0.85	0.92	0.90	
	d1(m)	0.56	0.62	0.6	
	d2 (m)	0.56	0.62	0.6	
	σ_1 [KN/m ²]	3611.62	1689.72	1107.24	
	N (kN)	N ₁	559.96	462.98	306.22
		N ₂	202.25	104.76	66.43
	A _v (cm ²)	A _{v1}	13.99	11.57	7.65
		A _{v2}	5.05	2.61	1.66
	A _{vj} (cm ²)		5.49	3.17	2.25
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	15.36	12.36	8.2
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	6.42	3.40	2.22
	A _{min} (cm ²)		1.9	1.8	1.74
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	16.08	16.08	9.05
Bonde 2		9.05	6.28	6.28	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	8HA16	8HA16	8HA12
		Bonde 2	8HA12	8HA10	8HA10
	S _t (cm)	Bonde1	12 cm	12 cm	12cm
		Bonde 2	12cm	12cm	12cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		6.3	6.3	6.3
	A _H /nappe (cm ²)		1.9	1.8	1.70
	Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA10/nappe	4HA10/nappe	4HA10/nappe
ep =25cm		(A=3,12m ²)	(A=3.12cm ²)	(A=3.12cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0.214	0.488	0.723
		τ_b (MPa)	0.300	0.684	1.01
	ELS	N _s (kN)	-2010.3	-1126.19	-1035.26
σ_b (MPa)		4.80	3.19	-2.33	

Tableau : Ferrailage des voiles longitudinal (VL1)

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	0,9	0,9	0,9	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0,18	0,18	0,18	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	3049	1132.45	611.04	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-5019.92	-2378.45	-990.41	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	119.83	67.86	67.86	
	L _t (m)	0.57	0.63	0.93	
	L _c (m)	0.35	0.3	0.57	
	d1(m)	0.25	0.12	0.24	
	d2 (m)	0.25	0.12	0.24	
	σ_1 [KN/m ²]	2994.34	1623.38	585.72	
	N (kN)	N ₁	184.33	80.04	59.89
		N ₂	101.87	69.80	32.21
	A _v (cm ²)	A _{v1}	4.61	2.00	1.5
		A _{v2}	2.54	1.74	0.8
	A _{vj} (cm ²)		4.61	2.61	2.61
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	5.76	2.65	2.15
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	3.7	2.39	1.45
	A _{min} (cm ²)		0.52	0.8	1.52
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	9.05	4.71	4.71
		Bonde 2	6.28	4.71	4.71
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	8HA12	6HA10
Bonde 2			8HA10	6HA10	6HA10
S _t (cm)		Bonde1	10 cm	10 cm	10cm
		Bonde 2	15cm	15cm	15cm
A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		2.7	2.7	2.7	
A _H /nappe (cm ²)		4.77	1.26	1.26	
Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA10/nappe	4HA10/nappe	4HA10/nappe	
ep =20cm		(A=3,9cm ²)	(A=3.9cm ²)	(A=3.9cm ²)	
Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
contrainte	τ_u (MPa)	0.71	10.4	0.4	
	τ_b (MPa)	1.01	0.57	0.35	
ELS	N _s (Kn)	-274.96	-169.17	-65.15	
	σ_b (MPa)	1.28	0.85	0.32	

VL2

	Zones	Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1	1	1	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,2	0,2	0,2	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	4495.12	2220.27	729.89	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-6943.57	-2637.85	-2494.59	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	153.65	135.75	87.22	
	L _t (m)	0.67	0.87	0.62	
	L _c (m)	0.43	0.53	0,26	
	d1	0,38	0,17	0,19	
	d2 (m)	0,38	0,17	0,19	
	σ_1 [KN/m ²]	3471.785	1318.92	1247.29	
	N (kN)	N ₁	347.73	162.84	123.54
		N ₂	115.91	54.27	123.54
	A _v (cm ²)	A _{v1}	8.69	4.07	3.09
		A _{v2}	2.9	1.6	1.03
	A _{vi} (cm ²)	5.92	5.23	3.36	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	10.17	5.38	2.93
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	2.90	2.66	1.87
	A _{min} (cm ²)	3.51	4.57	3.28	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	12.32	6,79	4.71
Bonde 2		4.71	4,71	4,71	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	8HA14	6HA12	6HA10
		Bonde 2	6HA10	6HA10	6HA10
	S _t (cm)	Bonde1	12 cm	15 cm	15 cm
		Bonde 2	20cm	20cm	20cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande	2.45	2.47	2.37	
	A _H /nappe (cm ²)	2.31	1.70	1.70	
	Choix des barres/nappe (cm ²)	4HA10/nappe	4HA10/nappe	4HA12/nappe	
	ep =20cm	(A=3.14cm ²)	(A=3.14cm ²)	(A=3.14cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0,776	0.670	0.421
		τ_b (MPa)	1.086	0.939	0.590
	ELS	N _s (kN)	564.82	353.95	163.84
σ_b (MPa)		2.34	1.46	0.67	

VL3

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3	3	3	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,6	0,6	0,6	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	3797,55	2044.95	1758.28	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-7711,68	-2620.96	-2014.12	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	705,71	372.92	208.35	
	L _t (m)	1,85	1.75	1.66	
	L _c (m)	1,15	1.37	1.45	
	d1 (m)	0,77	0,6	0,46	
	d2 (m)	0,77	0,6	0,46	
	σ_1 [KN/m ²]	2216,73	1168.20	849.33	
	N (kN)	N ₁	463,06	443.33	274.89
		N ₂	170,65	91.12	59.45
	A _v (cm ²)	A _{v1}	11.58	11.2	6.87
		A _{v2}	4.26	3.12	2.8
	A _{vj} (cm ²)		27,16	14.35	8.02
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	18.29	14.78	8.875
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	11.05	6.7	4.805
	A _{min} (cm ²)		3,25	4,47	4,5
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	20,11	15,39	11,31
		Bonde 2	12,06	9,05	6,28
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	10HA16	10HA14
Bonde 2			8HA14	8HA12	8HA10
S _t (cm)		Bonde1	10 cm	10 cm	10 cm
		Bonde 2	15cm	15cm	15cm
A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		2.45	2.47	2.37	
A _H /nappe (cm ²)		2.31	1.70	1.70	
Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA10/nappe	5HA10/nappe	5HA12/nappe	
ep =20cm		(A=3,9cm²)	(A=3.9cm²)	(A=3.9cm²)	
Armature transversal		4 Epingles HA8/m²			
contrainte	τ_u (MPa)	0.88	0.66	0.37	
	τ_b (MPa)	1.23	0.92	0.52	
ELS	N _s (kN)	-794.65	-494.65	-196.61	
	σ_b (MPa)	1.16	0.29	0.30	

Chapitre VIII

Etude de l'infrastructure

VII-1) Introduction :

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

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

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultant de l'action du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondations selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

❖ Fondations superficielles :

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

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

❖ Fondations profondes :

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

- Les pieux.
- Les puits.

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante.

VII-2) Etude du sol de fondation :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude de sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de **2 bars** comme contrainte admissible du sol à une profondeur de 1.5 m.

a) Choix du type de fondation:

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder ;
- La nature du terrain et sa résistance ;

- Profondeur du bon sol ;
- Le tassement du sol ;
On optera pour des fondations superficielles ;

b) Dimensionnement des semelles :

1. Semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal « N_{ser} » qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \quad (\text{Poteau carré}).$$

$$\text{D'où } B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

Exemple: $N_{ser} = 1621,131 \text{ KN}$, $\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow B = 2,84 \text{ m}$

Remarque :

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

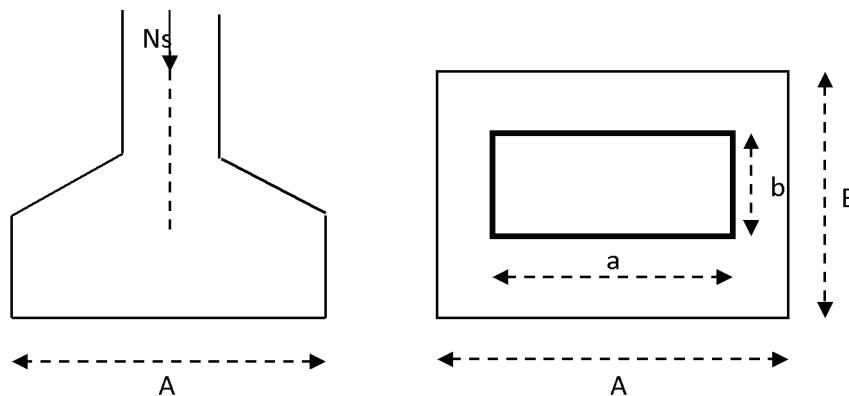


Fig VII-88) schéma d'une semelle

2. Semelles filantes :

2-1) Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B L}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 = 0,20 \text{ MPa}$)

B : Largeur de la semelle.

G et Q : charge et surcharge à la base du voile.

L : longueur de la semelle sous voile.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol} L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinal) :

Tableau VII-1) la surface des voiles transversaux :

Voiles	N _s (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VT1	595,94	3.8	0.78	2,97
VT2	674,53	2.14	1.58	3.79
				Σ= 6.76

Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversal) :

Tableau VII-2) la surface des voiles longitudinaux:

Voiles	N _s (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VL1	605,84	0.9	3.36	3
VL2	630,93	1	3.14	3,14
VL3	656,69	3	1.09	3,28
				Σ= 9.42

La surface des semelles filantes sous les voiles est : **S_v = 16.18m²**.

2-1) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

✓ Hypothèse de calcul :

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

✓ Etape de calcul :

– Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$

– Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

– Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$\begin{array}{l}
 \swarrow \\
 e < \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.} \\
 \searrow \\
 e > \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire.}
 \end{array}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \qquad q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) \qquad q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

Tableau VII-3) résumé de calcul :

Le calcul se fera pour le portique le plus sollicité :

Poteaux	N _s kn	e _i m	N _s x e _i Kn.m	Mi Kn.m
A	547,805	12,95	7094,07475	1,48
B	871,843	-10,95	-9546,68085	2,07
C	1253,59	7,6	9527,284	1,67
D	1281,671	-4,25	-5447,10175	1,43
E	1621,131	2,25	3647,54475	5,1
F	1601,734	-2,25	-3603,9015	-4,61
Somme	8463.486	/	1671.219	7.14

$$e = \frac{1671.219 + 7.14}{8463.486} = 0,2 \text{ m}$$

On a :

$$e = 0,2 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{14.4}{6} = 2.4 \text{ m}$$

⇒ Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{8463.486}{14.4} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.2}{14.4}\right) = 636.72 \text{ KN/m}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{8463.486}{14.4} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.2}{14.4}\right) = 538.76 \text{ KN/m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{8463.486}{14.4} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.2}{14.4}\right) = 612.23 \text{ kN/m}$$

✓ **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{612.23}{200} = 3.06m$$

On aura donc, $S = 3.06 \times 14.4 = 44.064 m^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 44.06 \times 5 = 220.3 m^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 176.25 + 16.18 = 236.48 m^2$$

La surface totale de la structure : $S_{bat} = 279.36 m^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{236.48}{279.36} = 0,80 = 80\%$$

$$S_t > 50 \% S_{bat}$$

La surface des semelles représente 60% de la surface totale de la structure.

✓ **Conclusion :**

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

VII-3) Etude du radier :

Ce 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 diminué de son poids propre.

Le radier présente les caractéristiques suivantes :

- Rigide dans son plan horizontal,
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol,
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels,
- Facilité de coffrage et le ferrailage ;
- Rapidité d'exécution.

VII-3-1) Pré dimensionnement du radier :

Selon la condition d'épaisseur minimale : la hauteur du radier doit avoir au moins

$$h_{min} \geq 25 \text{ cm.}$$

Selon la condition forfaitaire : $\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$ avec : $L_{max} = 3.8 \text{ m.}$

$$\frac{380}{8} \leq h \leq \frac{380}{5} \Rightarrow 47.5 \text{ cm} \leq h \leq 76 \text{ cm}, \text{ On opte pour } h = 80 \text{ cm.}$$

1) Dalle :

La dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{380}{20} = 19 \text{ cm} \Rightarrow h_d = 25 \text{ cm.}$$

2) Nervure :**✓ La hauteur de la nervure :**

La hauteur de la nervure doit satisfaire à la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{380}{10} = 38 \text{ cm} \quad h_n = 40 \text{ cm}$$

✓ Condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \text{ Ce qui nous conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{max}\right)^4 \frac{3 \times K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40 \text{ MPa}$ pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m).

E : Module de déformation longitudinale déferée. $E = 3700^3 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa.}$

L_{max} : Distance maximale entre nus des nervures.

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 3.8\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0,72 \text{ m}, \text{ On adopte pour } h = 100 \text{ cm}$$

✓ La largeur de la nervure :

$$0,4 \times h_n \leq b_n \leq 0,7 \times h_n \Rightarrow 0,4 \times 100 \leq b_n \leq 0,7 \times 100$$

$$\Leftrightarrow 40 \leq b_n \leq 70, \text{ On opte pour } b_n = 60 \text{ cm.}$$

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant:

- Hauteur des nervures: $h_r = 100 \text{ cm}$.
- Largeur de la nervure : $b_n = 60 \text{ cm}$.
- Hauteur de la dalle : $h_d = 25 \text{ cm}$.

3) Le débord :

Détermination des efforts :

a) Combinaison d'actions :

à l'ELU:

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 60009,11 \text{ KN.}$$

à l'ELS:

$$N_s = G + Q = 42111,66 \text{ KN.}$$

b) Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{2 \times \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{60009,11}{2 \times 200} = 150,02 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{42111,66}{200} = 210,55 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où : } S_{\text{rad}} = \max(S_{\text{nec}}^{\text{ELU}}; S_{\text{nec}}^{\text{ELS}}) = 210,55 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 380,15 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 210,55 \text{ m}^2$$

Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles de BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{h_n}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm}$$

Soit un débord de $L_{\text{deb}} = 50 \text{ cm}$.

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}} = 380,15 + 57,6 = 437,75 \text{ m}^2$

VII-3-2) Calcul des sollicitations à la base du radier :

➤ Poids de radier :

$G =$ Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

Poids de la dalle :

$$P_{\text{de la dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{\text{de la dalle}} = 437,75 \times 0,25 \times 25 = 2735,94 \text{ KN}$$

Poids des nervure:

$$P_{\text{nerv}} = b_n \cdot (h_n - h_d) \cdot L \cdot n \cdot \rho_b$$

$$=0,6 \times (1-0,25) \times [(14,4 \times 10) + (20 \times 5)] \times 25 = 2928 \text{ KN}$$

Poids de TVO :

$$\begin{aligned} P_{\text{TVO}} &= (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho \\ &= (437,75 - 214,5) \times (1 - 0,25) \times 17 = 2846,43 \text{ KN.} \end{aligned}$$

Poids de la dalle flottante:

$$\begin{aligned} P_{\text{dalle flottante}} &= S_{\text{rad}} \cdot e_p \cdot \rho_b \\ &= 437,75 \times 0,1 \times 25 = 1094,37 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$G_{\text{rad}} = 13142,12 \text{ KN}$$

$$\text{Surcharge du radier : } Q = 5 \times 548 = 2740 \text{ KN}$$

Poids total de la structure :

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{radier}} + G_{\text{sup}} = 34197,95 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{radier}} + Q_{\text{sup}} = 22425,83 \text{ KN}$$

VII-3- 3) Combinaison d'actions:➤ **Etat Limite Ultime :**

$$N_{u\text{total}} = 1,35G_{\text{tot}} + 1,5Q_{\text{tot}} = 79805,97 \text{ KN.}$$

➤ **Etat Limite de Service :**

$$N_{S\text{total}} = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 56623,78 \text{ KN.}$$

VII-3-4) Vérifications :❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm}; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 25 = 22,5 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_{u \text{ tot}} \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{79805,97 \times 1}{548} \times \frac{3,8}{2} = 276,69 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{276,69 \times 1000}{1000 \times 225} = 1,22 \text{ MPa}$$

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

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

❖ Vérification de la stabilité du radier :

a) Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 12,95 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 9,33 \text{ m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

b) Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{19,4 \times 14,4^3}{12} = 4827,34 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{14,4 \times 19,4^3}{12} = 8761,66 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

-Effort normal (N) du aux charges verticales.

-Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: 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 : $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \sigma_{sol}$

A l'ELS : $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

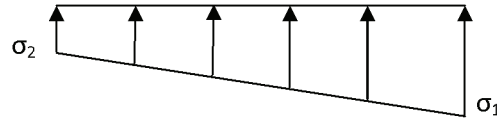


Fig. VII-2) : Diagramme des contraintes

	ELE			ELS		
constraints	σ_1	σ_2	σ_m	σ_1	σ_2	σ_m
Sense longitudinal	211.08	144.97	194.55	109.34	97	106.255
Sense transversale	167.24	115.9	154.41	128.84	77.5	116.005

➤ **Sens longitudinal :**

$M_x = 42346,57 + 1939,804 \times 1 = 44286,37 \text{ KN.m}$

✓ **A l'ELU:**

$$\sigma_1 = \frac{N_U}{S_{rad}} + \frac{M_X}{I_{YY}} \cdot X_G = \frac{79805,97}{548} + \frac{44286,37}{8761,66} \times 12,95 = 211,08 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_U}{S_{rad}} - \frac{M_X}{I_{YY}} \cdot X_G = \frac{79805,97}{548} - \frac{44286,37}{8761,66} \times 12,95 = 144,97 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 211,08 + 144,97}{4} = 194,55 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m = 194,55 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

D'après les résultats du tableau ci-dessus on trouve que les deux conditions sont vérifiées.

ELU : $\sigma_m < 1,33 \sigma_{sol}$

ELS : $\sigma_m < \sigma_{sol}$

➡ **Toutes les contraintes sont vérifiées.**

❖ **Vérification au poinçonnement : (Art. A.5.2.42/BAEL91)**

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

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).

h : hauteur de la nervure égale à 1m

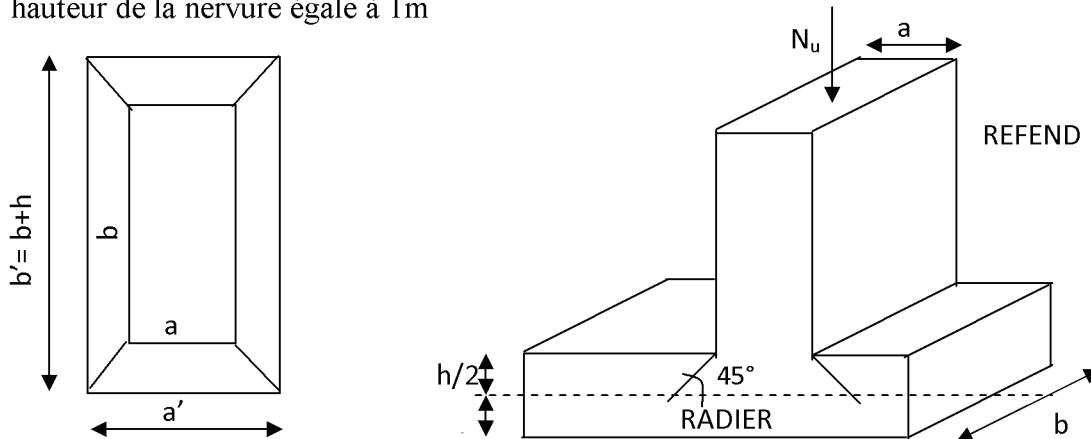


Fig. VII-3): Périmètre utile des voiles et des poteaux.

Calcul du périmètre utile μ_{cx}

Poteau (le poteau le plus sollicité) :

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,50 + 0,50 + 2 \times 1) = 6m$$

$$N_u = 2244,945KN$$

$$N_u < \frac{0.045 \times 6 \times 1 \times 25000}{1.5} = 4500KN \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Voile (le voile le plus sollicité):

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0.2 + 3.7 + 2 \times 1) = 11,80m$$

$$N_u = 1602,72KN$$

$$N_u < \frac{0.045 \times 11,8 \times 25000}{1.5} = 8850KN \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique $\geq \alpha \cdot S_{\text{rad}} \cdot \gamma_w \cdot Z$

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 ($h = 1.50m$)

$$P = 21055,83 \text{ KN} \geq 1.5 \times 437,75 \times 10 \times 1.50 = 9849,37 \text{ KN}$$

⇒ Pas de risque de soulèvement de la structure.

VII-3-5) Ferrailage du radier:

1) Ferrailage de la dalle:

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.

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

$$0,4 \leq \rho_x \leq 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

✓ Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

○ Identification du panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.5}{3.8} = 0,92$$

$0,4 < \alpha \leq 1 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

○ **La contrainte moyenne max à l'ELU :**

$$\sigma_m = \frac{3}{4} (\sigma_{\text{sup}} + \sigma_{\text{inf}}) = 160,43 \text{ KN/m}^2$$

○ **La contrainte moyenne max à l'ELS :**

$$\sigma_m = \frac{3}{4} (\sigma_{\text{sup}} + \sigma_{\text{inf}}) = 118,12 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELU : } q_{\text{um}} = \sigma_m (\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = (160,43 - \frac{13142,12}{437,75}) \times 1 \text{ ml} = 136,44 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_{\text{sm}} = \sigma_m (\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = (118,12 - \frac{13142,12}{437,75}) \times 1 \text{ ml} = 94,13 \text{ KN/ml}$$

❖ **Calcul a l'état limite ultime:**

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients μ_x et μ_y :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0385 \\ \mu_y = 0,956 \end{cases}$$

Moment isostatique :

$$\begin{cases} M_{0-x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 \\ M_{0-y} = \mu_y \times M_{0-x} \end{cases}$$

$$\text{On aura donc : } \begin{cases} M_{0x} = 0,0385 \times 136,44 \times 4,4^2 = 102,75 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 0,978 \times 102,75 = 81,99 \text{ KNm} \end{cases}$$

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

$$\begin{cases} 0,85: \text{ pour les moments en travées.} \\ 0,50: \text{ pour les moments sur appuis intermédiaires.} \\ 0,30: \text{ pour les moments sur appuis de rive.} \end{cases}$$

○ **Moments aux appuis :**

$$\begin{cases} M_{\text{ax}} = (0,5) M_{0x} \Rightarrow M_{\text{ax}} = (0,5) \times 102,75 \Rightarrow M_{\text{ax}} = 51,37 \text{ KNm} \\ M_{\text{ay}} = (0,5) M_{0y} \Rightarrow M_{\text{ay}} = (0,5) \times 81,99 \Rightarrow M_{\text{ay}} = 40,99 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{\text{ax}} = (0,3) M_{0x} \Rightarrow M_{\text{ax}} = (0,3) \times 102,75 \Rightarrow M_{\text{ax}} = 36,22 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$M_{ay} = (0,3) M_{0y} \Rightarrow M_{ay} = (0,3) \times 81,99 \Rightarrow M_{ay} = 24,60 \text{ KNm}$$

○ **Moments en travée :**

$$\begin{cases} M_{tx} = (0,85) M_{0x} \Rightarrow M_{tx} = (0,85) \times 102,75 \Rightarrow M_{tx} = 87,33 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = (0,85) M_{0y} \Rightarrow M_{ty} = (0,85) \times 81,99 \Rightarrow M_{ty} = 69,69 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Ferraillage suivant x-x :**

○ **Aux appuis:**

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{51,37 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14,2} = 0,074 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,962$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{51,37 \times 10^2}{0,962 \times 22 \times 34,8} = 6,97 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA16 = 12,06 cm²/ml** avec un espacement de 15 cm.

○ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{87,33 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14,2} = 0,127 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,931$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{87,33 \times 10^2}{0,931 \times 22 \times 34,8} = 12,25 \text{ cm}^2$$

Soit : **6 HA20 = 18,85 cm²/ml** avec un espacement de 15 cm.

❖ **Ferraillage suivant y-y :**

○ **Aux appuis:**

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{40,99 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14,2} = 0,060 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,969$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{40,99 \times 10^2}{0,969 \times 22 \times 34,8} = 5,52 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA16 = 12,06 cm²/ml** avec un espacement de 15cm.

○ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{69,69 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14,2} = 0,101 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,946$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{69,69 \times 10^2}{0,946 \times 22 \times 34,8} = 9,44 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA20 = 18,85 cm²/ml** avec un espacement de 15cm.

Récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier :

Tableau VII-1) ferrailage des portées :

	Sens X-X	Sens Y-Y
Armatures aux appuis	6HA16/ml	6HA16/ml
Armatures en travée	6HA20/ml	6HA20/ml

➤ **Vérification à l'état limite ultime :**

❖ **Condition de non fragilité (BEAL 91, Art 4.2.1):**

$$❖ A_{\min} = \delta_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \text{ Avec } \delta_0 = 0,0008 \text{ pour HA FeE400}$$

$$❖ A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 25 \times \frac{3 - 3,5/3,8}{2} = 2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Les sections choisies que se soit en travée ou en appui dans les deux sens sont nettement supérieur à la condition minimale.

❖ **Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

○ **Sens X-X :**

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{cm} < 33\text{cm}$$

○ **Sens Y-Y:**

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{cm} < 45\text{cm}$$

➤ **Vérfications l'état limite de service :**

Moment isostatique :

$$\begin{cases} M_{0-x} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 \\ M_{0-y} = \mu_y \times M_{0-x} \end{cases}$$

$$\text{On aura donc : } \begin{cases} M_{0x} = 0,0519 \times 94,13 \times 3,8^2 = 82,12 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 0,861 \times 82,12 = 70,70 \text{ KNm} \end{cases}$$

○ **Moments aux appuis :**

$$\begin{cases} M_{ax} = (0,5) M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = (0,5) \times 82,12 \Rightarrow M_{ax} = 41,06 \text{ KNm} \\ M_{ay} = (0,5) M_{0y} \Rightarrow M_{ay} = (0,5) \times 70,70 \Rightarrow M_{ay} = 35,35 \text{ KNm} \end{cases}$$

○ **Moments en travée :**

$$\begin{cases} M_{tx} = (0,85) M_{0x} \Rightarrow M_{tx} = (0,85) \times 82,12 \Rightarrow M_{tx} = 69,80 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = (0,85) M_{0y} \Rightarrow M_{ty} = (0,85) \times 70,70 \Rightarrow M_{ty} = 60,09 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Sens	désignation	Moment a l'ELS	As a l'ELS	As adopte a l'ELU	Obs	Ferrailage
X-X	Appuis	41,06	5,53	12,06	CV	6HA16
	Travée	69,80	9,63	12,06	CV	6HA16
Y-Y	Appuis	35,35	4,79	18,85	CV	6HA20
	Travée	60,09	8,22	12,06	CV	6HA16

Vérification des contraintes dans le béton (Sens x-x) :

Aux appuis : $A_s = 12,06 \text{ cm}^2$

En travée : $A_s = 18,85 \text{ cm}^2$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

$$\text{On a : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 18,85}{100 \times 22} = 0,856 \rightarrow \beta_1 = 0,868 \quad \alpha_1 = 0,396$$

$$K_1 = 22,88$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{22,88} = 0,044$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{69,80 \times 10^6}{0,868 \times 220 \times 1805} = 202,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{ST} = 0,044 \times 202,5 = 8,91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc}^- = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

$\sigma_{bc} = 8,91 \text{ MPa} < \sigma_{bc}^- = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

2) 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.

2-1) Sollicitations de calculs :

A l'ELU:

$$M_u = \frac{-q_u L^2}{2} = \frac{-136,44 \times 0,50^2}{2} = -17,05 \text{ KN.m}$$

A l'ELS:

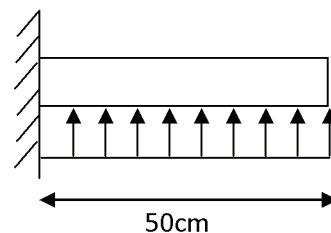


Fig. VII -4) Schéma statique du débord

$$M_s = \frac{-q_s \cdot L^2}{2} = \frac{-94,13 \times 0,50^2}{2} = -11,76 \text{ KN.m}$$

2-2) Calcul des armatures :

a) Armatures principales :

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 22 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{17,05 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14,2} = 0,024 < \mu_r = 0,392$$

$$\mu_u = 0,024 \rightarrow \beta_u = 0,988$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{17,05 \times 10^2}{0,988 \times 22 \times 34,8} = 2,25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } A_U = 3\text{HA}14 = 4,62 \text{ cm}^2$$

Avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

b) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,62}{4} = 1,155 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_r = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

Avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

2-3) Vérification à l'ELU :

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 22 \times 2,1}{400} = 2,65 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,65 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

2-4) Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{17,05}{11,76} = 1,44$$

$$\mu = 0,017 \rightarrow \alpha = 0,0214$$

$$\alpha = 0,0214 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,44 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,47 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

⇒ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

Remarque :

On opte le même ferrailage que la dalle.

3) Ferrailage des nervures :

Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens.

❖ Diagramme des sollicitations :

Les diagrammes obtenus à l'aide du logiciel « Robot » sont les suivant :

❖ Sens (X-X) :

▪ ELU

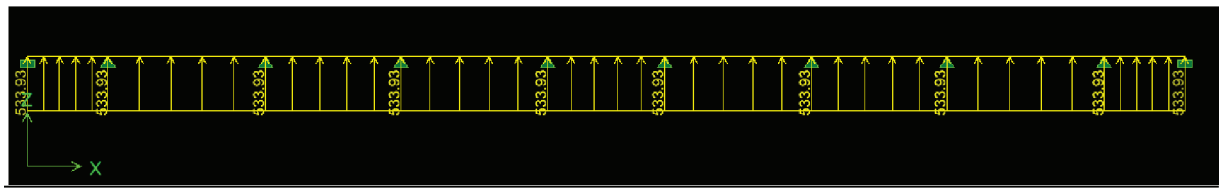


Figure : Le chargement à ELU pour les moments

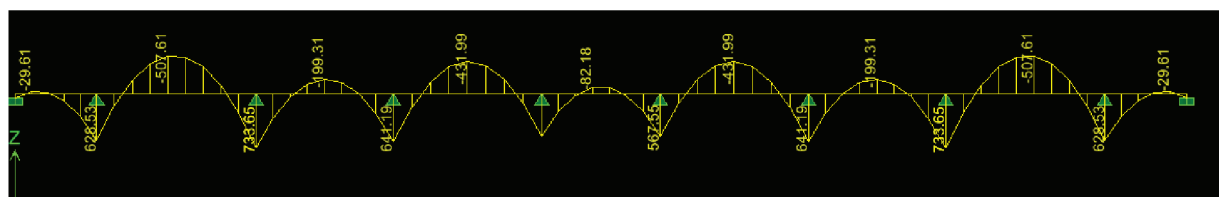


Figure : Diagramme des moments fléchissant à ELU en KN.m



Figure : Chargement à l'ELU pour l'effort tranchant



Figure : Diagramme des efforts tranchants à ELU en KN

▪ ELS

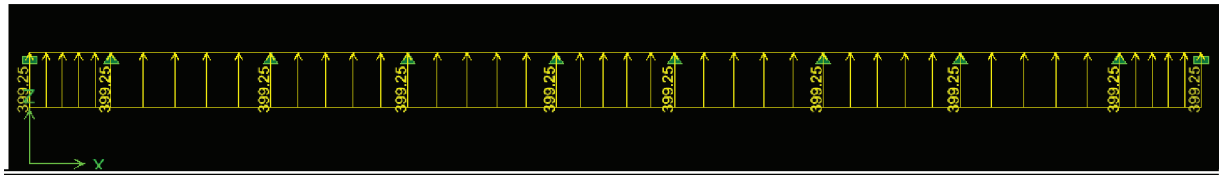


Figure : Le chargement à ELS pour les moments

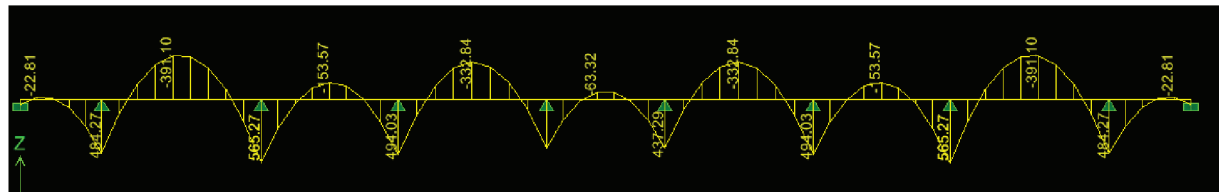


Figure : Diagramme des moments fléchissant à ELS en KN.m

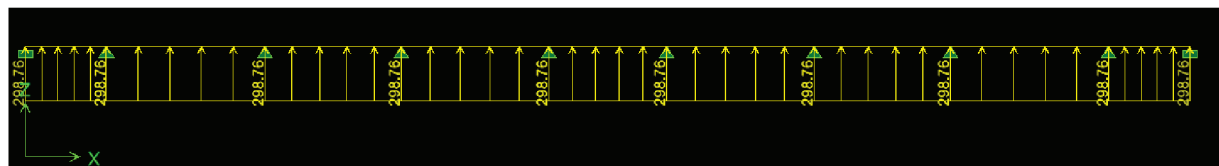


Figure : Chargement à l'ELS pour l'effort tranchant

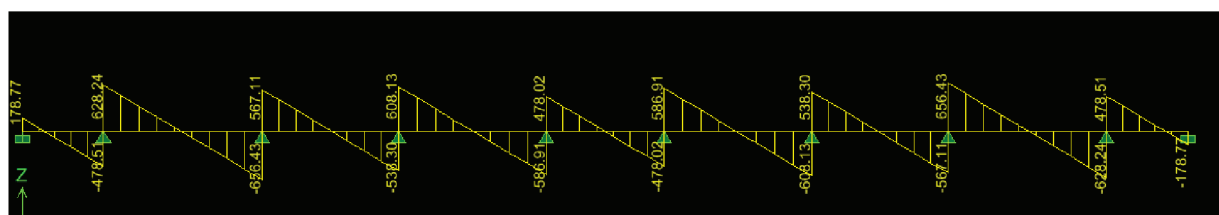


Figure : Diagramme des efforts tranchants à ELS en KN

➤ Sens Y-Y

▪ ELU

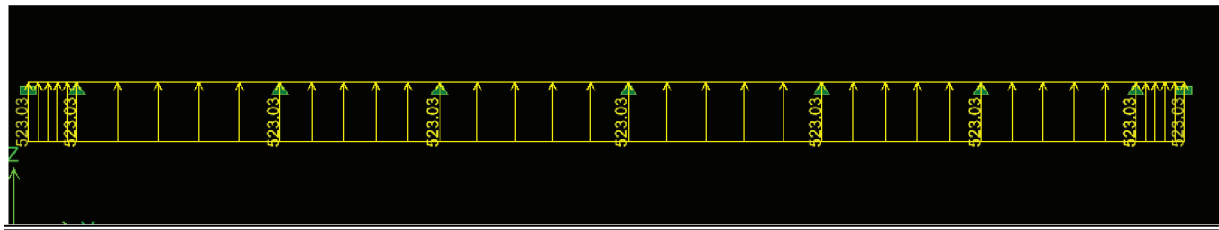


Figure : Le chargement à ELU pour les moments

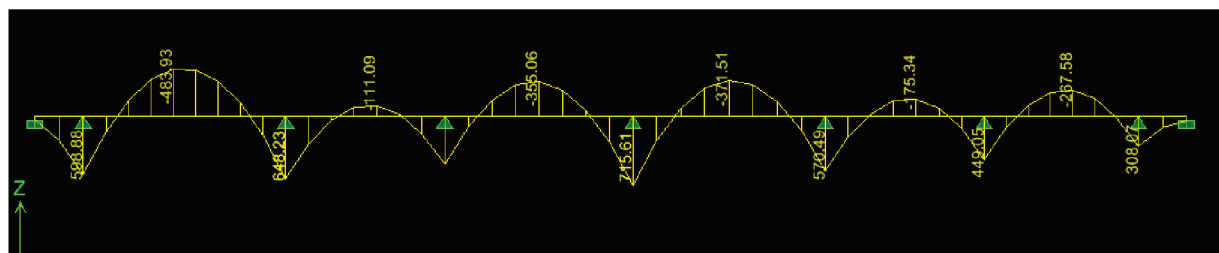


Figure : Diagramme des moments fléchissant à ELU en KN.m

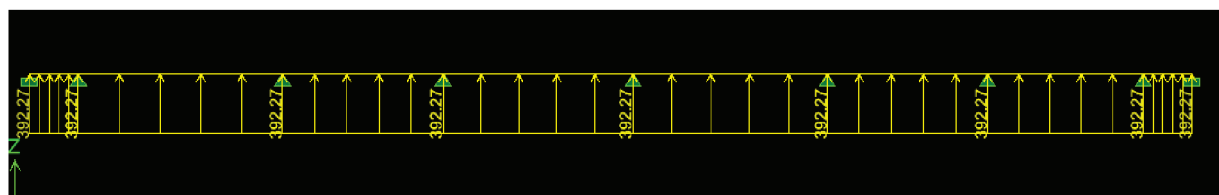


Figure : Chargement à l'ELU pour l'effort tranchant

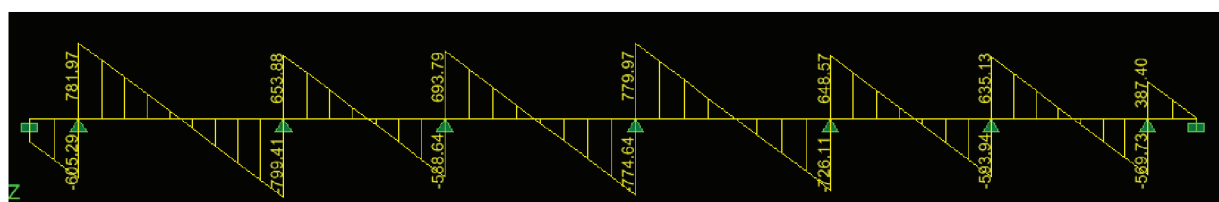


Figure : Diagramme des efforts tranchants à ELU en KN

▪ ELS :

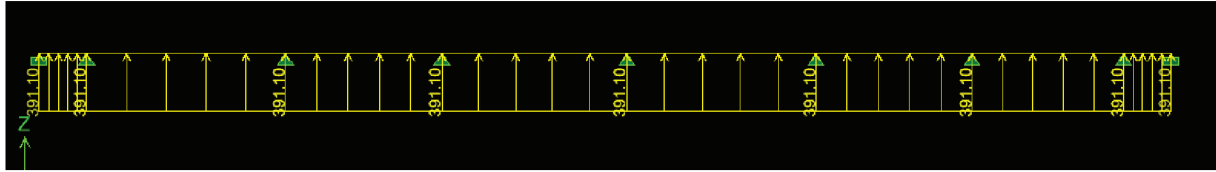


Figure : Le chargement à ELS pour les moments

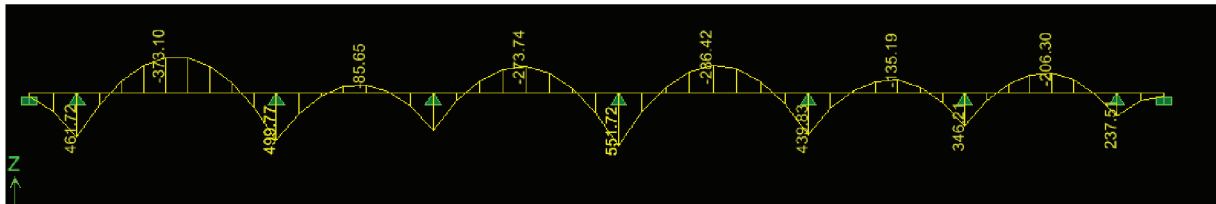


Figure : Diagramme des moments fléchissant à ELS en KN.m

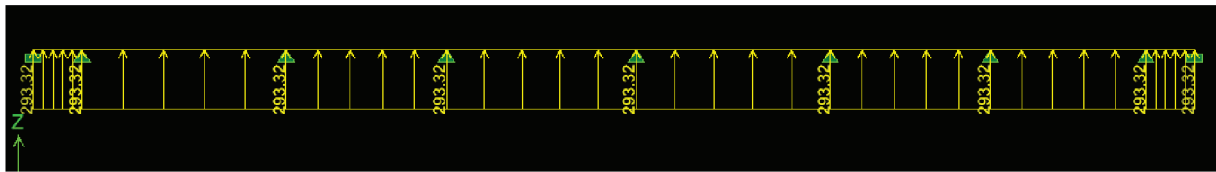


Figure : Chargement à l'ELS pour l'effort tranchant

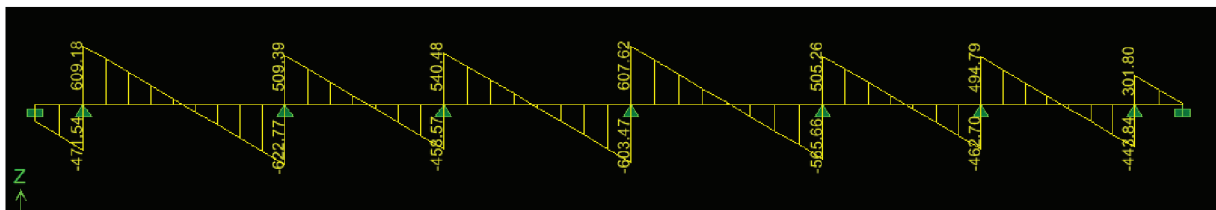


Figure : Diagramme des efforts tranchants à ELS en KN

3-1) Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fera avec les moments maximaux suivant les deux sens, Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

$$b=60 \text{ cm} \quad d=97 \text{ cm} \quad f_{bc}=14,2 \text{ MPa} \quad \sigma_s=348 \text{ MPa}$$

- **Sens longitudinale « X-X » :**

		M KN.m	μ	β	A_{cal} (Cm ²)	choix	A_{adop} (Cm ²)
Sens X-X	Appui	720,72	0,090	0,953	22,40	5HA20+5HA16	25,76
	Travée	360,36	0,044	0,978	10,91	5HA20	15,71

- **Sens transversales « Y-Y »:**

		M KN.m	μ	β	A_{cal} (Cm ²)	choix	A_{adop} (Cm ²)
Sens Y-Y	Appui	777,84	0,098	0,948	24,30	5HA20+5HA16	25,76
	Travée	388,92	0,048	0,975	11,81	5HA20	15,71

3-2) Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = 7,02 \text{ cm}^2$$

$$A_{adoptée} > A_{min} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Espacement des armatures :**

- En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right\} = \min \{25 ; 14,4\}$$

Soit $S_t = 10 \text{ cm.}$

- En zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 50 \text{ cm.}$$

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

- **Armatures transversales :**

Diamètre des armatures transversales :

$$\varnothing_t = \frac{\varnothing_l}{3} = 6,66mm \rightarrow \varnothing_t = 8 mm$$

$$\checkmark \text{ En zone nodale : } A_{\min} = 0,003 \text{ St} \times b = 1,8cm^2$$

$$\checkmark \text{ En zone courante : } A_{\min} = 0,003 \text{ St} \times b = 2,7cm^2$$

$$\text{Soit } A_t = 6HA8 = 3,01 \text{ cm}^2.$$

- **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 grandes 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 nervure est de 100 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2 \text{ par parois}$$

$$\text{Soit : } 2HA14 \text{ avec : } A_s = 3,08 \text{ cm}^2$$

- a) **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{e28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

- **Sens longitudinale « X-X » :**

$$\tau_u = \frac{960,96 \times 10^3}{600 \times 970} = 1,65 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

- **Sens transversales « Y-Y » :**

$$\tau_u = \frac{1060,69 \times 10^3}{600 \times 970} = 1,82 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

- 3-3) **Vérification à l'ELS :**

- **Sens longitudinale « X-X » :**

- **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{720,72}{521,68} = 1,38$$

$$\alpha = 0,0854 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{e28}}{100} = 0,44 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **En travées :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{360,36}{260,84} = 1,38$$

$$\alpha = 0,0406 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,44 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Sens transversales « Y-Y »:**

○ **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{777,84}{561,48} = 1,38$$

$$\alpha = 0,0907 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,44 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

○ **En travées :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{388,92}{280,74} = 1,38$$

$$\alpha = 0,0459 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,44 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

La condition « $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ » est vérifiée alors il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

Chapitre VIII

Etude du voile périphérique

VIII .1.Introduction :

Afin de relier l'infrastructure à la superstructure dans le sol, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique qui reprendra les charges verticales et horizontales provenant du séisme et des poussées des terres.

Le voile périphérique assure un chaînage de la structure et forme un caisson rigide et indéformable, il permet de remplir les fonctions suivantes :

- Limiter les déplacements horizontaux relatifs aux fondations ;
- Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.

VIII .2.Pré dimensionnement du voile périphérique :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 2003 (Art 10.1.2) pour le voile périphérique est de 15 cm.

On opte pour une épaisseur de 20 cm.

a) Contrainte de sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont : σ_H et σ_V

σ_H : Contrainte horizontale

σ_V : Contrainte verticale

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_r$$

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} = \frac{1 - 0.5}{0.86} \Rightarrow K = 0.577$$

Avec : K_0 : coefficient de poussée des terres

φ : angle de frottement interne

b) Caractéristiques du sol :

$$\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$$

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$\varphi = 30^\circ$$

➤ Calcul des sollicitations :**ELU :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 1.5 \times 0.577 \times 10 = 8.66 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 3.00 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.577 \times (1.35 \times 17 \times 3.00 + 1.5 \times 10) = 48.38 \text{ KN/m}^2$$

ELS :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (q + \gamma \times h)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0.577 \times 10 = 5.77 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 3.00 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.577 (10 + 17 \times 3.00) = 35.20 \text{ KN/m}^2$$

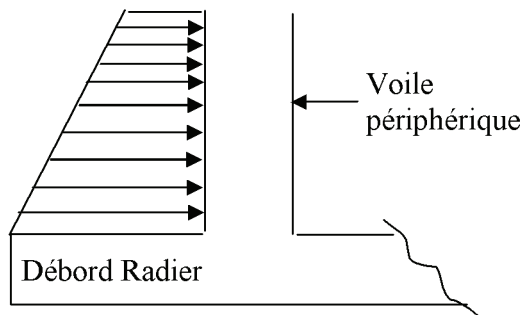
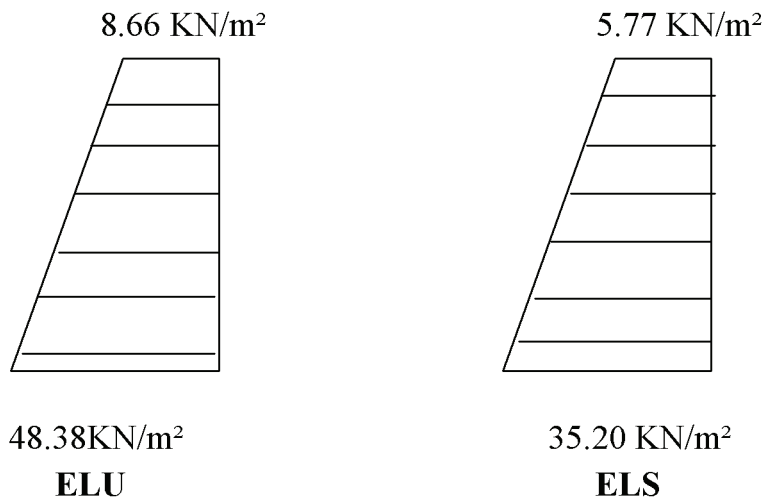
**Figure VIII.89. voile périphérique**

Diagramme des contraintes :



$$\text{ELU : } q_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 48.38 + 8.66}{4} = 38.45 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 35.2 + 5.77}{4} = 27.84 \text{ KN/ml}$$

VIII .3 Ferrailage du voile périphérique :

- Méthode de calcul :** Le voile périphérique sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées sur 4 cotés au niveau des nervures et des poteaux.

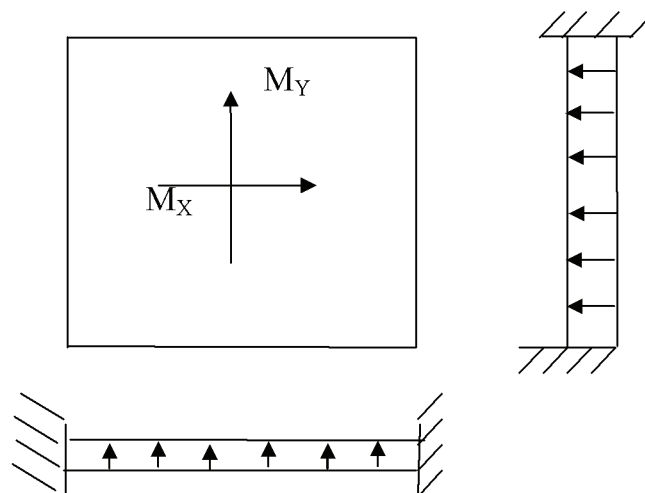


Figure VIII.90.voile périphérique encastré sur 04 coté.

2. Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastres sur 4 cotés.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité du panneau, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.75
- Moment en appui: 0.5

➤ Identification des panneaux :

$$l_x = 3.00\text{m}$$

$$l_y = 4.3\text{m}$$

$$\varphi = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.00}{4.3} = 0.69 > 0.4 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

ELU :

$$\varphi = 0.82 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0509 \\ \mu_y = 0.685 \end{cases}$$

$$M_{0X} = \mu_x q l_x^2 = 0.0509 \times 38.45 \times 3.00^2 = 17.61 \text{KN.m}$$

$$M_{0Y} = \mu_y M_{0X} = 0.685 \times 17.61 = 12.06 \text{KN.m}$$

Correction des moments :

Sens xx :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{0X} = 0.5 \times 17.61 = 8.80 \text{KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.75 M_{0X} = 0.75 \times 17.61 = 13.20 \text{KN.m}$$

Sens yy :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{0Y} = 0.5 \times 12.06 = 6.03 \text{KN.m}$$

$$\text{En travées : } M_t = 0.75 M_{0Y} = 0.75 \times 12.06 = 9.04 \text{KN.m}$$

ELS :

$$M_{0X} = 0.0579 \times 27.84 \times 3.00^2 = 14.50 \text{KN.m}$$

$$M_{0Y} = 0.778 \times 14.50 = 11.28 \text{KN.m}$$

Correction des moments :

Sens XX :

Aux appuis : $M_a = 0.5M_{0X} = 7.25 \text{KN.m}$

En travée : $M_t = 0.75M_{0X} = 10.87 \text{KN.m}$

Sens YY :

Aux appuis : $M_a = 0.5M_{0Y} = 5.64 \text{KN.m}$

En travée : $M_t = 0.75M_{0Y} = 8.46 \text{KN.m}$

➤ **Calcul des sections d'armatures :**

Sens	zone	M_u (KN.m)	μ_u	μ_1	section	β	A (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	st (cm)
xx	Appuis	8.8	0.004	0.392	SSA	0.99 2	2.25	2	6HA12 =6.78	15
	Travée	13.2	0.092	0.392	SSA	0.95 2	3.8	2	6HA12 =6.78	15
yy	Appuis	6.03	0.002	0.392	SSA	0.99 9	1.7	2	6HA12 =6.78	15
	travée	9.04	0.004	0.392	SSA	0.99 2	2.6	2	6HA12 =6.78	15

Tableau : ferrailage du voile périphérique

1. Recommandations du RPA :

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0.001bh = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$

Les deux nappes sont reliées par quatre épingles/m² de HA8.

VIII .4Vérification à l'ELS :

- **vérification de la contrainte dans le béton :**

On doit vérifier que :

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

Si la condition suivante est satisfaite, la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \text{ avec } \gamma = \frac{M_U}{M_S}$$

sens	zone	Mu	Ms	γ	α	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	observation
XX	Appui	8.80	7.25	1.2	0.0355	0.35	vérifiée
	Travée	13.20	10.87	1.2	0.0520	0.35	vérifiée
YY	appui	6.03	5.64	1.06	0.0227	0.28	vérifiée
	travée	9.04	8.46	1.06	0.0355	0.28	vérifiée

Tableau vérification des contraintes à l'ELS

D'où la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

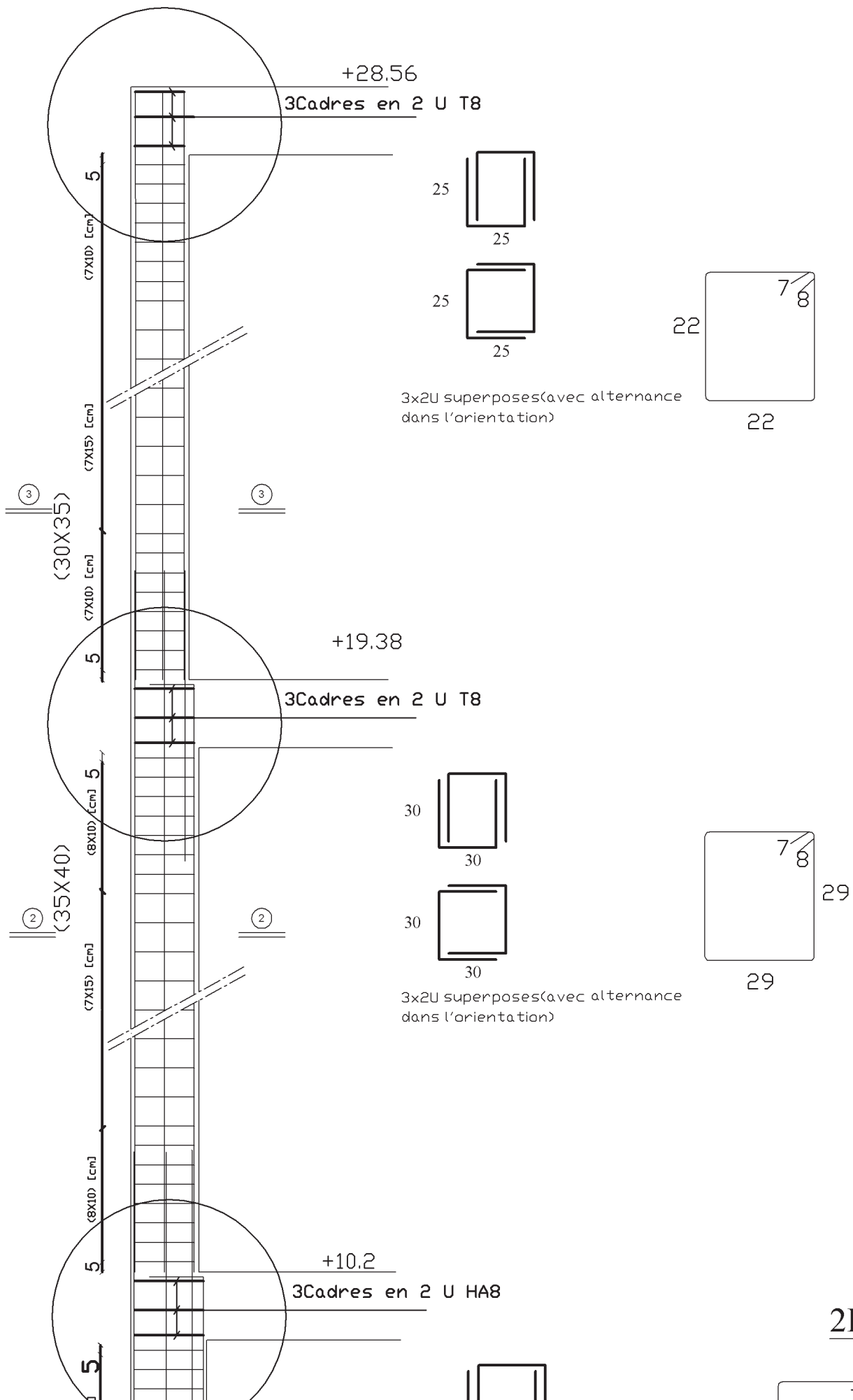
conclusion

Ce projet de fin d'étude qui consiste à l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en génie civil.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple, nous citerons ETABS 9.7 que nous avons appris à utiliser durant la réalisation de ce projet.

Ce travail est une petite contribution avec la quelle nous espérons quelle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.



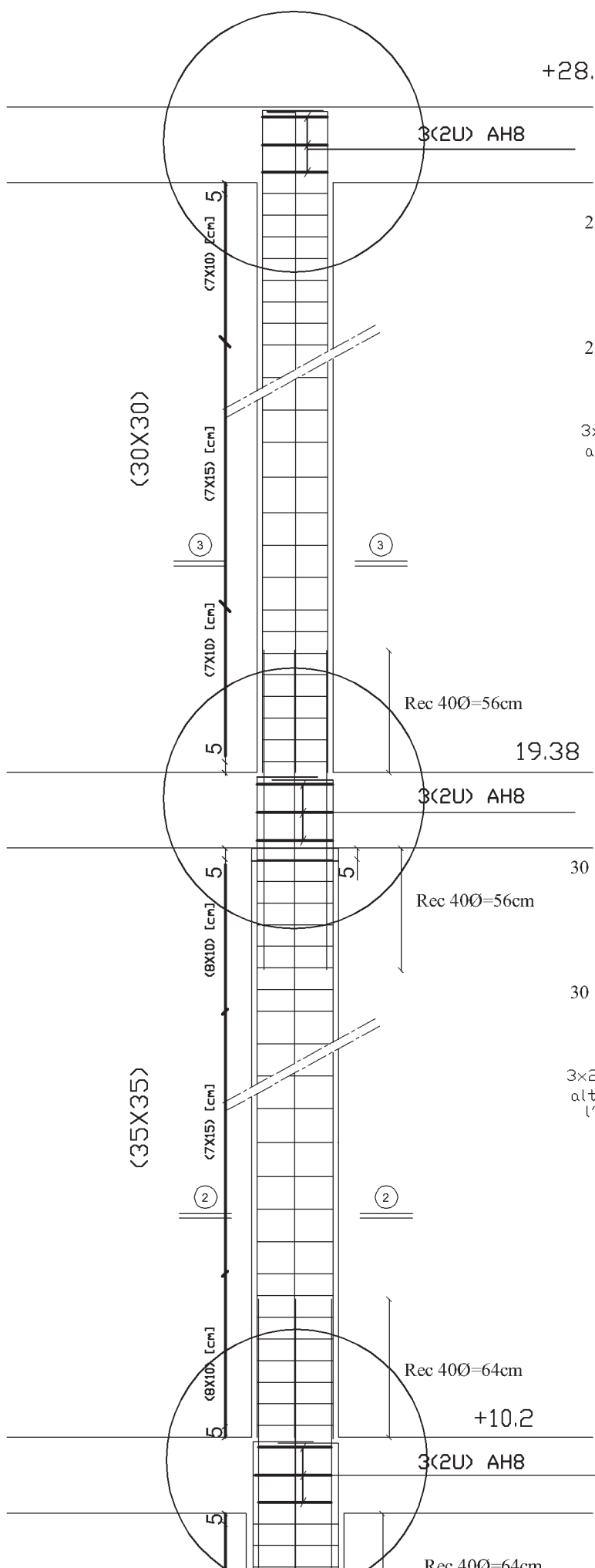
2HA12

30

35

2HA14

40



+28.56

3(2U) AH8

(30X30)

7X10 [cm]

7X15 [cm]

7X10 [cm]

8X10 [cm]

7X15 [cm]

8X10 [cm]

(35X35)

Rec 400=56cm

19.38

3(2U) AH8

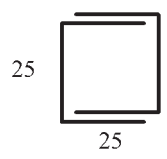
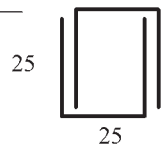
Rec 400=56cm

Rec 400=64cm

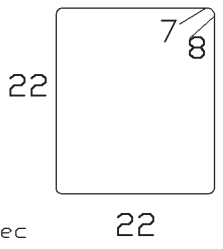
+10.2

3(2U) AH8

Rec 400=64cm

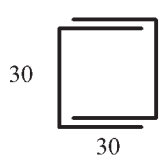
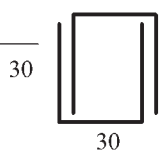


3x2U superposes (avec alternance dans l'orientation)

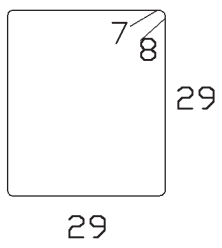


2HA12

30



3x2U superposes (avec alternance dans l'orientation)



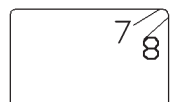
29

29

35



35



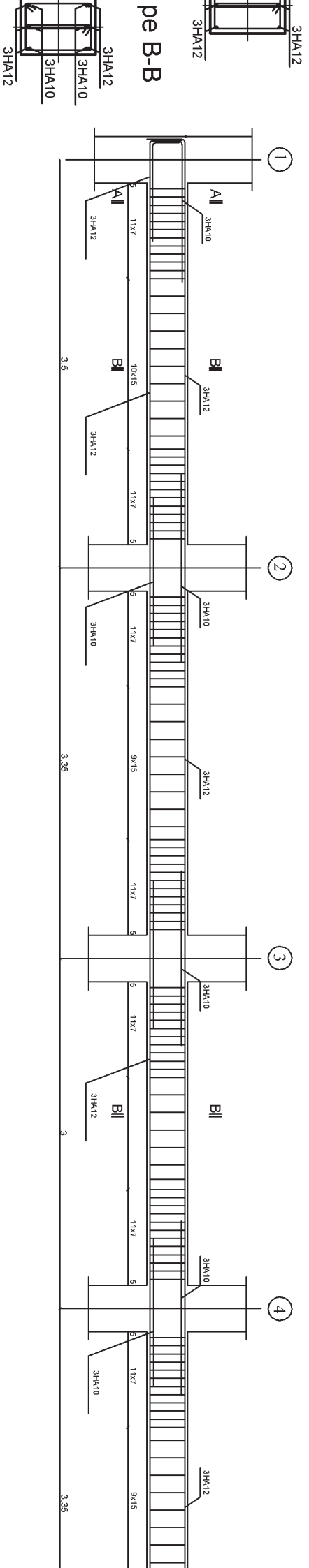
32

2HA14

40

Ferrailage de la poutre de chaînage:files A

NIV 4.08

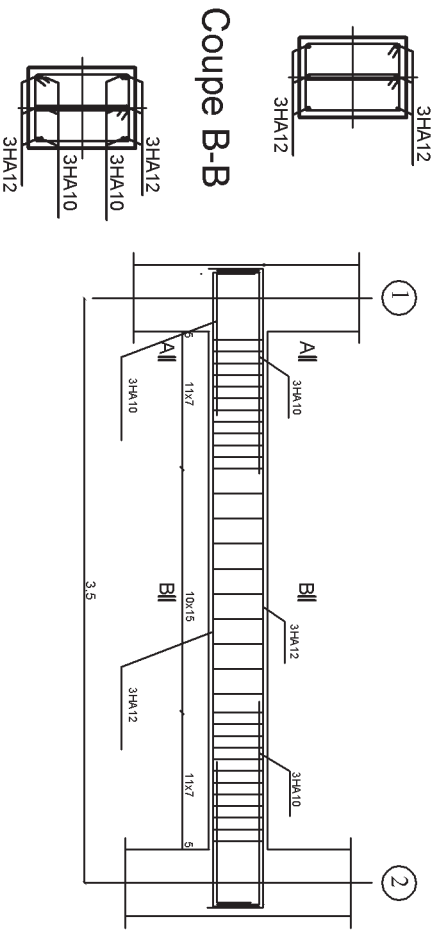


Coupe B-B

Coupe A-A

Ferrailage de la poutre de chaînage:files A

du NIV 7.14 au NIV 28.56

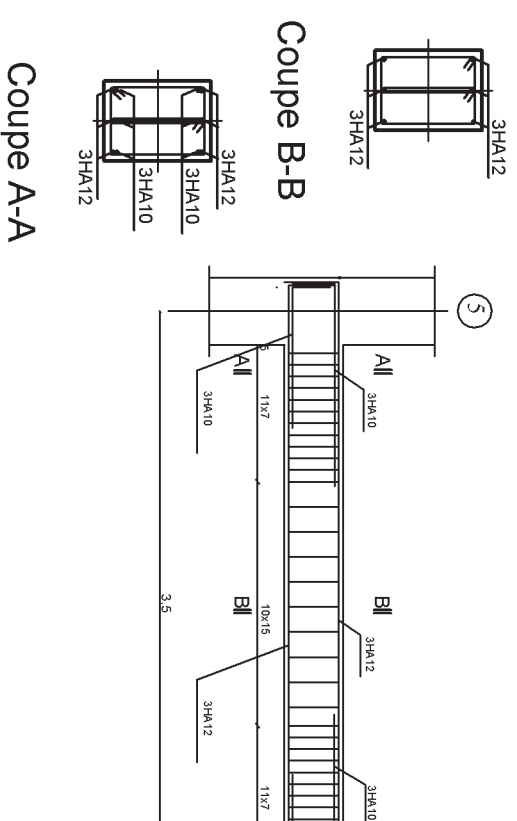


Coupe B-B

Coupe A-A

Ferrailage de la poutre de chaînage:files B

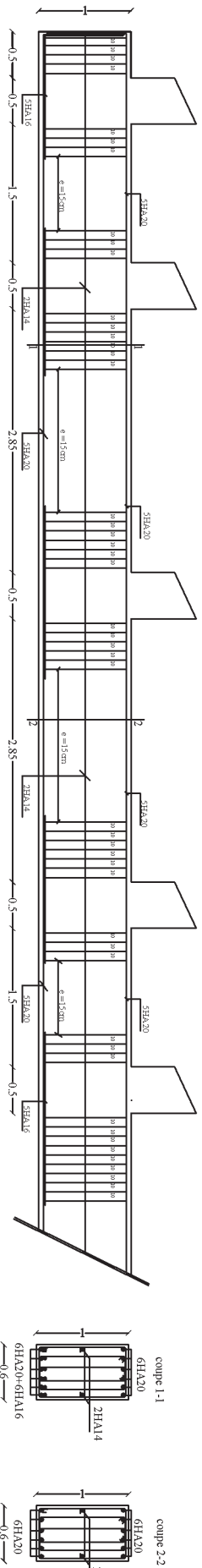
du NIV 7.14 au NIV 28.56



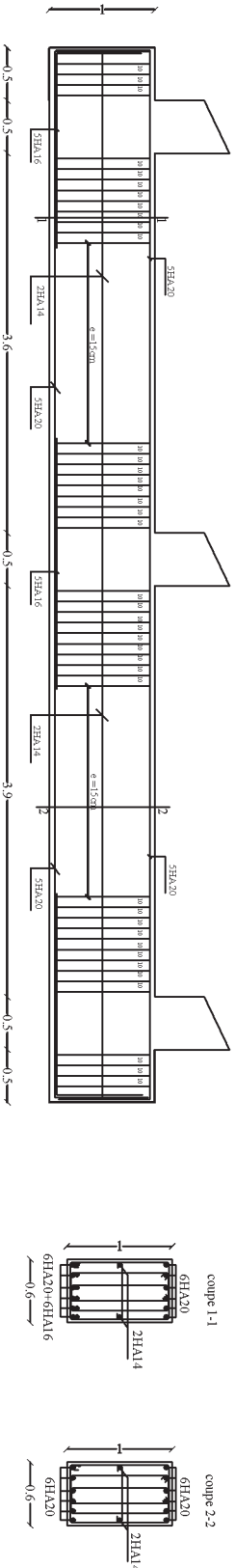
Coupe B-B

Coupe A-A

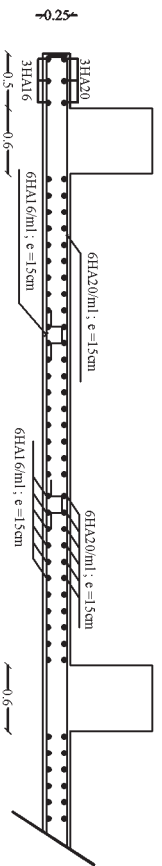
Ferrailage de la nervure dans le sens X-X



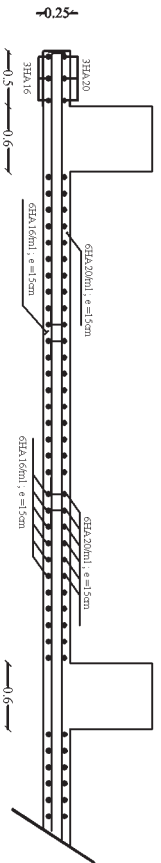
Ferrailage de la nervure dans le sens Y-Y



Ferrailage du radier général dans X-X



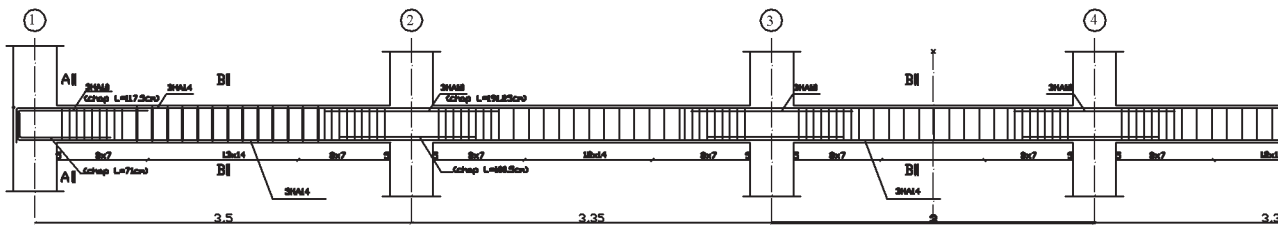
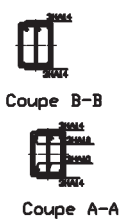
Ferrailage du radier général dans Y-Y



République Algérienne Démocratique et Populaire Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil		Université MOULOUD MAMMERI de TIZ-OUZOU	
Projet : Radier à vos Strucures R39		TITRE: Ferrailage de la nervure Ferrailage du radier	
Encadré: M. Mohamed Naiti M. Mohamed Oudja	Dessiné par: M. M. S. M.	Echelle: 1/25	
Date: 18/07/2016	Promotion: 2015/2016		

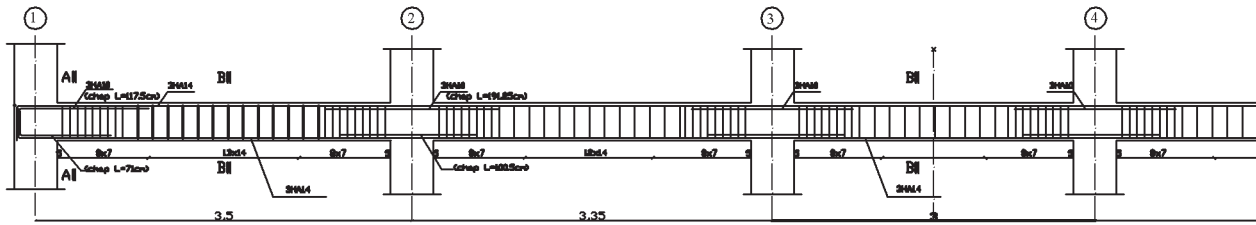
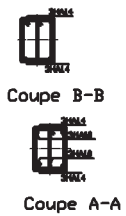
Ferrailage des poutres transversales:files B C D E G

NIV 0.00



Ferrailage des poutres transversales:files B C D E

NIV 4.08 au 7.14

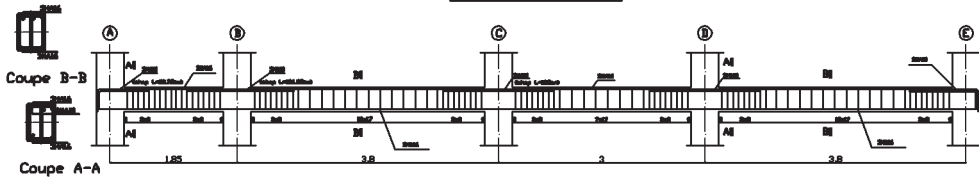


Ferrailage des poutres transversales:files B C D E

NIV 10.20

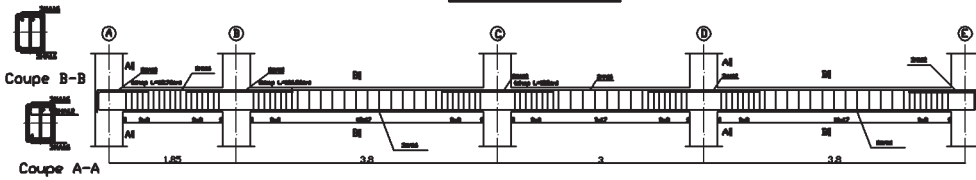
NIV 4.08 au 19.38

Axe 1.2.5.6



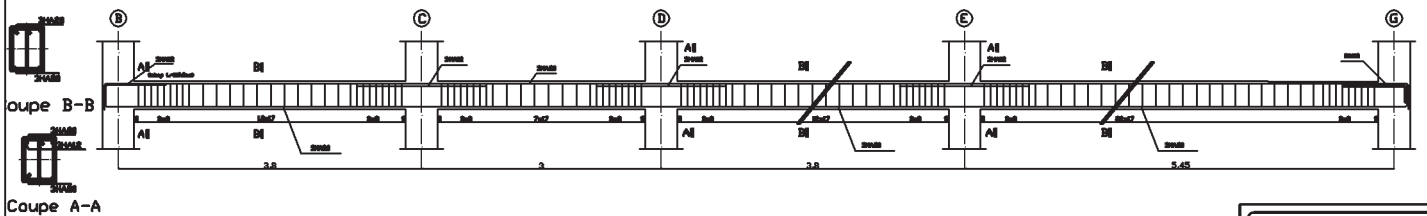
NIV 22.44 au 28.56

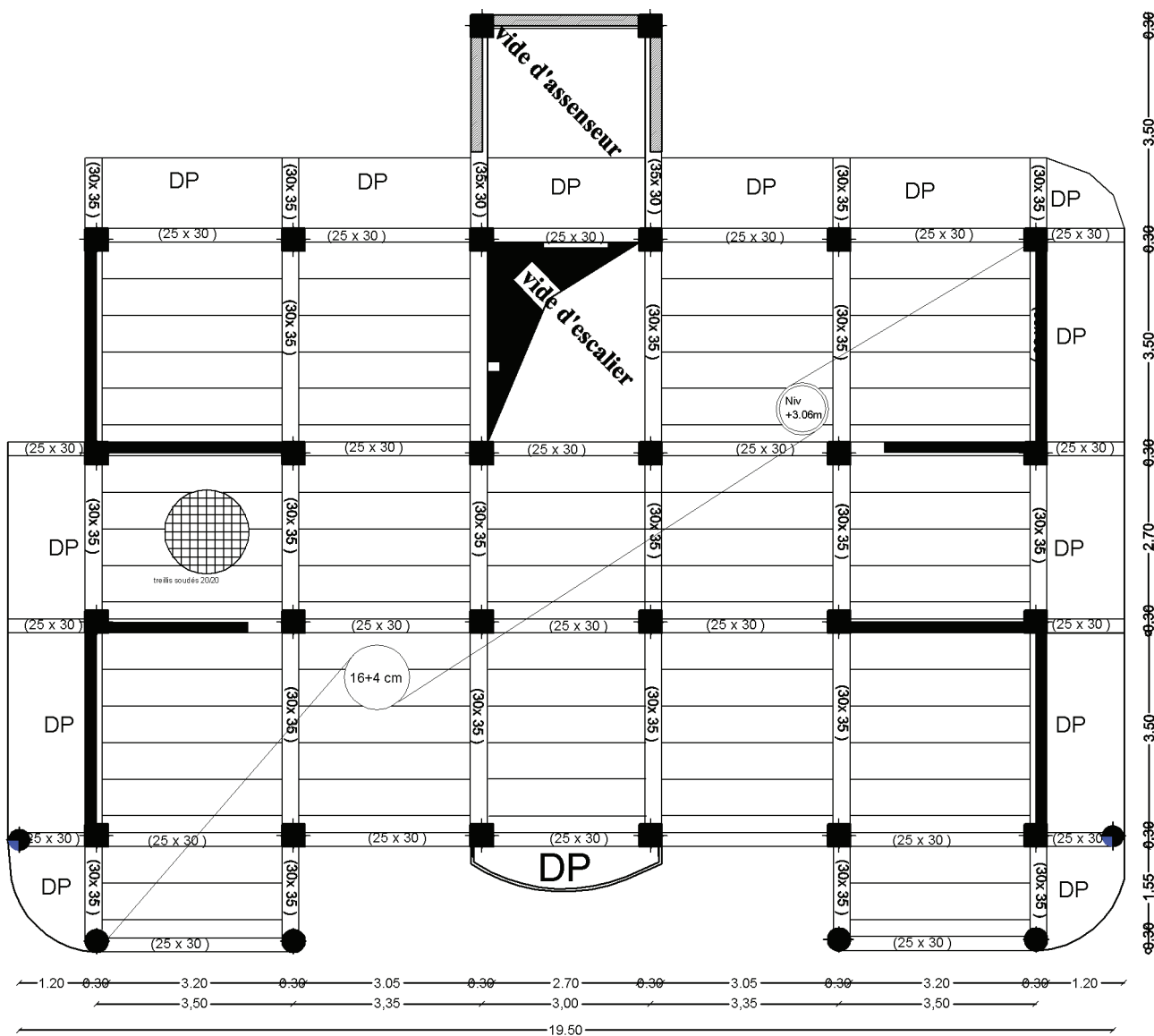
Axe 1.2.5.6



NIV 0.00

Axe 1.2.5.6

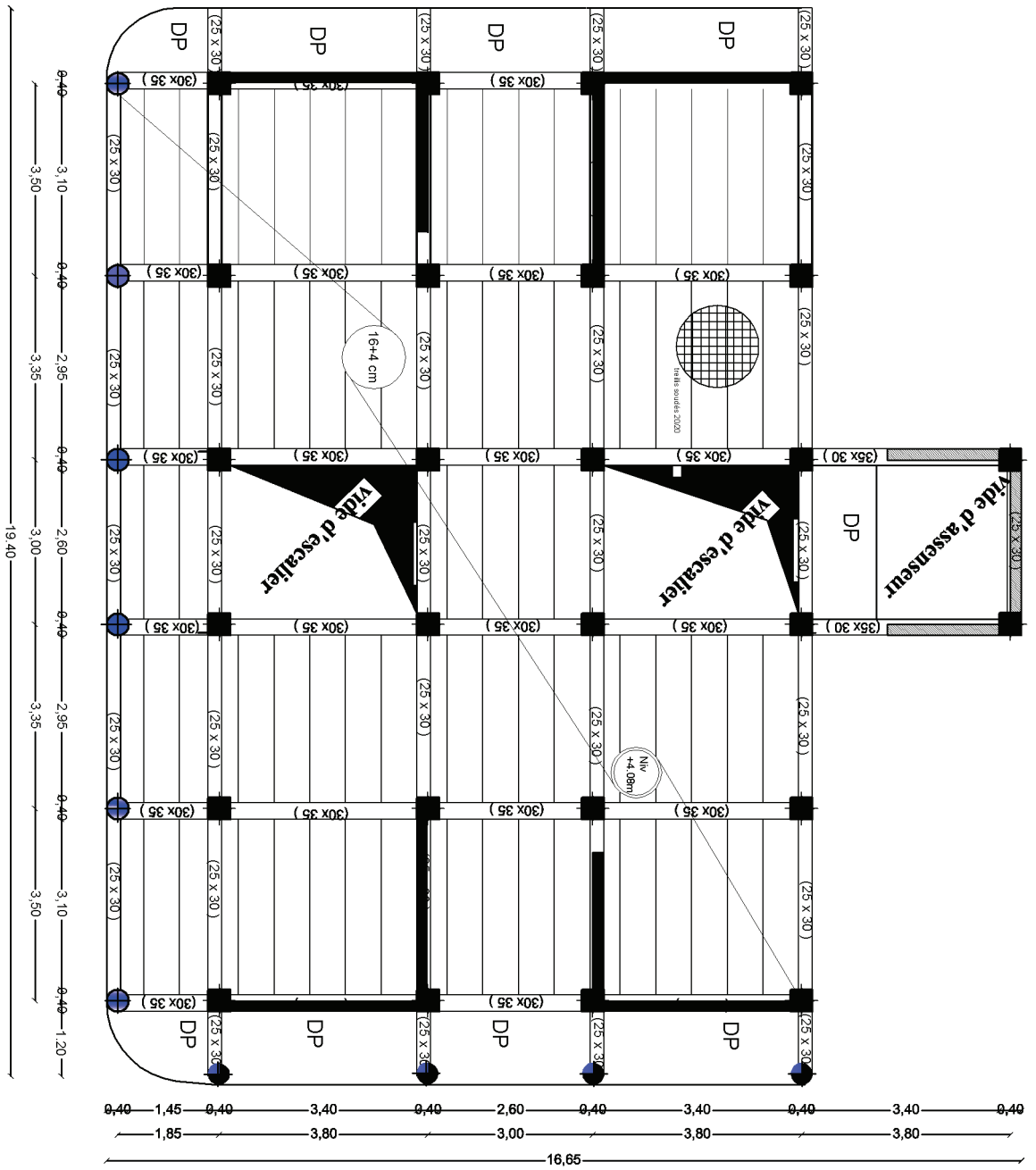


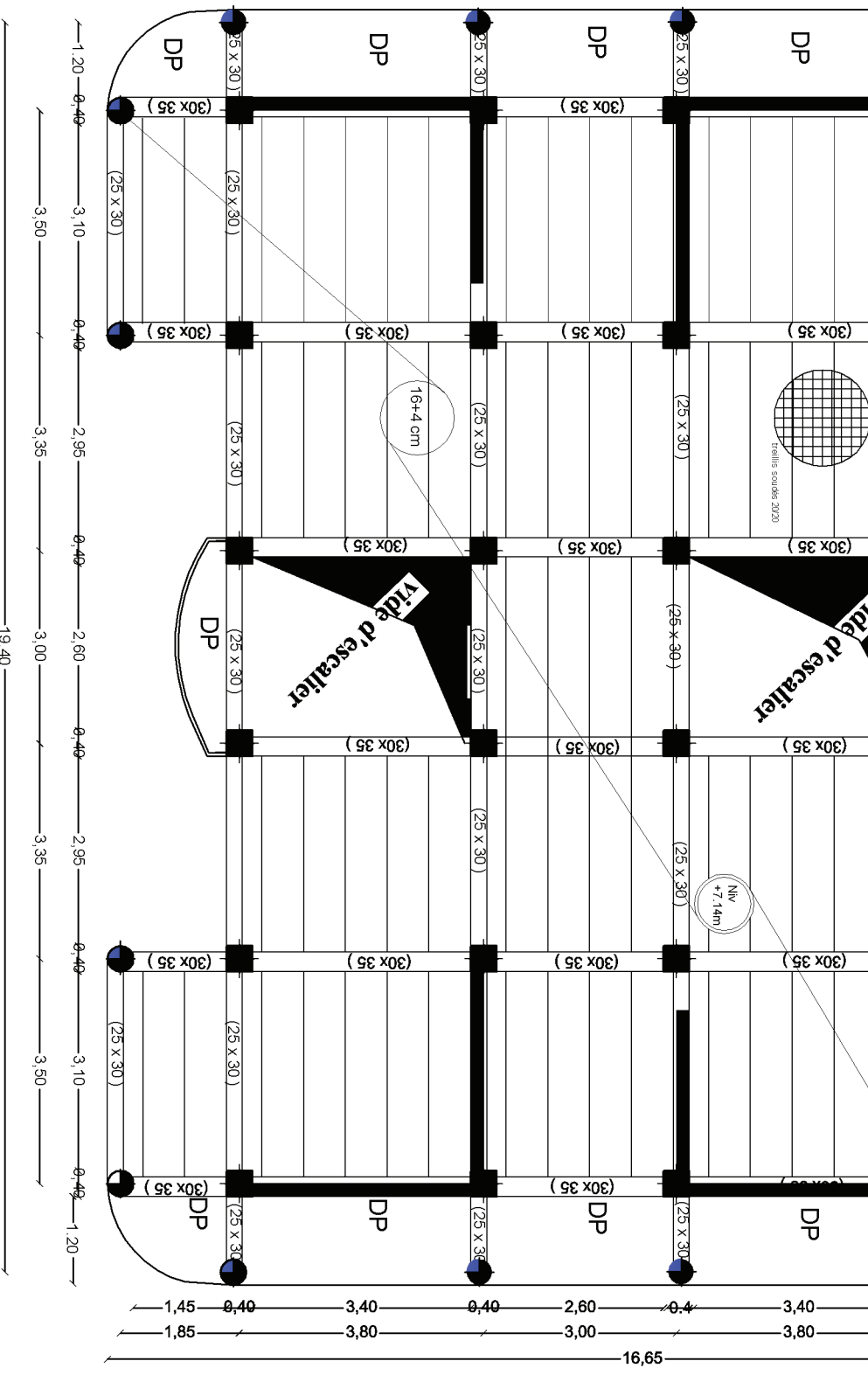


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET P
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZ
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR:
 M^r LAOUBI MOHAND,
 M^r TOUFIK M OUMAR

TITRE:





REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZOULOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :
 M. LAOUBI MOHAND
 M. TOUATI MOUAMMAR

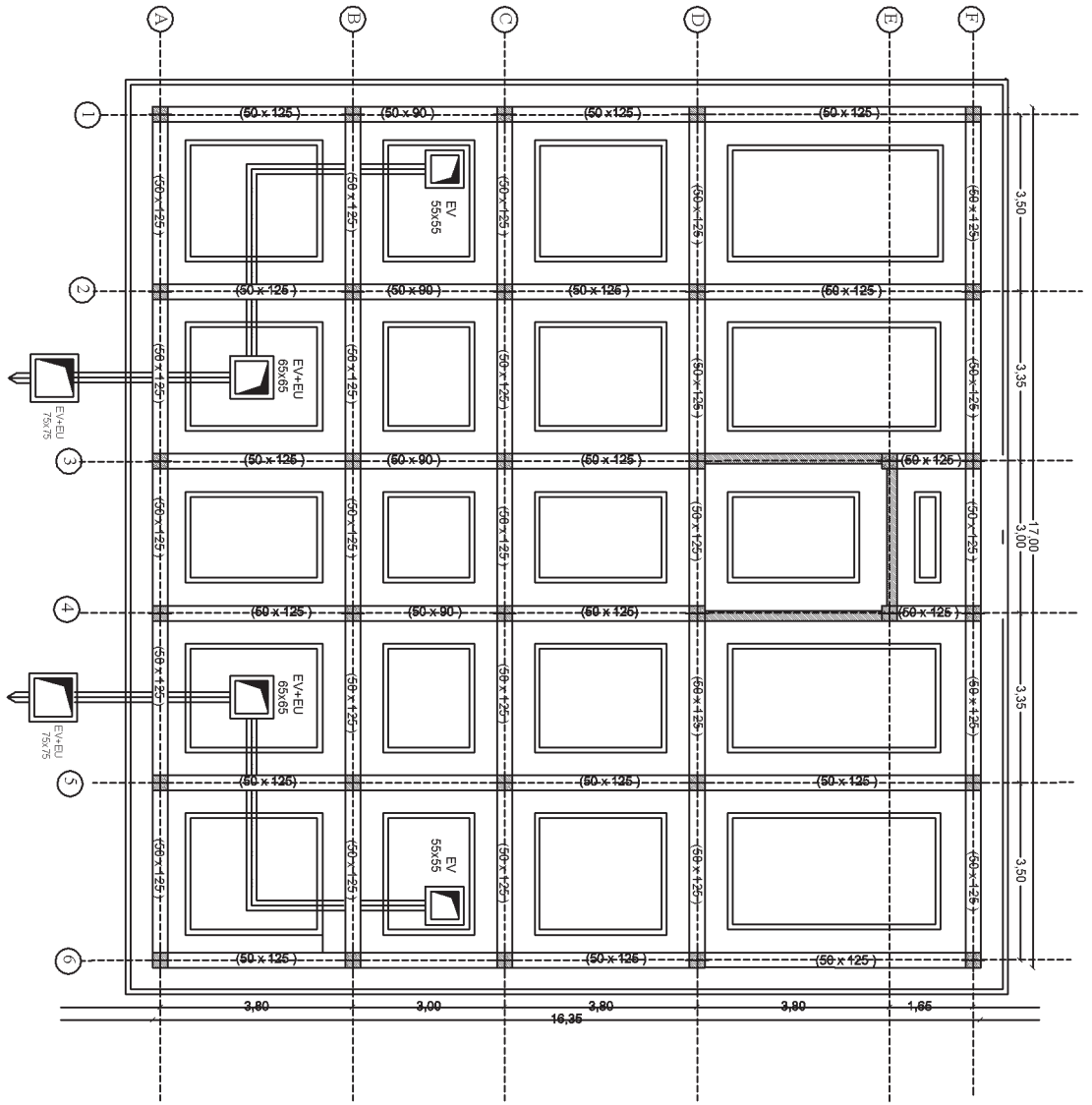
TITRE :

PLAN de coffrage du 1^{er} étage

DIREGE PAR :
 Mme YAHIAOUI S
 PROMOTION 2015-2016

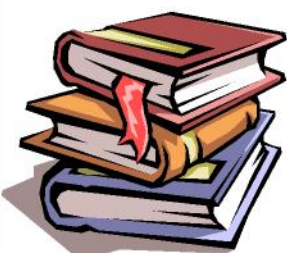
PLANCHEN^o

EGHELLE



REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DE GENIE BIA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE DE...	TITRE
MALAOUBI MAMMADO MELISSA INESSYAHANE	PLAN DE FONDATION
DEBIBEL	
Mme YAHAOUIS	
PROJETON 2015-2016	PLANIMETRIE
	ESQUISSE



bibliographie



- *BAEL 91 modifie 99. règles et techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé Edition DUNOD.*
- *(DTR B-C-2-2) charge permanentes et charges d'exploitations*
- *Règles parasismiques Algérienne (RPA 99 /Version 2003).*
- *calcul des ouvrages en béton arme M.BELLAZOUGUI*
- *Cour et TD des années de spécialités.*
- *Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.*