

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE DE MOULOUE MAMMARI DE TIZI OUZOU
Faculté de génie de la construction
Département de Genie Civil



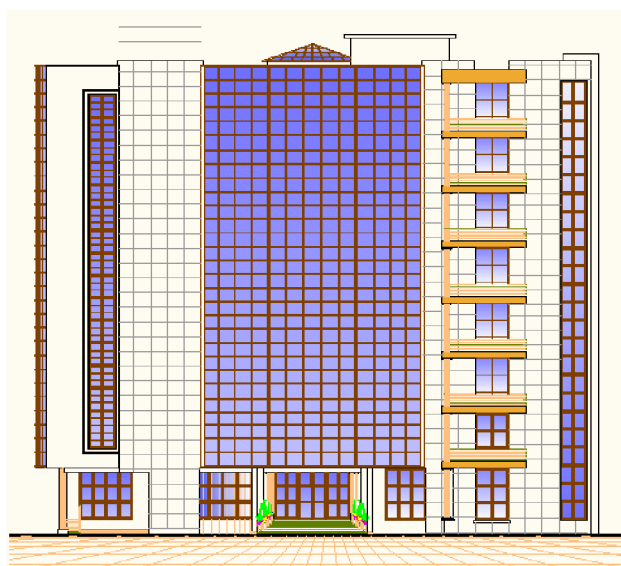
Mémoire de fin d'études

En Vue d'Obtention du Diplôme Master 2 en Génie Civil

Option : Construction Civile et Industrielle

Thème

Etude de la structure d'un centre Hospitalier en (R+7) en portique et voile (utilisation du logiciel ETABS)



Etudié par:

M^r MOUSSI ALI
M^{elle} BEN BOUAZZA TILLELI

Dirigé par :

M^r MEGHLAT.E

Année 2016/2017

Remerciement

Au terme de ce modeste travail, on tient à remercier en premier lieu Dieu, le clément et le miséricordieux, qui nous a donné la force et la foie pour finalisé notre travail.

*ON tient à remercier notre promoteur **M^RMAGHLAT**, pour son encadrement, et ses conseils durant l'évaluation de ce travail.*

Nous adressons également nos sincères remerciements et notre profonde gratitude aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre projet. Afin de nous enrichir par leurs propositions.

On ne serait oublier toutes les personnes qui ont contribuées de près ou de loin, à la réalisation de ce travail.

Sommaire

Introduction générale :

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage.....1-7

Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments8-25

Chapitre III: calcul des éléments non-structuraux2-72.

III.1.Plancher.....26-50

III.2.Acrotère51-57

III.3.escalier58-68

III.4.porte-a-faux.....69-72

Chapitre IV: Modélisation et vérification des exigences du RPA ...73-86

Chapitre V:Ferraillage des éléments structuraux.....87-135

V.1.poteaux.....87-112

V.2.poutres113-124

V.3.voiles.....125-135

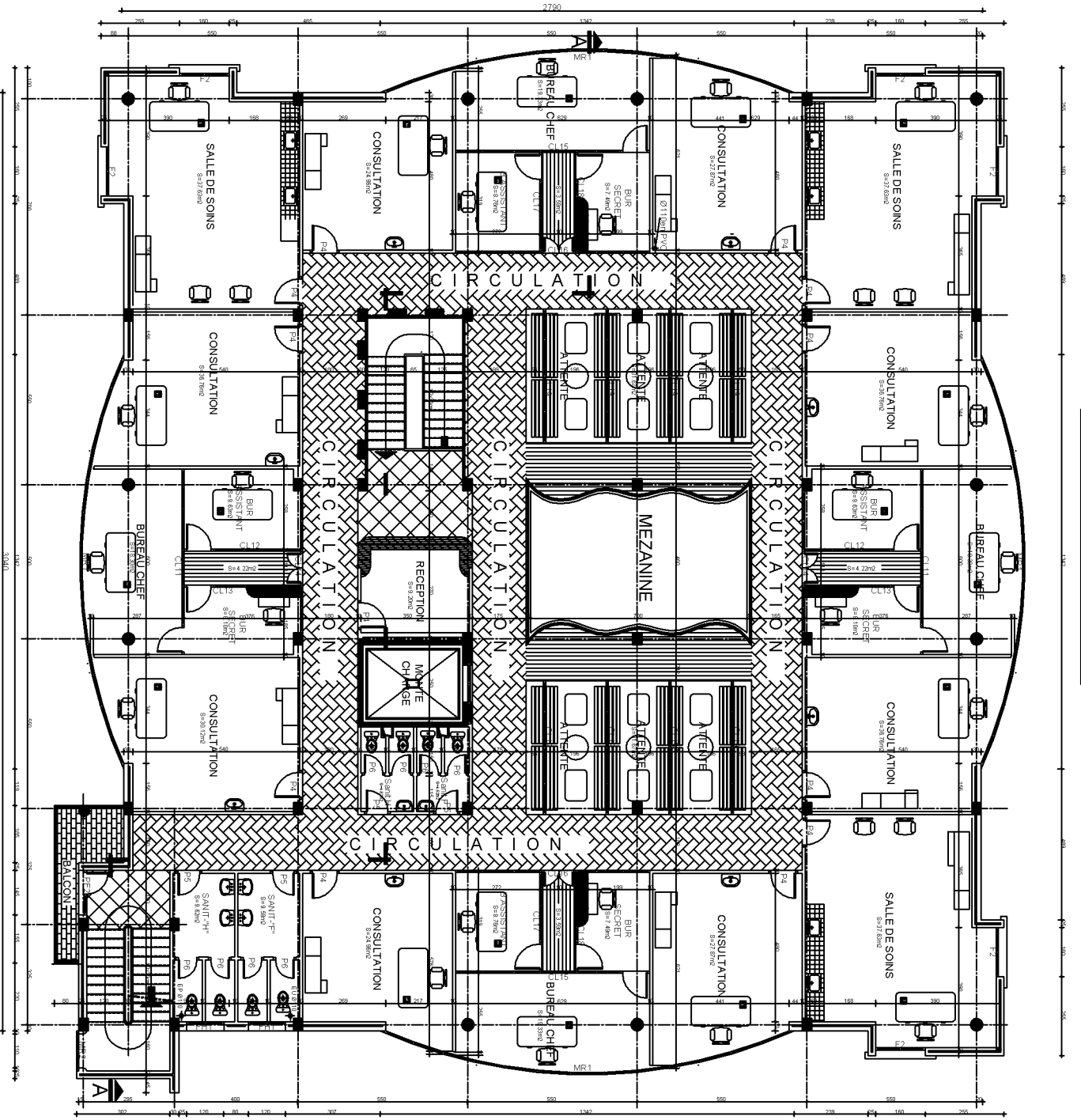
Chapitre VI: Etude de l'infrastructure.....136-159

Pans d'exécution

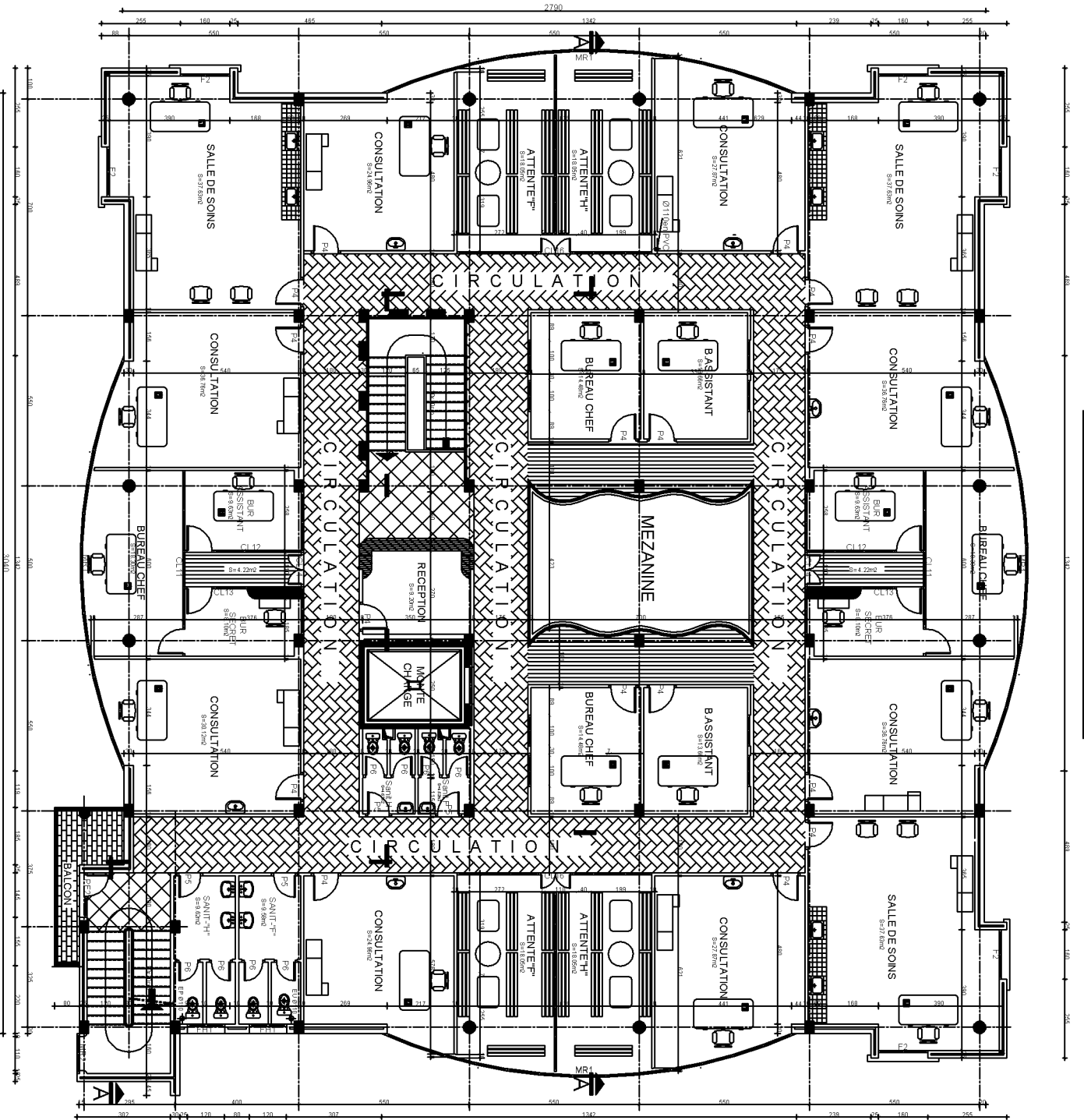
Conclusion

Bibliographie

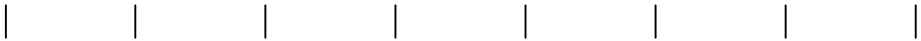
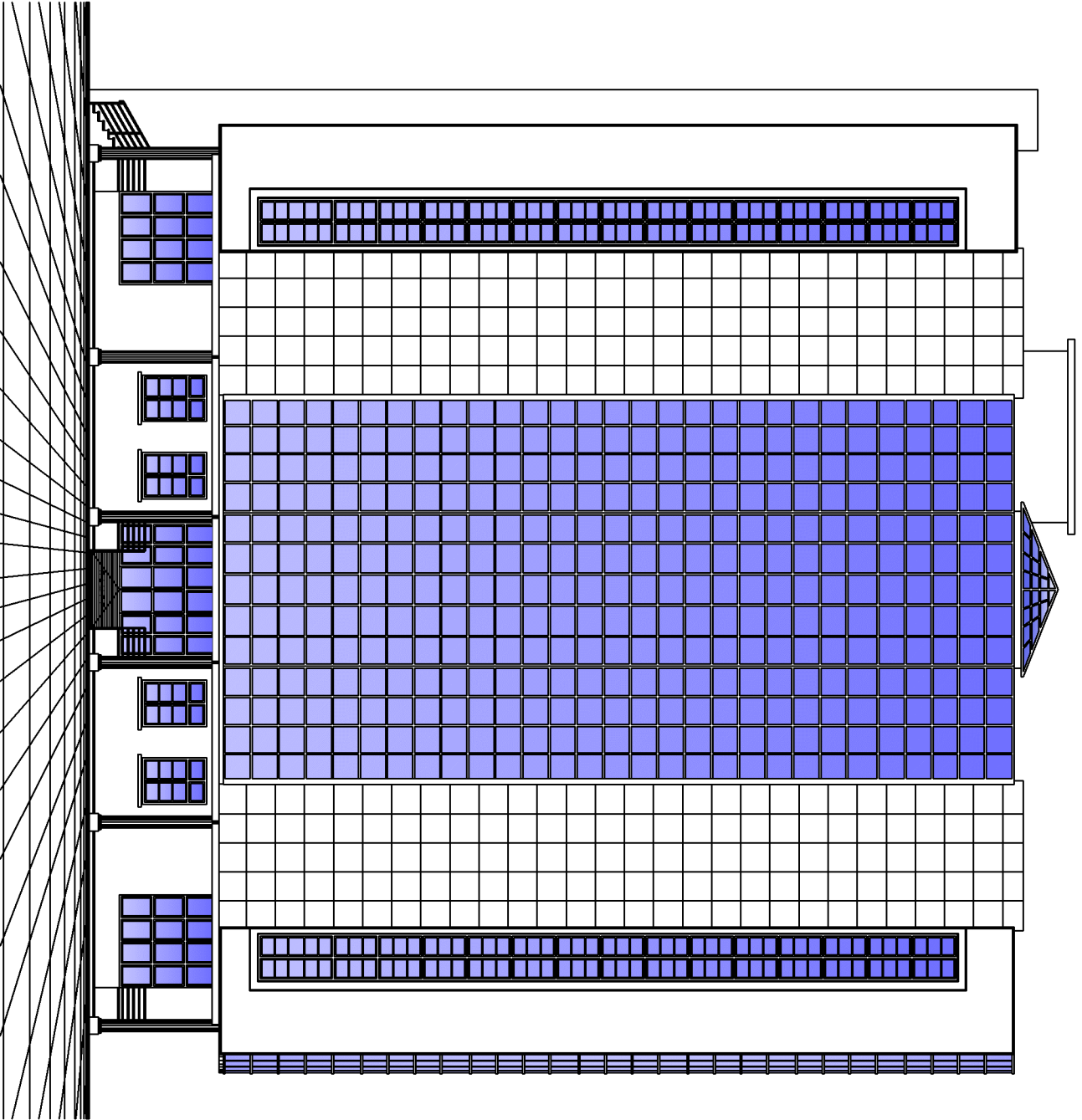
PLAN DU 2/4⁶e ETAGE

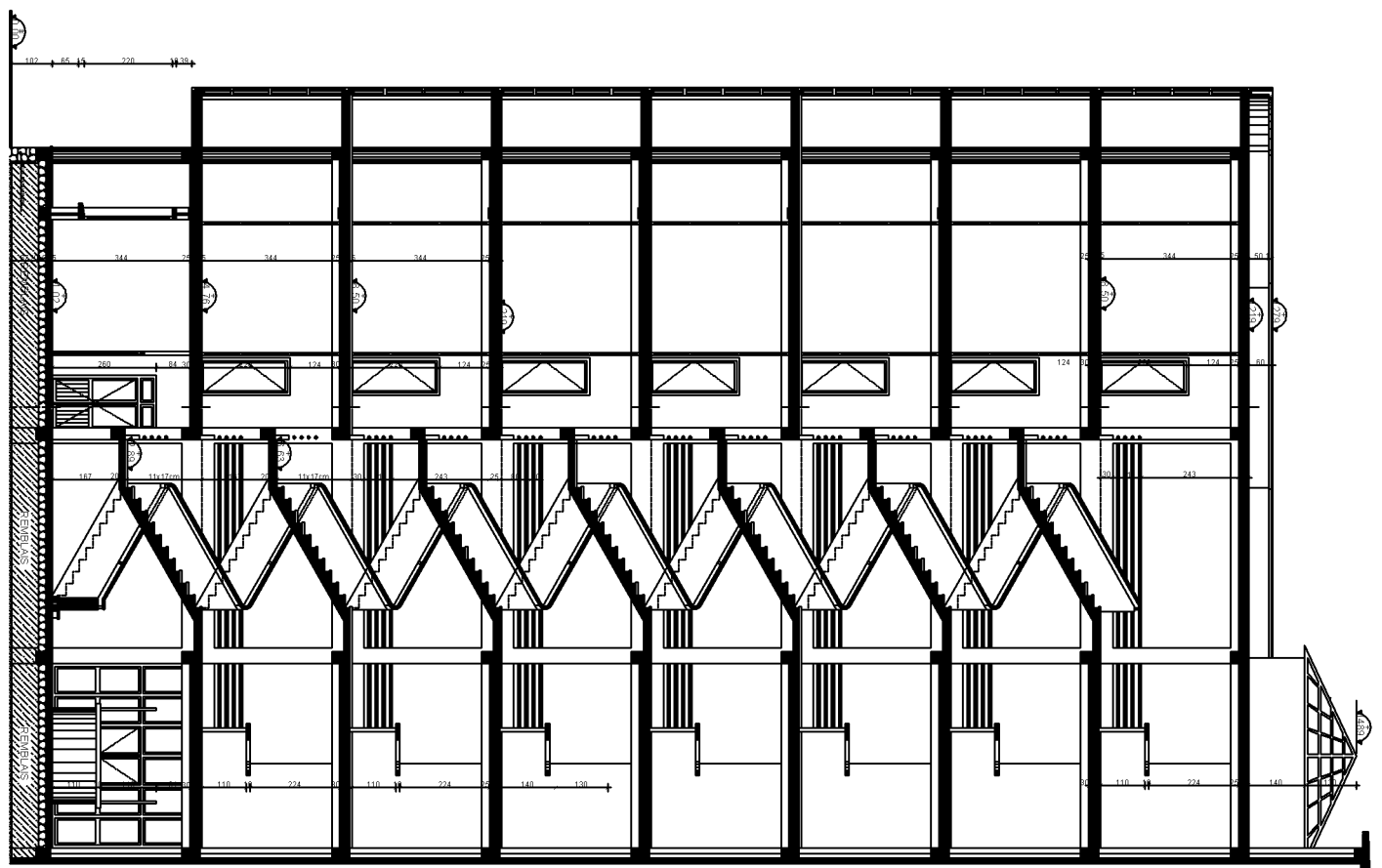


PLAN DU 1er et 3/5/7e ETAGE

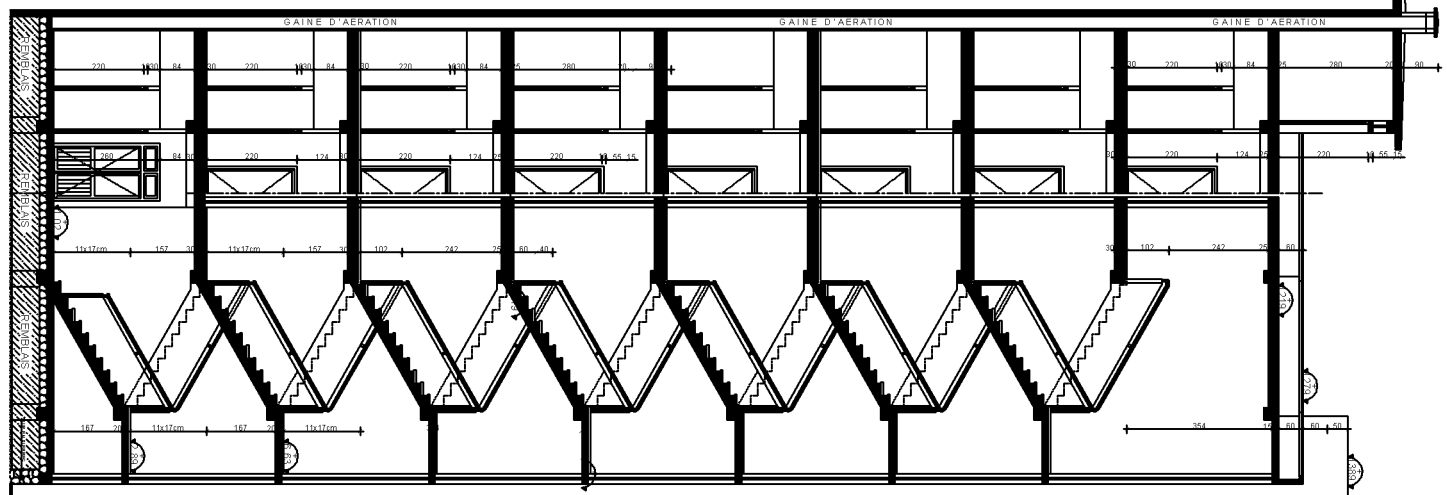


FAÇADE POSTERIEURE

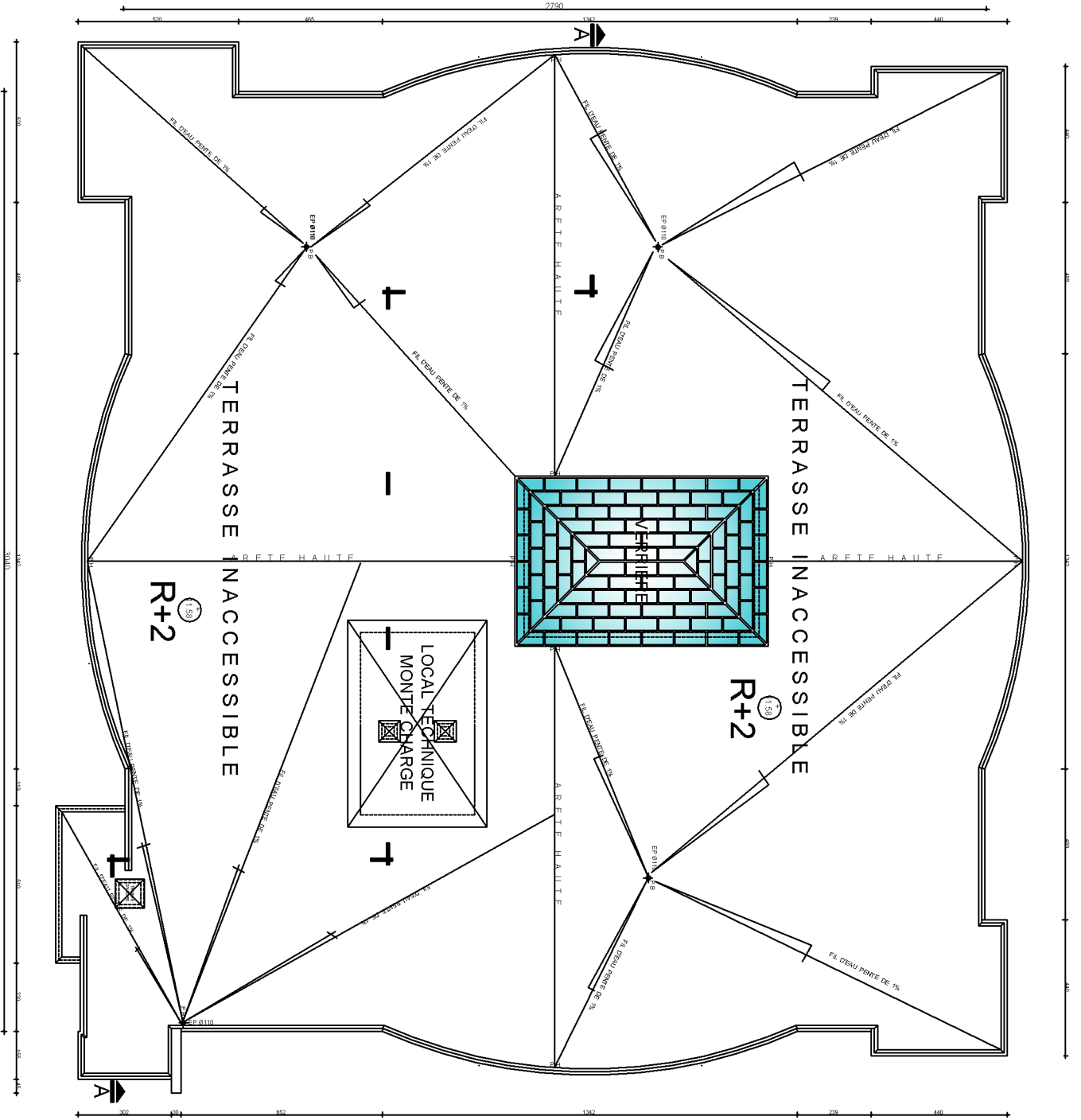




CAGE MONTE MALADE



PLAN DE TERRASSE



INTRODUCTION

Etant en sa nature, l'être humain recherche la sécurité, la stabilité et le confort en outre tout ce qui contribue au bien être, à la commodité de la vie matérielle et la sensation agréable procurée par la satisfaction des besoins physiques, l'absence de contraintes psychologiques. tout au long de son existence ce qu'il l'incite à créer le domaine de génie civil qui lui assure et englobe ces trois besoins vitaux à lui seul, d'où il l'a proclamé une technologie qui ne cesse de progresser jusqu'à nos jours afin d'atteindre son apogée. Mais Avant toute chose il faut s'intéresser au domaine de génie civil l'une des disciplines les plus ancienne qui occupé une place aussi importante d'où on constate plusieurs pratiques qui ont débutées entre 4000 et 2000 ans avant JC en EGYPTE antique, depuis, elle a connue un développement majeure qui a engendré divers spécialités telle que l'ingénierie environnementale, géotechnique, ingénierie des structures, ingénierie des transports, ou urbain génie municipal, ingénierie hydraulique, le génie des matériaux, génie côtier, et d'ingénierie de la construction, la photogrammétrie, la topographie, la cartographie...etc.

Les ingénieurs civils jouent un rôle majeur et indispensable dans le développement viable, ces derniers veulent résoudre des problèmes qui se posent et de trouver des solutions afin de construire, rénover, réparer, entretenir réaménager et moderniser les infrastructures quelque soit leurs spécialités, fonctions et destinations. ils tiennent à la sécurité la stabilité, la santé et le bien-être de la capitale public. Parmi les critères que l'ingénieur doit respecter est que le projet de génie civil doit être conforme aux réglementations gouvernementales et les lois (RPA BAEL...etc.); aussi il devrait être construits économiquement pour fonctionner correctement avec un minimum d'entretien et de réparation tout en résistant à l'usage prévu et les conditions géologiques et météorologiques.

Concernant notre projet d'étude, et vue notre spécialité, on a choisit de faire l'étude globale d'un bâtiment de consultation spécialisée, dite clinique (R+7), en s'appuyant sur notre savoir acquis durant notre cursus et des recherches faites qui nous ont permis de nous enrichir et nous cultivé à propos tout en utilisant l'application ETABS afin d'assurer le calcul de notre structure.

Notre travail sera présenté comme ceci :

Partie consacré à la présentation de l'ouvrage ainsi qu'aux matériaux qui le constituent, pré dimensionnement des éléments, sans oublier le calcul des éléments secondaires.

Partie modélisation par ETABS à fin de déterminer Les caractéristiques vibratoires (périodes propres et modes propres) de la structure et Les sollicitations dans les éléments structuraux, poutres, poteaux et voiles pour un ferrailage pour les éléments principaux

Enfin troisième et dernière partie, dans la quelle nous abordons l'étude de l'infrastructure illustrons tout les plans d'exécutions.

I.1-PRESENTATION DU PROJET:

Notre projet de fin d'étude consiste à calculer les éléments résistants d'une structure qui a une forme régulière, (R+7) à usage hospitalier.

Ce bâtiment est projeté au nord est de la ville de sidi bel abbes, cette dernière est classé en zone I (faible sismicité) selon le Règlement Parasismique Algérien 99 (**R.P.A 99**).

I.2- CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE DU BÂTIMENT :

- ❖ longueur = 30.00m.
- ❖ largeur = 27.5m.
- ❖ hauteur du rez-de-chaussée = 3,74m.
- ❖ hauteur d'étage courant = 3,74m.
- ❖ hauteur de la salle machine = 3.00m.
- ❖ hauteur du bâtiment du niveau $\pm 0,00$ au point le plus haut est de + 33,89m.

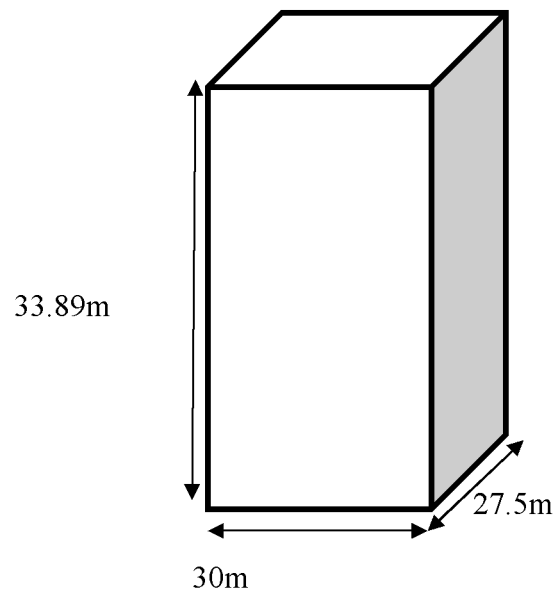


Figure. I.1. Illustration géométrique du bâtiment

I.3-RÈGLEMENTS UTILISÉS ET NORMES DE CONCEPTION:

L'étude du bâtiment sera menée en utilisant les codes suivants:

- ❖ Règlements Parasismique Algériennes « RPA 99/Version 2003 »
- ❖ Règles de conception et de calcul aux états limites des structures en béton armé «B.A.E.L.91 /modifiées.99 »
- ❖ Documents Technique Règlementaires « D.T.R-B.C.2.2 » : charges permanentes et charges d'exploitations
- ❖ Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé « CBA93 ».

I.4- LES ÉLÉMENTS DE L'OUVRAGE :

* L'ossature :

La stabilité transversale et longitudinale de la structure est assurée par des portiques auto-stables construits de poutres et de poteaux encastres les uns dans les autres et des voiles de contreventement permettant ainsi une bonne rigidité de l'ouvrage capable de reprendre les efforts horizontaux et verticaux.

* Planchers :

Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure. Supportent et transmettent aux éléments porteurs de la structure les charges permanentes et les surcharges. Ils permettent aussi d'isoler thermiquement et acoustiquement les différents niveaux.

Notre structure comporte deux types de planchers :

I.4.1- Planchers à corps creux (en partie courante) :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé espacées de 65cm, de corps creux en béton expansé (hourdis) et d'une table de compression de faible épaisseur en béton armé par un treillis soudé.

On utilise ce type de plancher pour les raisons suivantes:

- . La facilité de réalisation.
- . Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes;
- . Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- . Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par les poutrelles et les corps creux).

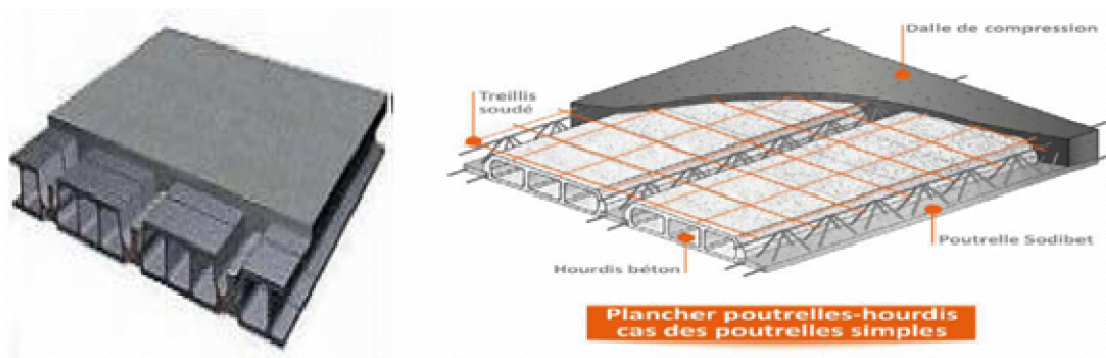


Figure. I.2. : Plancher à corps creux

I.4.2-Planchers dalle pleine :

Actuellement une très large utilisation dans la construction immeuble à plusieurs étages et pour les habitations privées ce complexe de matériaux permet des réalisations économiques.

Certaines parties des plancher ne pourront être en corps creux sont prévues en dalle pleine.

* Système de coffrage :

On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques, et les voiles de contreventement.

* Maçonnerie :

La maçonnerie utilisée est en briques creuses, nous avons deux types de murs :



Figure. I.3 : Briques creuses

1-Murs extérieurs(les façades) :

Les façades sont réalisées en double cloison par des éléments de briques comportant des ouvertures pour fenêtres à certains endroits

2-Murs intérieurs :

Une cloison de séparation en brique a 8 trous de 10cm d'épaisseur.

* **Revêtement :**

Le revêtement de la structure constitue par :

- Carrelage de 2cm d'épaisseur pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- Enduit plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Mortier de ciment pour crépissage de façades extérieures.

* **Escaliers :**

L'escalier permet l'accès entre les étages. Elle est constituée à chaque étage de deux volées et D'un palier intermédiaire (inter-étage).

* **Ascenseur :**

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents Niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

I.5- CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES DES MATÉRIAUX :

Les matériaux de structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions aux séismes. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel 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 et en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions. Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé.

A. LE BÉTON :

Le béton est un matériau constitué d'un mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et de l'eau. Il est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie en fonction de la granulométrie, le dosage en ciment, la quantité d'eau de gâchage et l'âge du béton. Ce dernier sera conforme aux règles BAEL 91 et le RPA 99 version 2003 applicable en Algérie.

I.5.1. Caractéristiques physiques et mécaniques :

1. a Résistance caractéristique à la compression : Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge, dite résistance caractéristique à la compression, notée f_{c28} . Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge < 28 jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit :

$$f_{cj} = \frac{j}{(4,46 + 0,83j)} f_{c28} \text{ ----- (BAEL 91 / Art 2.1, 11)}$$

Pour le présent projet, on adoptera $f_{c28} = 25\text{MPa}$

1. b Résistance caractéristique 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. Conventionnellement, elle est défini par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \quad (\text{BAEL91/Art 2.1, 12})$$

Pour $j = 28j$, on a : $f_{tj} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1 \text{ MPa}$

I.5.2. Contraintes limites :

2. a/Contrainte limite de compression :

$$f_{bu} = 0,85 \cdot f_{c28} / \gamma_b \dots [\text{MPa}] \quad (\text{BAEL91/Art2.1,21})$$

γ_b : Coefficient de sécurité

$$\gamma_b = 1,50 \text{ en situation courante} \quad f_{bu} = 14,20 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ en accidentelle} \quad f_{bu} = 18,48 \text{ MPa}$$

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

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

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

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

2. b /Contrainte limite de cisaillement :

$\tau_u = \min [0,13f_{c28} ; 5\text{MPa}]$ pour la fissuration peu nuisible

$\tau_u = \min [0,10f_{c28} ; 4\text{MPa}]$ pour la fissuration préjudiciable

2.c /Contrainte de service à la compression :

$$\sigma_{bc} = 0,60f_{c28} [\text{MPa}] \quad \sigma_{bc} = 15 [\text{MPa}]$$

I.5.3. Module d'élasticité :

Le module d'élasticité est le rapport de la contrainte normale sur la déformation engendrée :

$$E = \frac{\sigma}{\epsilon}$$

Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de module.

3. a/Module d'élasticité instantané :

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{BAEL91/Art2.1,21}):$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \quad \rightarrow \quad E_{ij} = 32164 \text{ MPa}$$

3. b/ Module d'élasticité différé :

Lorsque la contrainte normale appliquée est en longue durée, et afin de tenir compte de l'effort de fluage de béton on prend un module égal :

$$E_{vj} = 37003 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$$

3.c/ Module d'élasticité transversal :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \text{MPa} \quad (\text{BAEL91/Art 2.1, 3})$$

Avec :

E : Module de Young (module d'élasticité).

ν : Coefficient de poisson.

I.5.4. Coefficient de poisson :

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales.

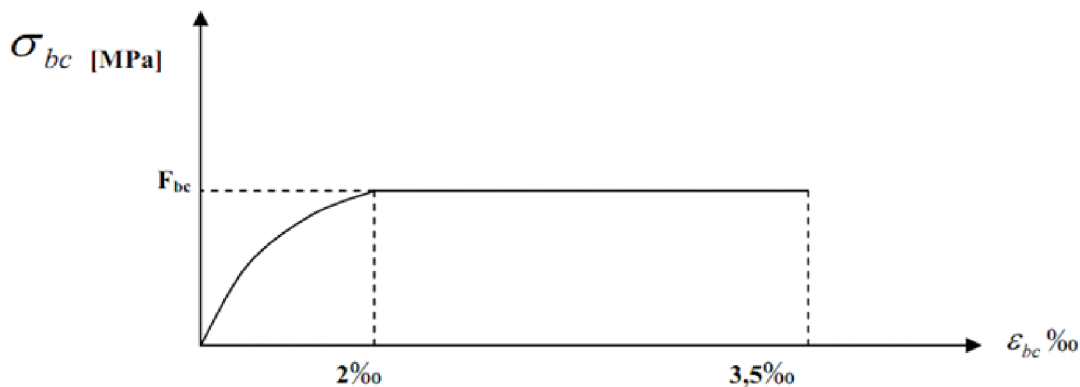
$$\left(\nu = \frac{\Delta d / d}{\Delta l / l} \right), \text{ Il sera pris égal à :[Art A.2.1, 3 / BAEL 91 modifiée 99]}$$

$\nu = 0.2$ à l'état limite de service (ELS).

$\nu = 0$ à l'état limite ultime (ELU).

I.5.5. Diagramme contrainte déformation du béton :

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$



FigI.4 Diagramme des contraintes déformations du béton

B.LES ACIERS :

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

- Les ronds lisses FeE2 15 et FeE235 correspondent, respectivement, à des limites d'élasticités garanties de 215 MPa et 235 MPa.

- Les aciers à haute adhérence FeE400 et FeE500 correspondent, respectivement, à des limites d'élasticités garanties de 400 MPa et 500 MPa.

- Treillis soudé de type TS520

1. Module d'élasticité :

Le module élasticité longitudinal (E_s) de l'acier est pris égal à : $E_s = 200000$ MPa.

2. limite élasticité de l'acier :

à ELU :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Avec } \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité.}$$

$\gamma_s = 1,5$ pour le cas courant.

$\gamma_s = 1$ pour le cas accidentel (Art A.4.3.2/BAEL 91)

$\sigma_s = 348$ MPa pour les aciers à haute adhérence FeE400

$\sigma_s = 204$ MPa pour les aciers doux FeE240

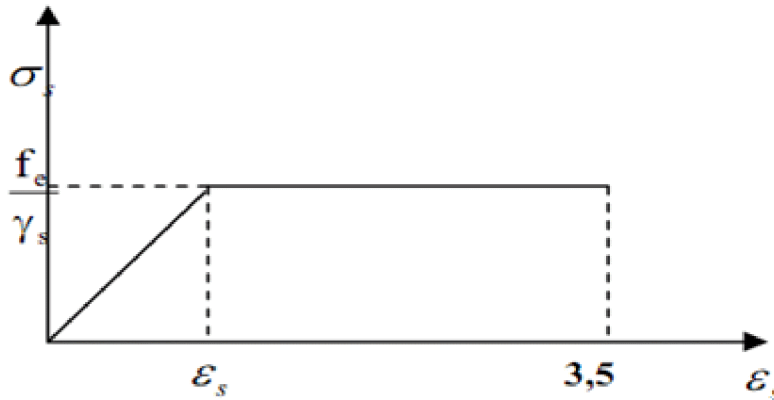


Fig.I.5 Diagramme des contraintes-déformations à l'ELU

à PELS :

Fissuration peu nuisible : cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire.

$$\sigma_{st} = f_e \quad (\text{BAEL91 modifié 99/A.4.5 ,32})$$

Fissuration préjudiciable : c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

(BAEL91 modifié 99/A.4.5 ,32)

$$\sigma_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

Fissuration très préjudiciable : c'est le cas des milieux agressifs. (BAEL91 modifié 99/A.4.5 ,34)

$$\sigma_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

Avec :

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$: pour les ronds lisses (RL)

$\eta = 1,6$: pour les hautes adhérences (HA)

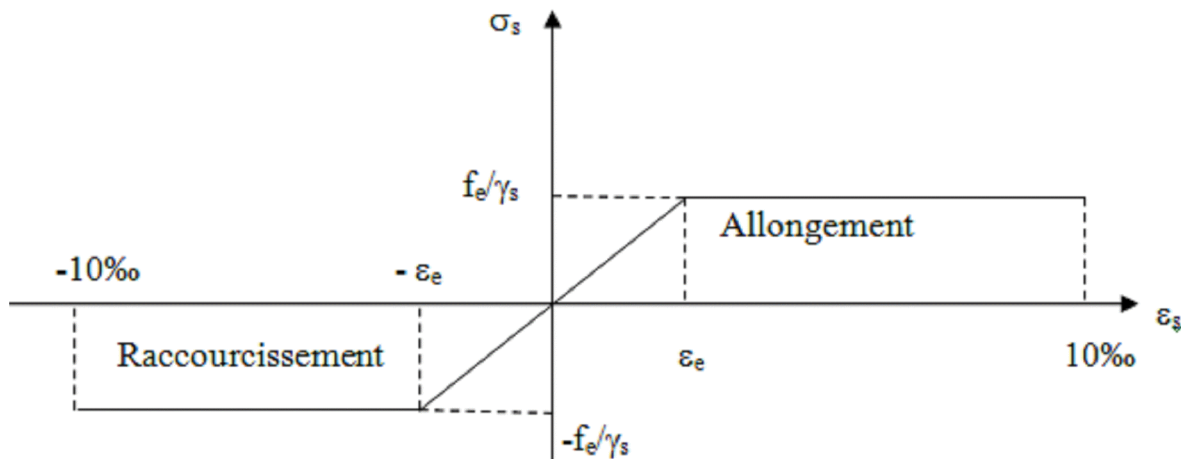


Fig.I.6 Diagramme contrainte déformation.

3. 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.

Conclusion :

Dans ce premier chapitre on a présenté la structure à étudier, et défini les différents éléments qui la compose ainsi que le choix des matériaux utilisés, sa dans le but d'approfondir cette étude pour faire un pré-dimensionnement précis dans le chapitre que nous entamerons prochainement, afin d'assurer une bonne résistance des matériaux qui constituent notre construction.

II.1.INTRODUCTION :

Comme on la cité déjà dans le premier chapitre, ce deuxième chapitre est consacré aux pré-dimensionnement des éléments qui constituent notre construction d'où cette étape est le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Pour ce fait, nous commençons le pré-dimensionnement du sommet vers la base :

- Planchers
- Poutres
- Poteaux
- Voiles

II.2. PLANCHER :

Le plancher est une surface plane qui sépare deux niveaux qui se succèdent dans une structure et qui transmet les charges et les surcharges aux éléments porteurs tout en assurant le rôle d'un isolant thermique et phonique ainsi que l'étanchéité des niveaux extrêmes. Dans notre cas on site deux types de planchers :

*** PLANCHER EN CORPS CREUX :**

Il s'agit de planchers constitués de corps creux (ourdis) posés sur des poutrelles préfabriquées, disposées suivant le sens de la plus petite portée le tout complété par, une dalle de compression, ferrillée par un treillis soudé dont les dimensions des mailles ne dépassent pas :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 30 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

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

$ht \leq L_{max} / 22.5$ (Art B 6-8-423/BAEL91 modifier

Avec :

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

ht: épaisseur de la dalle.

On a : $L_{max} = 550 - 25 = 525 \text{ cm}$

D'où : $ht = 525 / 22.5 = 23,333 \text{ cm}$.

On optera pour un plancher de hauteur **24 cm**, soit **(20 +4) cm**

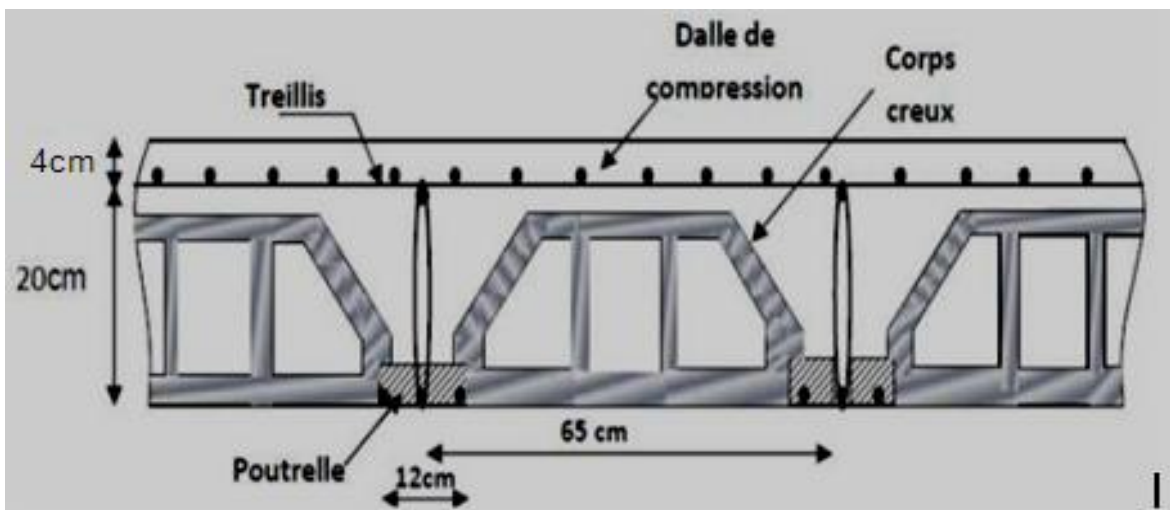


Figure II.1 : Schéma descriptif d'un plancher en corps creux.

✱ **Plancher dalle pleine :**

Ce sont des plaques minces dont l'épaisseur est moins importante comparé aux autres dimensions. Leurs épaisseurs est déterminés selon leurs portés ainsi que les conditions suivantes :

- ✱ La résistance à la flexion.
- ✱ L'isolation acoustique.
- ✱ La résistance au feu.

Dans notre cas on a deux panneaux à calculer en suite on choisit le panneau le plus défavorable, pour nous donner un pré dimensionnement de l'épaisseur de la dalle.

Panneau N°1 : $L_x = 154\text{cm}$; $L_y = 1342\text{cm}$

Panneau N°2 : $L_x = 175\text{cm}$; $L_y = 500\text{cm}$

a) Résistance à la flexion :

$\rho = L_x / L_y = 0.11 > 0,4$ pour le panneau N1 ... La dalle travaille dans les deux sens

$\rho = L_x / L_y = 0.35 < 0,4$ pour le panneau N2 ... La dalle travaille dans un seul sens

- L_x : petit côté du panneau de dalle.
- L_y : grand côté du panneau de dalle.

Le panneau N1 repose sur trois appuis avec une portée $1342\text{cm} \implies L_x/35 \leq e \leq L_x/30$
D'où: $4.4\text{cm} \leq e \leq 5.1\text{cm}$

Le panneau N2 repose sur deux appuis avec une portée $500\text{cm} \implies e \leq L_x/20$ d'où :
 $e=8.75\text{cm}$

b) Isolation phonique :

Selon les règles technique « **CBA93** » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à : **$e=15\text{ cm}$**

c) Résistance au feu :

- ❶ $e=7\text{ cm}$ pour une heure de coup de feu.
- ❷ $e=11\text{ cm}$ pour deux heures de coup de feu.
- ❸ $e=17,5\text{ cm}$ pour quatre heures de coup de feu.

On opte pour **$e=11\text{cm}$**

Conclusion : En tenant compte des trois conditions, on opte pour une épaisseur de la dalle **$e=15\text{cm}$** .

II.3.LES POUTRES :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé coulées sur place, qui assurent la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (Poteaux, voiles) et aussi la fonction de chaînage des éléments.

Le pré dimensionnement ce fait en respectant les conditions préconisées par le **RPA 99 A 7.5.1** indiquées ci-dessous :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ h/b \leq 4\text{cm} \end{array} \right. \quad \text{avec : } h=\text{hauteur de la poutre, } b=\text{largeur de la poutre.}$$

3.1.les poutres principales :

Ce sont les poutres parallèles à la plus grande portée elles sont les poutres porteuses sur les quelles reposent les poutrelles.

La portée est égale à $l_{max}=700-25= 675\text{cm}$

Selon le **BAEL 91 A.4.14 :**

$l / 15 \leq h_t \leq l/10$

$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$

l : la portée maximale de la poutre entre nus d'appuis.

h_t : la hauteur de la poutre.

$660/15 \leq h_t \leq 660/10 \Rightarrow 45\text{cm} \leq h_t \leq 67.5\text{cm}$

Soit $h_t = 50\text{ cm}$

$0.4(55) \leq b \leq 0.7(55) \Rightarrow 20\text{cm} \leq b \leq 35\text{cm}$

Soit $b = 30\text{cm}$

Vérification selon RPA 99 :

$b \geq 20\text{ cm}$	\longrightarrow	$b = 30\text{cm} \geq 20\text{ cm}$	condition vérifiée
$h \geq 30\text{ cm}$	\longrightarrow	$h = 50\text{cm} \geq 30\text{ cm}$	condition vérifiée
$h/b \leq 4$	\longrightarrow	$50/30 = 1,66 < 4$	condition vérifiée

On tenant compte des conditions du RPA 99, la poutre principale est de (50 x 30) cm

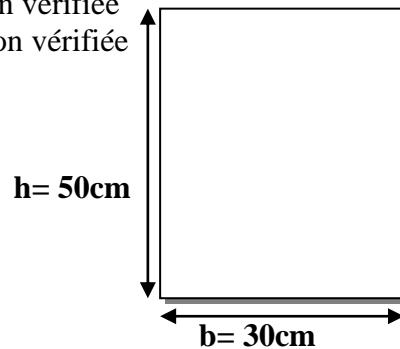


figure. II.2.poutre principale

3.2. Les poutres secondaires :

Ce sont les poutres parallèles à la petite portée qui assurent le chaînage.

La portée est égale à $l = 550-25=525\text{cm}$

Selon le **BAEL 91 A.4.14 :**

$l / 15 \leq h_t \leq l/10$

l : la portée maximale de la poutre entre nus d'appuis.

$520/15 \leq h_t \leq 520/10 \Rightarrow 35\text{cm} \leq h_t \leq 52.5\text{cm}$

Soit $h_t = 40\text{cm}$

$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$

$0.4(40) \leq b \leq 0.7(40) \Rightarrow 16\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}$

Soit $b = 25\text{cm}$

Vérification selon RPA 99 :

$b \geq 20\text{ cm}$	\longrightarrow	$b = 30\text{cm} \geq 20\text{ cm}$	condition vérifiée
$h \geq 30\text{ cm}$	\longrightarrow	$h = 45\text{cm} \geq 30\text{ cm}$	condition vérifiée
$h/b \leq 4$	\longrightarrow	$40/30 = 1,5 < 4\text{cm}$	condition vérifiée

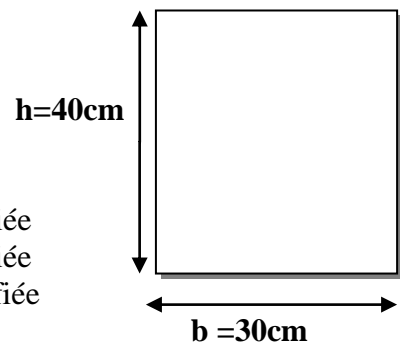


figure. II.3.poutre secondaire

On tenant compte des conditions du RPA 99, la poutre secondaire est de (30 x 40)cm

3.3 Les poutres de chaînage

$L=510-25=485 \text{ cm}$

$l / 15 \leq h_t \leq l / 10$

l : la portée maximale de la poutre entre nus d'appuis.

$485/15 \leq h_t \leq 485/10 \Rightarrow 32.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 48.5 \text{ cm}$

Soit $h_t = 35 \text{ cm}$

$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$

$0.4(35) \leq b \leq 0.7(35) \Rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$

Soit $b = 20 \text{ cm}$

Vérification selon RPA 99 :

- $b \geq 20 \text{ cm} \longrightarrow b = 20 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$
- $h \geq 30 \text{ cm} \longrightarrow h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$
- $h/b \leq 4 \longrightarrow 35/20 = 1,75 < 4 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$

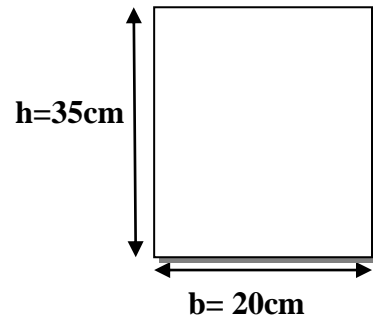


Figure. II.4.poutre chaînage

On tenant compte des conditions du RPA 99,
la poutre de chaînage est de (20 x 35)

3.4. Les poutres palières :

Dans notre projet on distingue deux poutres palières de dimension de portée différentes :

***Premier cas :** $L_1 = 270 \text{ cm}$

$l / 15 \leq h_t \leq l / 10$

$270/15 \leq h_t \leq 270/10$

$18 \text{ cm} \leq h_t \leq 27 \text{ cm}$

Soit $h_t = 30 \text{ cm}$

$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$

$0.4(20) \leq b \leq 0.7(20) \Rightarrow 8 \text{ cm} \leq b \leq 14 \text{ cm}$

On prend $b = 20 \text{ cm}$ pour que la condition du RPA 99

Vérification selon RPA 99 :

- $b \geq 20 \text{ cm} \longrightarrow b = 20 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$
- $h \geq 30 \text{ cm} \longrightarrow h = 35 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$
- $h/b \leq 4 \longrightarrow 30/20 = 1,5 < 4 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$

On tenant compte des conditions du RPA 99,
la poutre secondaire est de (20 x 35) cm

***Deuxième cas :** $L_2 = 310 \text{ cm}$

$l / 15 \leq h_t \leq l / 10$

$310/15 \leq h_t \leq 310/10 \Rightarrow 20.66 \text{ cm} \leq h_t \leq 31 \text{ cm}$

Soit $h_t = 30 \text{ cm}$

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

$$0.4(25) \leq b \leq 0.7(25) \implies 10 \text{ cm} \leq b \leq 17.5 \text{ cm}$$

On prend $b = 20 \text{ cm}$ pour que la condition du RPA 99

Vérification selon RPA 99 :

$$\begin{aligned} b \geq 20 \text{ cm} &\longrightarrow b = 20 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée} \\ h \geq 30 \text{ cm} &\longrightarrow h = 35 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée} \\ h/b \leq 4 &\longrightarrow 30/20 = 1,5 < 4 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée} \end{aligned}$$

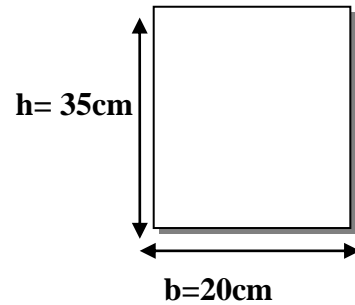


Figure .II.5.poutre palière

On tenant compte des conditions du RPA 99, la poutre secondaire est de (20 x 35) cm

II.4. LES POTEAUX :

Les poteaux sont des éléments verticaux en béton armé dont la forme est généralement carrée; rectangulaire ou circulaire .Ils travaillent en flexion composée, et constituent les points d'appuis pour les poutres.

Les poteaux sont dimensionnés à l'E.L.S (État limite de service) en compression simple par la descente de charge pour le poteau le plus sollicité d'après le règlement **B.A.E.L 91**. La structure est constituée de 3 types de poteaux :

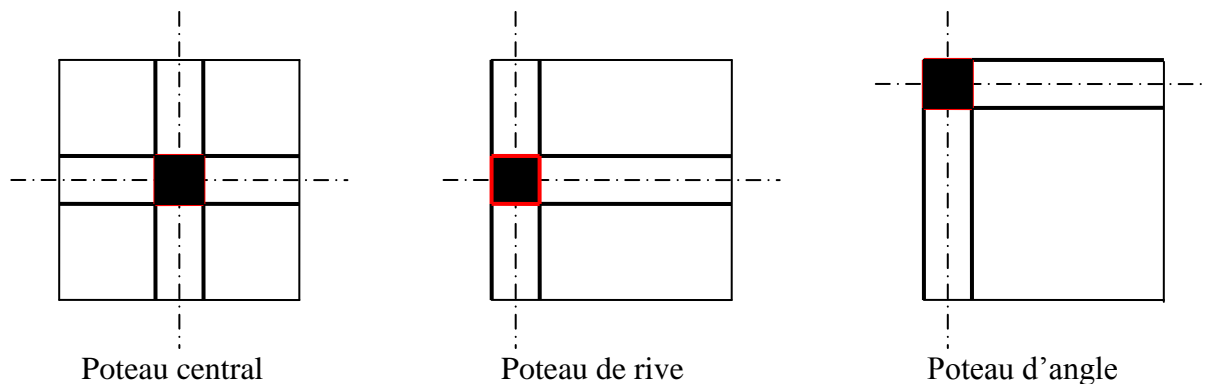


Figure. II.6 : Types de poteaux

Les poteaux sont pré-dimensionnés à ELS ; en compression simple avec un effort

Normal de compression $N_s = (Q+G)$

N : effort normal

G : charge permanente

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

On suppose que le béton seul reprend l'effort normal ; on effectuera le calcul de la section Pour le poteau le plus sollicité.

La section de poteau est obtenue par la formule suivante:

$$B \geq \frac{N_s}{0,3 f_{c28}} \quad (\text{Art 7.4.3.1 RPA 99})$$

B : La section du poteau

N_s : effort normal

σ_b : Contrainte admissible du béton à la compression simple.

Avec $0,3 \times f_{c28} = 0,3 \times 25 = 7,5 \text{ MPa}$.

II.5. LES VOILES:

Les voiles sont des éléments en béton armé ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales et à reprendre une partie des charges verticales. D'après le RPA 99 /Version2003 article 7.7. 1 « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4a$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

Avec : a : épaisseur des voiles.
 L : portée min des voiles.

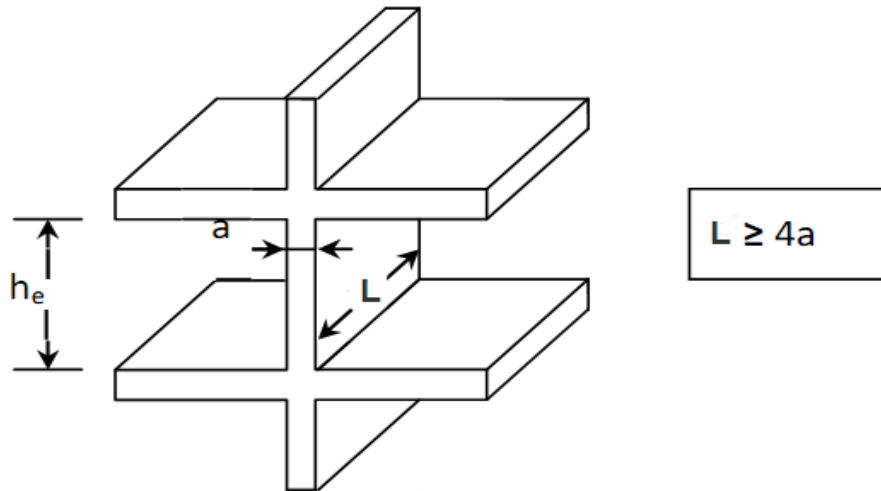
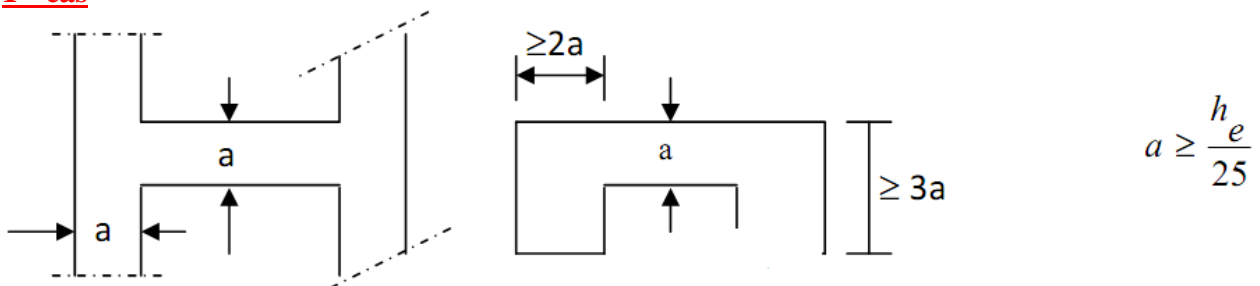


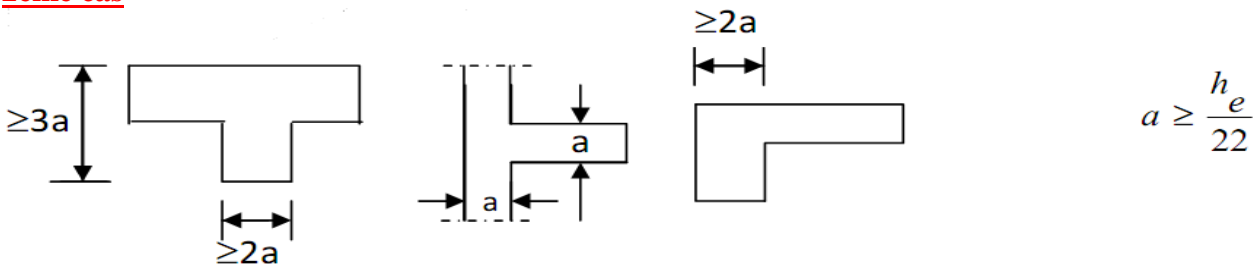
Figure .II.7.coupe de voile en élévation

L'article 7.7.1 RPA99/ Version2003 « l'épaisseur minimale est de 15 cm ».de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités

1^{er} cas



2eme cas



3eme cas



Figure II.8. coupes de voiles en plan

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

Dans notre structure en opte pour le 3eme cas :

- Pour le RDC :
 $h_e = h_{RDC} - e_{dalle} = 374 - 25 = 349 \text{ cm} \dots\dots\dots e \geq 349/20 = 17.45 \text{ cm}$
- Pour les étages courants du 1er au 7eme étage :
 $h_e = h_{\text{etage}} - e_{dalle} = 374 - 25 = 349 \dots\dots\dots e \geq 349/20 = 17.45 \text{ cm}$
 $e \geq \max(e_{\min}, e_{RDC}, e_{\text{etage}}) \rightarrow e \geq \max(15; 17.45) \rightarrow e \geq 17.45 \text{ cm}$

Conclusion : On adopte une épaisseur de 20cm Pour RDC et les étages courants

Vérification RPA :

Pour que les voiles puissent assurer une fonction de contreventement, sa longueur (L) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur.

Dans notre cas $L_{\min} \geq 4a = 80 \text{ cm} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**

II.6. DÉTERMINATION DES CHARGES ET SUR CHARGES :

II.6.1. Charges permanentes :

II.6.1.1 PLANCHER :

Nous avons choisie d'étudier les planchers afin de pouvoir les comparer :

- ❖ Plancher corps creux.
- ❖ Plancher dalle pleine.

A/ PANCHER EN CORPS CREUX :

Pour ce type de plancher, nous avons les descentes des charges suivantes :

✚ **Plancher terrasse (inaccessible) :**

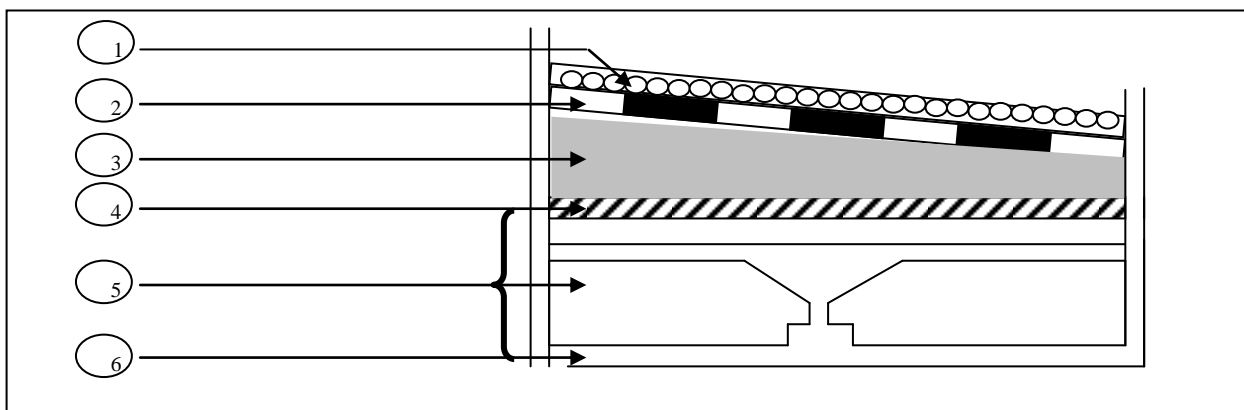


Figure II.9 : détails d'un plancher terrasse inaccessible

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

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique γ (KN/m ³)	Charges G (KN/m ²)
1	Couche de gravillons 15/25	0.04	20	0.80
2	Etanchéité multi couche	0.02	06	0.12
3	Forme de pente en béton	0.1	22	2.2
4	Isolation en polystyrène	0.04	3	0.12
5	Plancher en corps creux	0.24	13.35	3.20
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G_t				6.64

✚ Plancher courant :

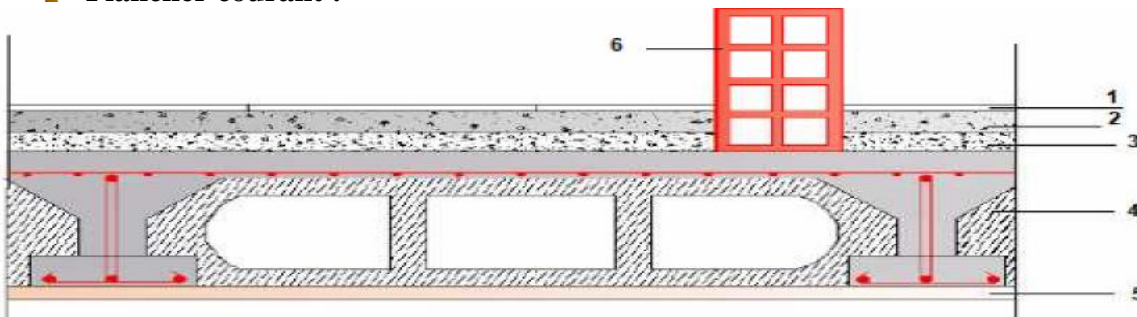


Figure II.10 détail d'un plancher courant

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

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique γ (KN/m ³)	Charges G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher en corps creux	0.24	13.35	3.20
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons intérieures	0.10	10	1
Charge permanente totale G_c				5.6

B/ PLANCHER DALLE PLAINE :

Tableau. II.3 : Poids des différents éléments constituant le plancher dalle plaine terrasse

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique γ (KN/m ³)	Charges G (KN/m ²)
1	Couche de gravillons 15/25	0.04	20	0.80
2	Etanchéité multi couche	0.02	06	0.12
3	Forme de pente en béton	0.1	22	2.2
4	Isolation en polystyrène	0.04	3	0.12
5	Plancher en dalle plaine	0.15	14	2.10
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G_t				5.54

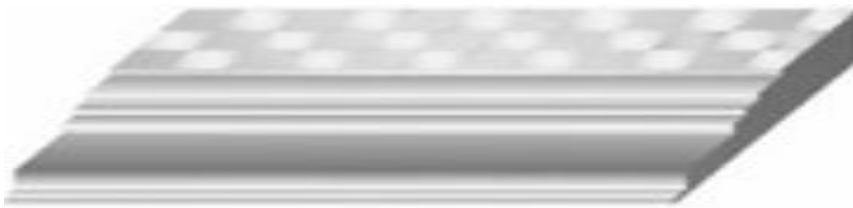


Figure II.11.coupe de la dalle plaine de la terrasse

Tableau II.4 : Poids des différents éléments constituant le plancher dalle plaine d'étage courant

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique γ (KN/m ³)	Charges G (KN/m ²)
1	Cloisons	0.10	10	1
2	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Couche de sable	0.02	18	0.36
5	Plancher en dalle plaine	0.15	14	2.10
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G_c				4.5

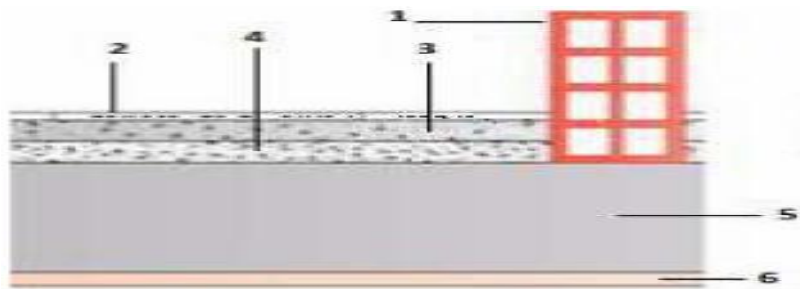


Figure II.12.coupe de la dalle plaine de l'étage courant

II.6.1.2. Maçonnerie : Il y a deux types de murs, murs extérieurs et murs intérieurs :

A/ Murs extérieurs

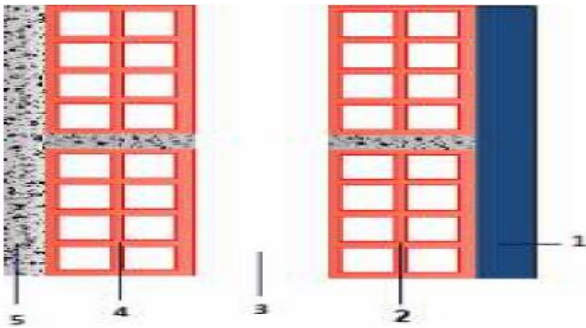


Figure II.13 : Coupe verticale d'un mur extérieur

Tableau II.5. : Poids des différents éléments constituant le mur extérieur

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique γ (KN/m ³)	Charges G (KN/m ²)
1	Mortier de ciment	0.02	18	0.36
2	Briques creuses	0.10	09	0.9
3	Lame d'air	0.05	-	-
4	Briques creuses	0.10	09	0.9
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G_{mex}				2.36

B/ Murs intérieurs :

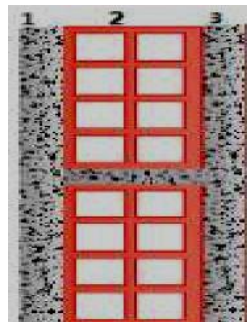


Figure II.14. Coupe verticale d'un mur intérieur

Tableau II.6: Poids des différents éléments constituant le mur intérieur

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique γ (KN/m ³)	Charges G (KN/m ²)
1	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
2	Briques creuses	0.10	09	0.90
3	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G_{mint}				1.30

II.6.1.3. Acrotère :

La hauteur de l'acrotère $ht = 60\text{cm}$

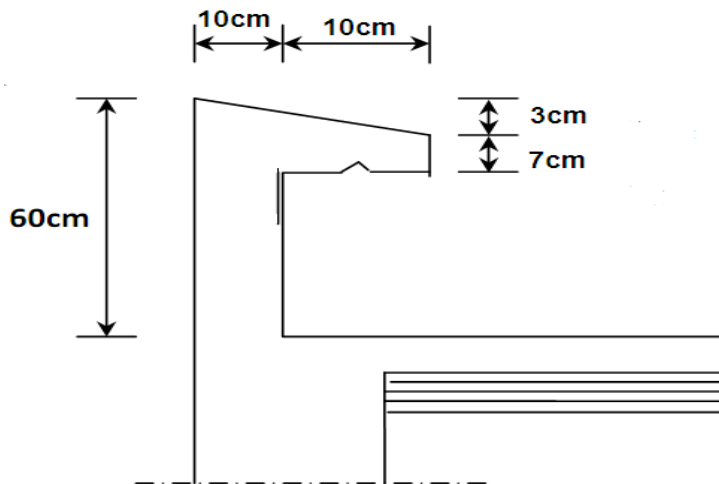


Figure.II.15.coupe transversale de l'acrotère 1

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

Le poids propre $G = \rho \times S \times 1\text{ml}$

$$S = (0.03 \times 0.1) / 2 + (0.07 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6) = 0.0685\text{m}^2$$

$$G = 25 \times 0.0685 \times 1\text{ml} = 1.71 \text{ KN/ml}$$

II.6.2. Surcharges d'exploitation :

De la même manière que pour les charges permanentes, nous déterminons les surcharges d'exploitations relatives sont données par le DTR B.C 2.2 aux différents éléments elles sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau. II.7. Surcharges d'exploitation des différents éléments

Eléments	Surcharges Q (KN/m ²)
Acrotère	1
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher étage courant usage hospitalier	4
Balcon	3.5
Escalier	2.5

II. 7. La descente des charges :

On appelle descente de charges, le principe de distribuer les charges sur les différents éléments que compose la structure d'un bâtiment.

On commence par le niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) et on descend au niveau Inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

*** Principe de calcul :**

Avant de commencer le calcul de la descente charges, il est nécessaire d'établir un principe de structure niveau par niveau avec le sens de portée de la charpente et des planchers, les balcons, les poteaux, les Poutres, etc...

Ensuite, on détermine les caractéristiques des éléments porteurs : Type de plancher, revêtement de sol (épaisseur et nature), type de toiture (tuile, ardoise, possibilité de neige,...), cloisons, type et épaisseur de murs (briques, parpaing, béton). Ce sont les charges permanentes (en daN/m ou daN/m²) Puis, on définit le type d'utilisation des pièces (logements, circulation, bureaux,...) pour choisir les surcharges d'exploitation à appliquer au plancher (en daN/m ou daN/m²). Ce sont des charges qui prennent en compte les mobiliers, des personnes et autres objets. On peut y inclure des cloisons qui peuvent être enlevées ou déplacées. Ainsi nos calculs seront effectués sur le poteau le plus sollicité, en déterminant la surface revenant à ce dernier (surface d'influence).

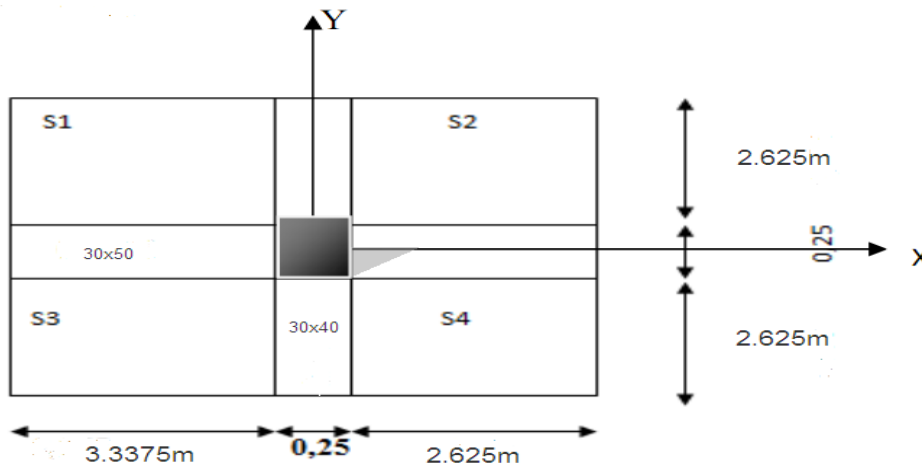


Figure II.16. Surface d'influence

*** Calcul de la surface nette :**

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

Avec:

$$S_1 = S_3 = 3.3375 \times 2.625 = 8.761 \text{ m}^2$$

$$S_2 = S_4 = 2.625 \times 2.625 = 6.891 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{nette}} = (8.761 \times 2) + (6.891 \times 2)$$

$$S_{\text{nette}} = 31.304 \text{ m}^2.$$

*** Calcul des du poids propre des éléments**

Plancher terrasse : **GPt** = Gpt x Snette = 6,64 x 31.304 = **207.858 KN.**

Plancher étage courant : **GPC** = Gpéc x Snette = 5.6 x 31.304 = **175.302KN.**

Poutres principales : **GPp** = 0,50x 0,30x (2.625+3.3375) x25 = **22.359 KN.**

Poutres secondaires : **GPS** = 0,40 x 0,30 x (2.625+2.625) x 25 = **15.75 KN.**

PP poutres = GPp + GPS = **22.359 +15.75 = 38.109KN.**

Poteaux :

Poteau du RDC et du 1^{er} au 7^{eme} étage :

GPot = (0.25 x 0.25 x 3,74) x 25 = **5.844KN.**

* **Calcul des surcharges d'exploitations :**

- **Plancher « terrasse inaccessible » :**

$$Q_{PT} = Q_0 = 1 \times 31.304 = 31.304 \text{ KN}$$

- **Plancher étage courant :**

$$Q_{PC} = Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = \dots = Q_7 = 4 \times 31.304 = 125.216 \text{ KN}$$

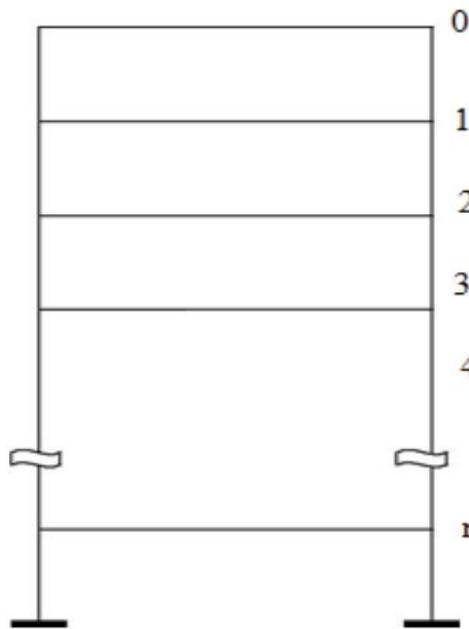
* **Loi de dégression des charges :**

Les règles du **BAEL 99** exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes.

Dans notre cas, la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, donc on peut utiliser la formule préconisée par le **D.T.R.B.C2, 2, p17**.

Loi de dégression est donc définie comme suit :

Charges d'exploitation cumulées :



$$Q_{totale} = Q_0.$$

$$Q_{totale} = Q_0 + Q_1.$$

$$Q_{totale} = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2).$$

$$Q_{totale} = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3).$$

$$Q_{totale} = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4).$$

$$Q_{totale} = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n).$$

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

Coefficients de dégression des surcharges :

Niveau	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Coefficient	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.688

Les surcharges cumulées Q_n :

Tableau II.8. Dégression des charges d'exploitation

Niveaux	Opérations	Résultats
Etage 7	$Q_0=1 \times 31.304$	31.304KN
Etage 6	$Q_0+ Q_1=31.304+125.216$	156.52KN
Etage 5	$Q_0+0.95 (Q_1+ Q_2)= 31.304+0,95(125.216 \times 2)$	269.214KN
Etage 4	$Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3) = 31.304+ 0,90(125.216 \times 3)$	369.387KN
Etage 3	$Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4) = 31.304+ 0,85(125.216 \times 4)$	457.038KN
Etage 2	$Q_0+0.80 (Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5)= 31.304+0,80(125.216 \times 5)$	532.168KN
Etage 1	$Q_0+0.75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6) = 31.304+0,75(125.216 \times 6)$	594.776 KN
RDC	$Q_0+0.71 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7) = 31.304+ 0,71(125.216 \times 7)$	653.628KN

Remarque :

Pour les poteaux circulaires on adopte les sections suivantes :

$$\text{On a : } S = \frac{\pi \times D^2}{4} = S_{\text{proposée}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \times S_{\text{proposé}}}{\pi}}$$

section des poteaux Carrés Cm ²	D= $\sqrt{\frac{4 \times S_{\text{proposé}}}{\pi}}$	Section adoptées des poteaux circulaires
Poteaux 60x60	67.7	D= 70
Poteaux 55x55	62.06	D=65
Poteaux 50x50	56.42	D=60
Poteaux 45x45	50.77	D=55

Vérfications :

- Vérification selon RPA 2003 (Art7.4.1) :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent respecter les conditions Suivantes :

Tableau. II.8. Vérification de la résistance des poteaux carrées vis-à-vis du flambement :

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée	Vérification
45 x 45	Min (b,h) ≥ 25	Min (b,h)=45	C.V
	Min (b,h) ≥ h _e /20	374/20=18.7 ≤ 45	C.V
	1/4 ≤ b/h ≤ 4	0.25 ≤ b/h=1 ≤ 4	C.V
50 x 50	Min (b,h) ≥ 25	Min (b,h)=50	C.V
	Min (b,h) ≥ h _e /20	374/20=18.7 ≤ 50	C.V
	1/4 ≤ b/h ≤ 4	0.25 ≤ b/h=1 ≤ 4	C.V
55 x 55	Min (b,h) ≥ 25	Min (b,h)=55	C.V
	Min (b,h) ≥ h _e /20	374/20=18.7 ≤ 55	C.V
	1/4 ≤ b/h ≤ 4	0.25 ≤ b/h=1 ≤ 4	C.V
60 x 60	Min (b,h) ≥ 25	Min (b,h)=60	C.V
	Min (b,h) ≥ h _e /20	374/20=18.7 ≤ 60	C.V
	1/4 ≤ b/h ≤ 4	0.25 ≤ b/h=1 ≤ 4	C.V

Tableau. II.9. Vérification de la résistance des poteaux circulaire vis-à-vis du flambement :

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée	Vérification
D=55	$D \geq 25$	D=55	C.V
	$D \geq h_e/15$	$374/15=24.93 \leq 55$	C.V
D= 60	$D \geq 25$	D=60	C.V
	$D \geq h_e/15$	$374/15=24.93 \leq 50$	C.V
D= 65	$D \geq 25$	D=65	C.V
	$D \geq h_e/15$	$374/15=24.93 \leq 55$	C.V
D= 70	$D \geq 25$	D=70	C.V
	$D \geq h_e/15$	$374/15=24.93 \leq 60$	C.V

Le flambement est un phénomène d’instabilité de la forme qui peut survenir dans les éléments Comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l’influence défavorable des Sollicitations.

Il faut vérifier l’élancement des poteaux : $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$

avec : L_f : Longueur de flambement ($L_f=0,7L_0$). i : Rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$

L_0 : Hauteur libre du poteau.

I : Moment d’inertie du poteau $I_{xx} = \frac{bh^3}{12}$ ou $I_{yy} = \frac{hb^3}{12}$ (poteau circulaire $I = \frac{\pi \times D^4}{64}$, $i = \frac{D}{4}$)

S : Section transversale du poteau carrée : $S= b \times h$

S : Section transversale du poteau circulaire : $S = \frac{\pi \times D^2}{4}$

λ : Elancement du poteau.

► Poteaux carrées

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

Pour les poteaux (45 x 45), $L=3.74m \rightarrow \lambda=20.15 < 50$

Pour les poteaux (50 x 50), $L=3.74m \rightarrow \lambda=18.14 < 50$

Pour les poteaux (55 x 55), $L=3.74m \rightarrow \lambda=16.48 < 50$

Pour les poteaux (60 x 60), $L=3.74m \rightarrow \lambda=15.12 < 50$

➡ **La résistance de tous les poteaux est vérifiée vis-à-vis du flambement**

► Poteaux circulaires

$$\lambda = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{l}{s}}} = \frac{0.7L_0}{\frac{D}{4}} = \frac{2.8L_0}{D}$$

Pour les poteaux **D=55 L=3.74m** → $\lambda=19.04 < 50$

Pour les poteaux **D=60 L=3.74m** → $\lambda=17.45 < 50$

Pour les poteaux **D=65 L=3.74m** → $\lambda=16.11 < 50$

Pour les poteaux **D=70 L=3.74m** → $\lambda=14.96 < 50$

➡ **La résistance de tous les poteaux est vérifiée vis-à-vis du flambement**

Conclusion :

Dans ce chapitre on a présenté les différents éléments constitutifs de notre structure dont on a adopté le pré dimensionnements suivant :

Plancher	Corps creux			Dalle pleine
	24cm			15cm
Poutres	Poutres Principales	Poutres secondaire	Poutres de chainage	Poutres paliers
	(30 x 50)cm ²	(30 x 40)cm ²	(20 x 35)cm ²	
Voiles	RDC			Etages courants
	20cm			20cm
Poteaux	RDC et 1 ^{er} etage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} etage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} etage	6 ^{eme} et 7 ^{eme} etage
Section carrée	(60 x 60) cm²	(55 x 55) cm²	(50 x 50) cm²	(45 x 45) cm²
Section circulaire	D=70cm	D=65cm	D=60cm	D=55cm

III 2- Acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure entourant le sommet du bâtiment conçu pour assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et protéger le gravier contre poussée du vent. La forme de pente de l'acrotère sert de protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

L'acrotère est réalisé en béton arme assimilable à une console encastrée au niveau du plancher Terrasse, il est soumis à son poids propre (G) donnant un effort normal (N) et une charge D'exploitation horizontale (Q=1KN/ml) non pondérée due à l'application de la main courante qui engendre un moment de flexion (M) dans la section d'encastrement. Donc le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée à L'ELU et L'ELS pour une bande de (1m) de largeur.

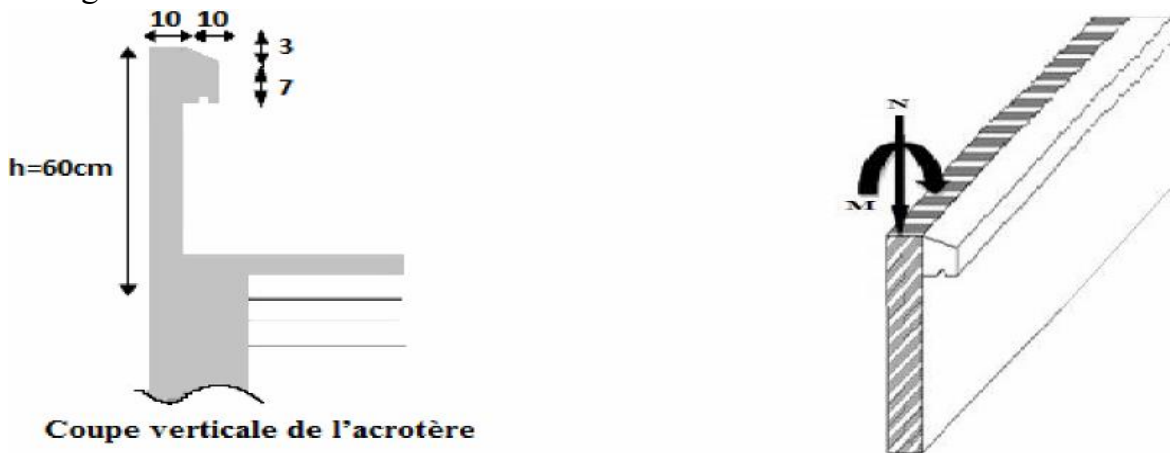


Figure III 2-1 : Coupe verticale de l'acrotère.

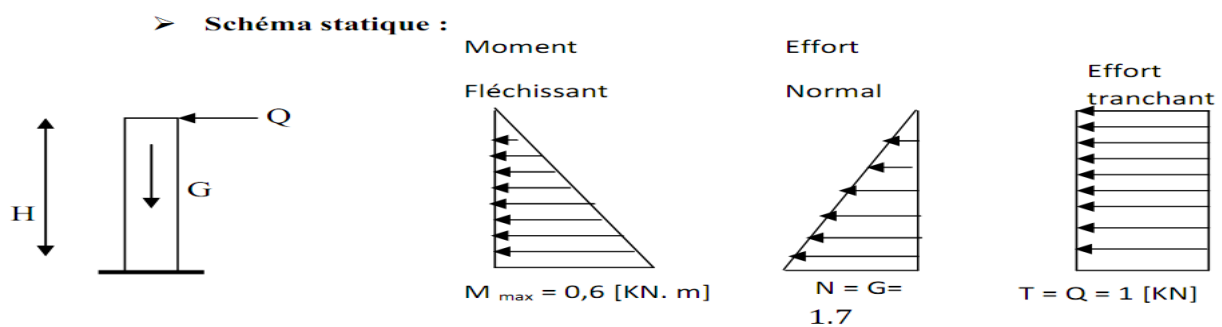


Figure III 2-2 : Schéma statique de calcul et diagrammes des efforts

III-2-1-Calcul des sollicitations :

- **Effort normal de compression dû au poids propre :**

$$NG = \rho \times S \times 1m$$

Avec:

$$S = [(0,03 \times 0,1)/2] + (0,07 \times 0,1) + (0,1 \times 0,6) = 0,0685m^2$$

$$NG = 25 \times 0,0685 \times 1 = 1,713KN.$$

ρ : Masse volumique du béton.

S : Section transversale de l'acrotère

- **Effort horizontal :** Q=1KN/ml

• Moment de renversement dû à l'effort horizontal :

$M=Q \times H \times 1m.$

$M=1 \times 0.6 \times 1m=0,6KN.m$

$\longrightarrow M=0,6KN.m$

• Effort tranchant :

$T=Q \times 1m=1 \times 1=1KN \longrightarrow T=1KN$

❖ Combinaison de charge

➤ A l'ELU :

La combinaison de charge est: $1,35G+1,5Q$

Effort dû au poids propre G : $N_u=1,35G=1,35 \times 1,713=2,313KN$

$N_u=2.313KN$

Moment de flexion dû à Q : $M_u=1,5 \times M=1,5 \times 0,6=0,9KN.m$

$M_u=0,9KN.m$

➤ A l'ELS :

La combinaison de charge est : $Q+G$

Effort normal dû au poids propre G: ~~$N_s=1.713KN.$~~

Moment de flexion dû à Q : $\longrightarrow M_s=0,6KN.m$

III-2-2-Ferraillage de l'acrotère :

a) A l'ELU :

Le calcul sera déterminé en flexion composée à l'ELU, on considère une section rectangulaire

(bxh), sous un effort normal "Nu" et un moment de flexion "Mu".

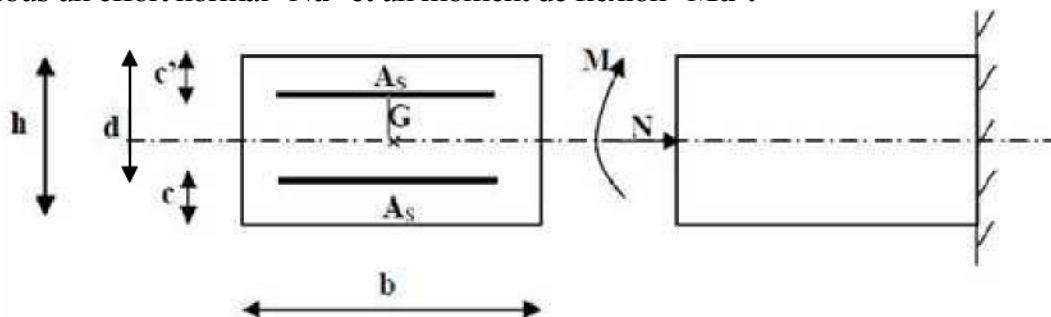


Fig III D-3 : Schéma statique de la section de l'acrotère.

"h" : épaisseur de la section = 10cm.

"b" : largeur de la section = 100cm.

"c" "c'" : enrobage = 3cm.

"d" : la hauteur utile = h-c = 7cm.

❖ Position du centre de pression

$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.313} = 39cm$

$(h/2) - c = (10/2) - 3 = 2cm$

$e_u > (h/2) - c$ d'où le centre de pression (point d'application de l'effort normal) se trouve en dehors de zone délimitée par les armatures, l'effort normal «Nu» est un effort de compression. Donc la section est partiellement comprimée. On calcule les armatures en flexion simple, sous l'effort d'un moment fictif « Mf » on trouve une section d'armatures

fictive puis on en déduit la section d'armatures réelle.

A/-Moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_f = 0,9 + 2,313 \left(\left(\frac{0,10}{2} \right) - 0,03 \right)$$

$$M_f = 0,947 \text{ KN.m}$$

(h/2-c) : la distance entre le CDG de la section et le CDG des armatures tendues.

B /- Moment réduit :

$$M_f = \mu_f * b * d^2 * f_{bu} \quad \longrightarrow \quad \mu_f = \frac{M_f}{b * d^2 * f_{bu}}$$

Avec:

$$f_{bu} = 0,85 f_{c28} / \theta_Y = 0,85 * 25 / 1,5 = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$\mu_f = \frac{0,947 * 10^3}{100 * 7^2 * 14,2} = 0,0139 < 0,392 \quad \longrightarrow \quad \text{la section est simplement armée (S.S.A) Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires}$$

$$\mu_f = 0,0139 \quad \longrightarrow \quad \beta_f = 0,995.$$

Les armatures fictives :

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\sigma_{st} * \beta_f * d} \quad \text{avec}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad A_{stf} = \frac{0,969 * 10^3}{348 * 0,995 * 7} = 0,399 \text{ cm}^2$$

Calcul en flexion composée

Les armatures réelles

$$A_{str} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,399 - \frac{2,313 * 10^3}{348 * 10^2} = 0,332 \text{ cm}^2$$

III-2-3-Vérification à l'ELU:

/ Condition de non fragilité [BAEL 99 Art A.4.2.1) :

■ Armatures principale :

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

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

$$f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 0,06 \cdot (25) + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0,23 \cdot \frac{2,1}{400} \left(\frac{39 - 0,455 * 7}{39 - 0,185 * 7} \right) * 7 * 100 = 0,802 \text{ cm}^2$$

$A_{str} = 0,332 \text{ cm}^2 < A_{min} = 0,802 \text{ cm}^2$ la section n'est pas vérifiée Donc on adopte une section



$$A_{str}=0.802 \text{ cm}^2.$$

Soit : 4HA 8 \longrightarrow $A_{str}=2.01 \text{ cm}^2.$

Avec un espacement : $St=100/4=25\text{cm}.$

• Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{str}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_{str}=0.5 < A_{min}=0.802 \text{ cm}^2.$ \longrightarrow la section n'est pas vérifiée.

Donc on adopte une section: $A_r = A_{min}=0,802\text{cm}^2.$

Soit 4Ø8 \longrightarrow $A_r=2,01\text{cm}^2/\text{ml}$

Avec un espacement : $St=100/4=25\text{cm}$

✚ Vérification de l'écartement dans les barres :

• Armatures verticales :

$A=2.01 \text{ cm}^2$

$St \leq \min \{3h, 33\text{cm}\} = \min \{30,33\text{cm}\} = 30\text{cm} \dots \dots \dots$ donc $St \leq 30\text{cm}$

Soit : $St=25\text{cm} < 30\text{cm}.$

• Armatures de répartition

$St \leq \min \{4h, 45\text{cm}\} = \min \{40,45\text{cm}\} = 40\text{cm} \dots \dots \dots$ Donc $St \leq 40\text{cm}$

Soit : $St=25\text{cm} < 40\text{cm}.$

✚ Vérification au cisaillement : [BAEL 91 Art 5.1.1] :

La fissuration est préjudiciable, on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.15 \cdot f_{c28}, 4\text{MPa})$$

Avec : $V_u=1,5Q=1,5\text{KN}$ (V_u : effort tranchant max à l'ELU).

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{1.5 \cdot 10^3}{1000 \cdot 70} = 0.0214\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.15 \cdot f_{c28}, 4\text{MPa}) = \min(0.15 \cdot 25, 4\text{MPa}) = \min(3.75\text{MPa}, 4\text{MPa}) = 3.75\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.0214\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.15 \cdot \frac{25}{1.15}, 4\text{MPa}) = \min(2.5\text{MPa}, 4\text{MPa}) = 2.5 \text{MPa}$$

Condition vérifiée (pas de risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

✚ Vérification de l'adhérence des barres :

Le béton armé est composé de béton et d'acier. Il est donc nécessaire de connaître le Comportement de l'interface entre ces deux matériaux. Pour cela, on doit vérifier que

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$$

Avec

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

$V_u=1.5Q=1.5\text{KN}$

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

$\sum U_i = n \cdot \Phi \cdot \pi = 4 \times 0,8 \times 3.14 = 10,05 \text{ cm} = 100,5 \text{ mm}$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \cdot 10^3}{0.9 \cdot 70 \cdot 100.5} = 0.236 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot ft_{28}$$

Ψ_s : le coefficient de scellement = 1,5 pour les aciers hauts adhérences (HA)

$$ft_{28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 0,06 \cdot (25) + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot ft_{28} = 1,5 \cdot 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,236 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

il n'y a pas de risque d'entraînement des barres donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Espacement des armatures

Armatures principales: $S_t = 25 \text{ cm}$.

Armatures de répartitions : $S_t = 25 \text{ cm}$.

✚ Ancrage des barres : (Art A.6.1, 22 / BAEL91) :

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit (L_s)

$$\text{Tel que : } L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_{se}}$$

$$\tau_{se} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0,6(1,5)^2(2,1) = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{400 \cdot 0.8}{4 \cdot 2.835} = 28.22 \text{ cm}$$

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

III-2-4-Vérification des contraintes à l'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

A/ Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e , 110 \sqrt{n ft_{28}})$$

On a des aciers HA : $\phi \geq 6 \text{ mm}$

FeE400 $n = 1.6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min (\frac{2}{3} \cdot 400 , 110 \sqrt{1.6 \cdot 2.1}) = \min (266.66 , 201.36) = 201.63 \text{ MPa } \sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d} \text{ avec } \beta_1 : \text{est fonction de } \rho$$

$$\rho = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \cdot 2.01}{100 \cdot 7} = 0.287 \dots\dots\dots \beta_1 = 0.914$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.6 \cdot 10^3}{2.01 \cdot 0.914 \cdot 7} = 46.656 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 46.656 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$ —> la section est vérifiée vis à vis de l'ouverture des fissures .

B/ Vérification des contraintes dans le béton [Art A 4.5.2 du BAEL 91] :

Pour une section rectangulaire ($b \times h$), acier FeE400 en flexion simple, si la relation suivante est satisfaite alors il n'y a pas lieu de vérifier σ_{bc}

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100} > \alpha \quad \text{avec : } \gamma = \frac{Mu}{Ms}$$

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{0.9}{0.6} = 1.5$$

$$U_u = 0.0136 \quad \xrightarrow{\text{Tableau}} \alpha_u = 0.0171$$

$$\alpha \leq \frac{1.5-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.25 + 0.25 = 0.50 > 0.0171 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➡ La section est justifiée vis-à-vis de la compression

Nous devons vérifier que $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K1} * \sigma_{st} = \frac{1}{47.89} * 46.656 = 0.974$$

$$\sigma_{bc} = 0.974 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Résumé

Le Ferrailage adopté par rapport a la section minimal est :

- Armatures principales : 4HA8/ml = 2.01cm² et St= 15 cm.
- Armatures de répartition : 4HA8/ml = 2.01cm² et St= 15

✚ Schéma de ferrailage :

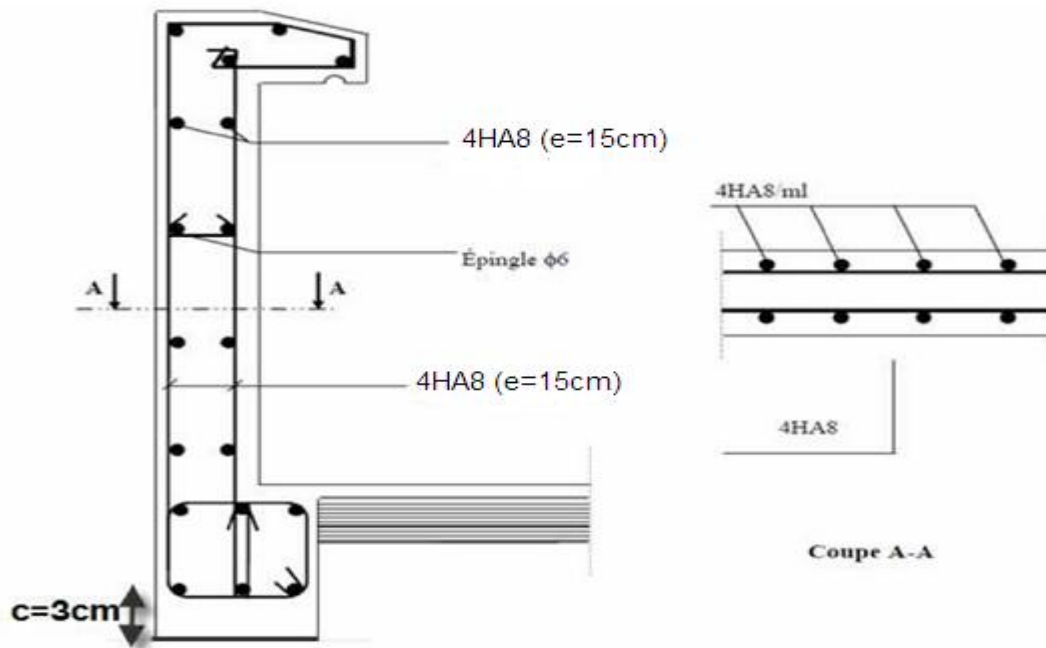


Fig III D-4 : Schéma de Ferrailage de l'acrotère

III.4 / -CALCUL DES DALLES EN CONSOLES :

Le balcon ou porte à faux est un élément constitué d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du Plancher, repose sur deux ou plusieurs appuis, travail comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive, dont l'épaisseur sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion :

$$e_p \geq \frac{L}{10} : \longrightarrow \text{largeur de la console} = 1\text{m}$$

$$e_p \geq \frac{100}{10} = 10\text{cm}$$

Pour des considérations pratiques ; on doit majorer à : $e_p = 15\text{ cm}$.

h : hauteur de garde-corps = 1.05m

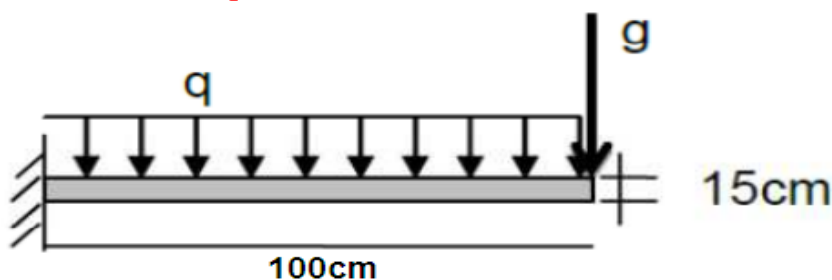
1/ Schéma statique

Fig III-G -1 : Schéma statique de la console

2/ Calcul des efforts❖ Charge et surcharges revenant à la dalle :

$$G = 5,60 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

❖ Charge de concentration due au poids du garde-corps

$g = \text{charge du mur en brique creuse} + \text{deux couches d'enduit ciment} = 0,72 + 1 = 1,72 \text{ KN/m}^2$

Donc la charge linéaire est :

$$g = 1,72 \times 1,05 = 1,806 \text{ KN/ml}$$

❖ Combinaisons des charges :**a) Combinaisons de charge à l'ELU :**• Pour la dalle :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{m}$$

$$q_u = 1,35 \times 5,6 + 1,5 \times 3,5 = 12,81 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 12,81 \text{ KN/ml}$$

• Pour garde-corps ;

$$g_u = 1,35 \times 5,6 + 1,5 \times 3,5 = 12,81$$

KN

b) Combinaison de charge à l'ELS :• La dalle :

$$q_s = Q + G$$

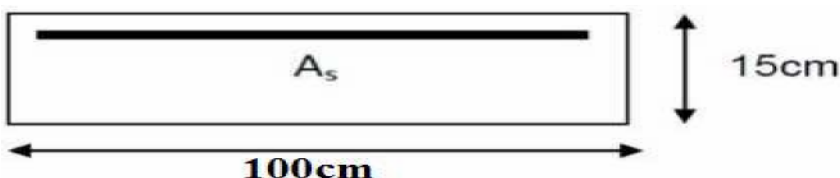
$$q_s = 5,6 + 3,5 = 9,1 \text{ KN/m}$$

• Pour le garde-corps

$$g_s = 1,806 \text{ KN}$$

3. Ferrailage

Il sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple.



Calcul à l'ELU

a) **Armatures principales**

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

$$M_u = \frac{12.81 \cdot 1^2}{2} + 2.428 \cdot 1 = 8.833 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{8.833 \cdot 10^3}{100 \cdot 13^2 \cdot 14.6} = 0.036 < \mu = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.036 \rightarrow \beta = 0.982$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8.833 \cdot 10^3}{0.982 \cdot 13 \cdot 348} = 1.99 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA12 = 4.52cm² Avec : St = 20cm

b) **Les armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA12 = 4.52cm² Avec : St = 25 cm

❖ **Vérifications à l'ELU :**

a) Vérification de la condition de non fragilité : (Art 4.21/BAEL 91) :

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \cdot 100 \cdot 13 \cdot 2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 4.52 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

b) Vérification de la condition de l'adhérence des barres : (Art 6.13/BAEL 91) :

On doit vérifier : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$

$$\tau_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \cdot 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 d \sum u_i} \leq \overline{\tau_{se}}$$

$$\sum u_i = \sum n \pi \phi = 4 \cdot 4.52 \cdot 1 = 18.08 \text{ cm}^2$$

❖ **Calcul de l'effort tranchant :**

$$T_u = q_{ul} + g_u = (12.81 \cdot 1) + 2.438 = 15.248 \text{ KN}$$

$$\tau_{se} = \frac{15.248 \cdot 10}{0.9 \cdot 13 \cdot 18.08} = 0.72 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.72 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa}$$

C) Vérification au cisaillement

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\text{Avec } \overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0.15 \cdot 25}{1.5} = 2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{15.248 \cdot 10}{100 \cdot 13} = 0.117 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.117 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement \rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

D) Espacement des barres

Armatures principales : St = 20 cm < min (3h ; 33cm) = 33 cm Condition vérifiée

Armatures secondaires : St = 25 cm < min (4h ; 45cm) = 45 cm Condition vérifiée

❖ Calcul à L'ELS:

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable

a) Vérification des contraintes dans le béton :

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

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

Etat limite de compression de béton : (Art A 452 du BAEL) :

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

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

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

Pour une section rectangulaire (b x e) = (100 x 15) cm², armée par des aciers de nuance FeE400 soit à vérifier α ;

$$M_s = \frac{q_s L^2}{2} + g_s L = \frac{9.1 * 1^2}{2} + 1.806 * 1 = 6.356 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{8.833}{6.356} = 1.39$$

$$\mu = 0.036 \Rightarrow \alpha = 0.0459$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445$$

$$\alpha = 0.0459 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.445 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

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

b) Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n f_{t28}}\right) = \min\left(\frac{2}{3} * 400 ; 110 \sqrt{1.6 * 2.1}\right) = 201.36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

Valeur de β_1 ; on a $\rho = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 * 4.52}{100 * 13} = 0.347 \Rightarrow \beta_1 = 0.777$

Alors ; $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{6.356 * 10^6}{0.777 * 130 * 4.52 * 10^2} = 139.21 \text{ MPa}$

$$\sigma_{st} = 139.21 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.36 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

C) Vérification de la flèche

D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

1. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
2. $\frac{h}{L} > \frac{M_s}{10 M_0}$
3. $\frac{A_s}{b d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

$$\frac{h}{L} = 15/100 = 0.15 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 15/100 = 0.15 \geq \frac{M_s}{10M_0} = \frac{6.356}{10 \cdot 6.356} = 0.1 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{AS}{bd} = \frac{4.52}{100 \cdot 13} = 0.0034 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

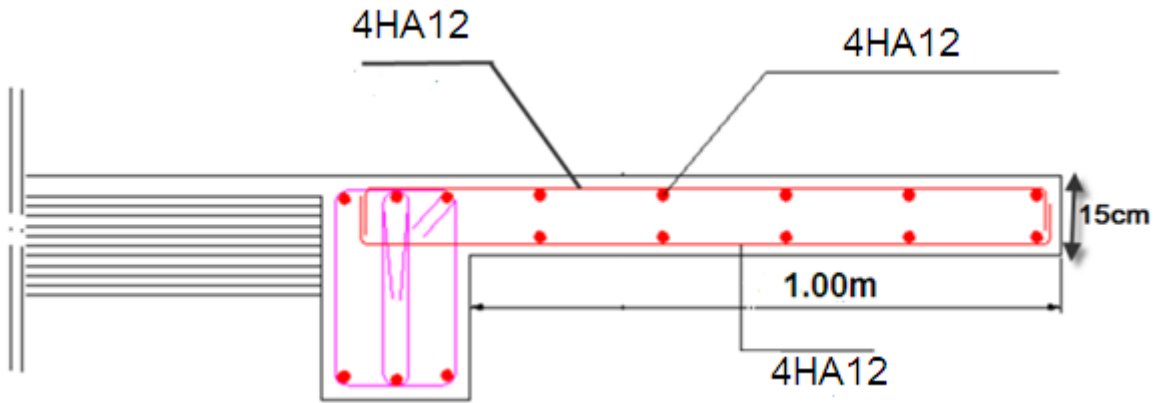


Fig III-G -2 : Schémas de ferrailage des Portes à faux

III.1-PLANCHERS :

Un plancher est une plate-forme solide servant de séparation horizontale entre deux étages successifs qui assure la fonction de résistance aux charges (charges permanentes et charges exploitations) ; la résistance à l'incendie ; et la fonction d'isolations (thermique et acoustique).

Il existe plusieurs types de planchers, mais ceux utilisés dans notre construction sont : les plancher en corps creux, constitués de poutrelles préfabriquées en béton sur lesquelles reposent les corps creux, revêtus d'une dalle de répartition (dalle de compression), le deuxième type il s'agit des planchers en dalle pleine en béton armé.

III.1.1.PLANCHER A CORPS CREUX.

Ils sont constitués:

- De poutrelles préfabriquées qui sont disposées suivant la petite portée, elles assurent une fonction de portance, la distance entre axes de deux poutrelles voisines est de 65 cm.

- De Corps creux qui est utilisé comme coffrage perdu et qui sert aussi à l'isolation thermique et phonique de 20cm pour notre ouvrage.

- D'une dalle de compression en béton armé de 4cm.

Ce type de plancher est utilisé dans tout types usages, il assure une bonne isolation thermique et phonique.

Remarque : Le calcul sera fait pour les poutrelles avant et après coulage de la dalle de compression.

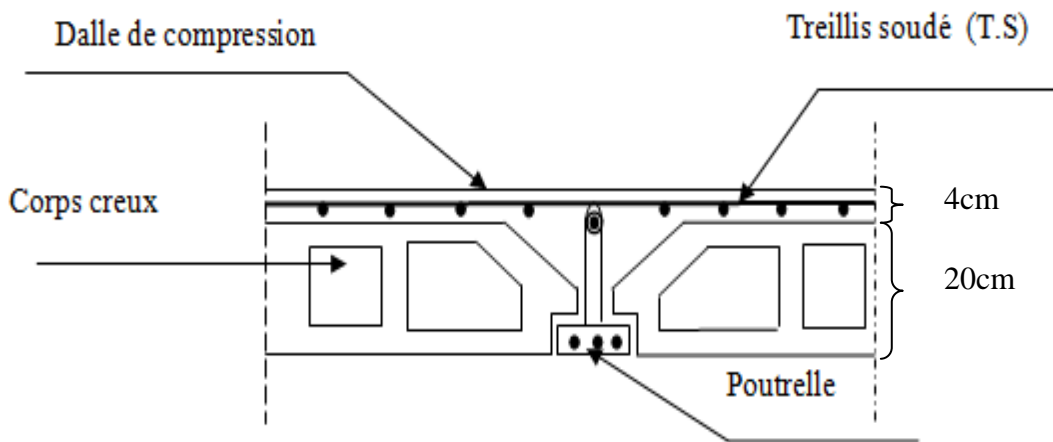


Fig. III .1 : coupe transversale dans un plancher en corps creux

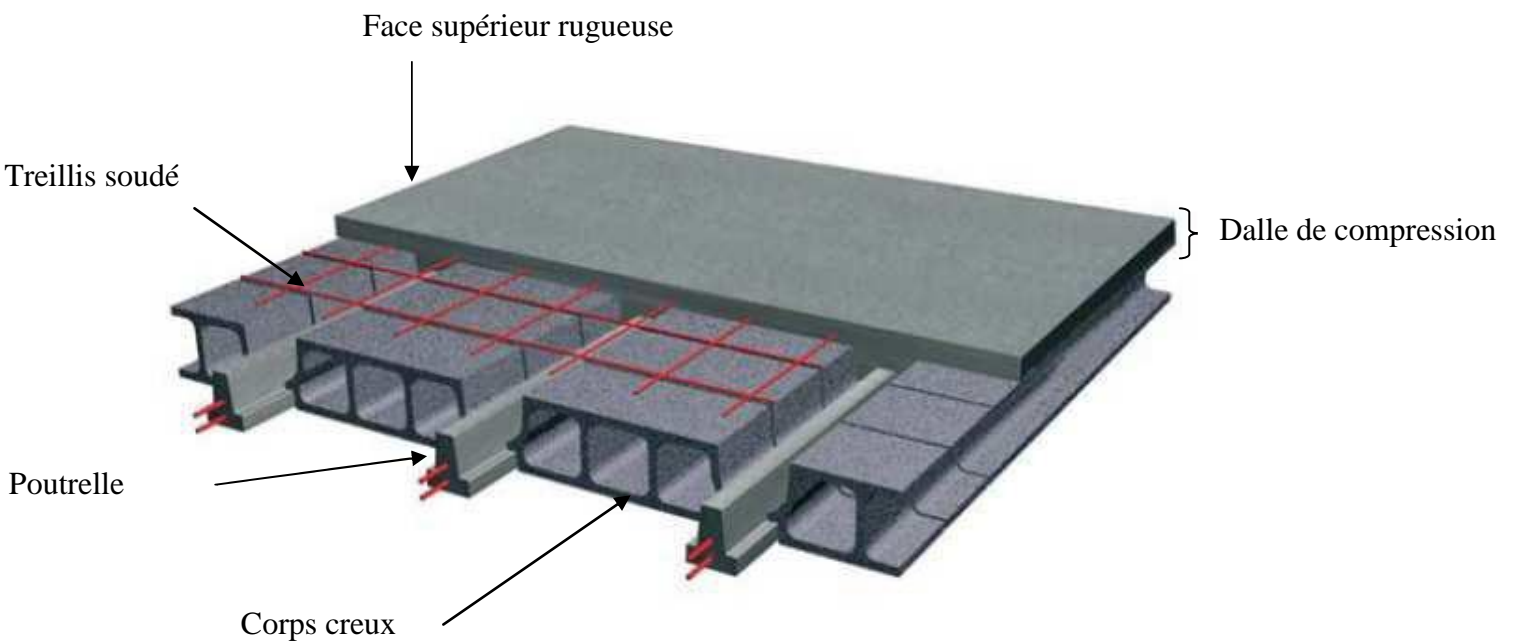


Fig. III. 2. plancher en corps creux

III.1.1.1. La dalle de compression:

La dalle de compression est coulée sur place. Elle est armée d'un treillis soudé afin de :

- Limiter les risques de fissuration par retrait, qui sont eux même aggravés par l'utilisation de ciments à fort retrait.
- Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Réaliser un effet de répartition, entre nervures voisines, des charges localisées notamment de celles correspondant aux cloisons.

Le treillis soudé à utiliser doit avoir des mailles de dimensions au plus égales aux valeurs indiquées par l'article (B.6.8, 423) du B.A.E.L qui sont de :

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

➤ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles A_{\perp}**

l : distance entre axes des poutrelles.

$50\text{cm} < l < 80\text{cm}$ dans notre cas: $l=65\text{cm}$

$$A_{\perp} \geq \frac{4xl}{f_e}$$

$$= \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : $A = 6\text{HA}6 = 1.70\text{cm}^2 / \text{ml}$ $e = 15 \text{ cm}$

➤ Armatures parallèles aux poutrelles $A_{//}$

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 1.70 / 2 = 0,85 \text{ cm/ml}$$

$$\text{Soit : } A_{//} = 6\text{HA6} = 1.70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

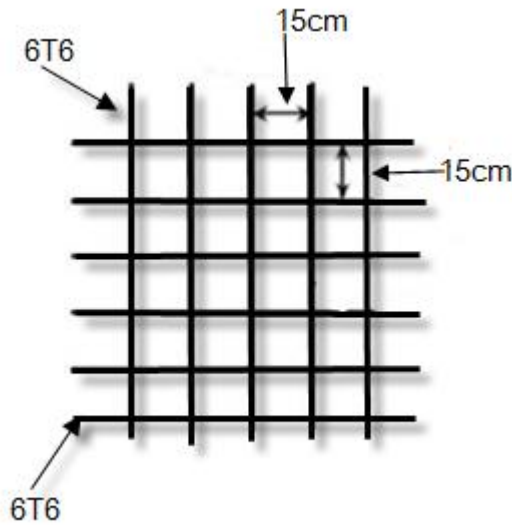


Fig. III. 3 : treillis a soudé

III.1.1.2. Les poutrelles :

III.1.1.2.1. Calcul des armatures :

Le calcul se fera en deux étapes :

- avant le coulage de la dalle de compression.
- après le coulage de la dalle de compression.

*** Calcul des poutrelles avant coulage de la dalle de compression :**

La poutrelle est considérée comme une poutre de section rectangulaire (12 x 4) cm²

Reposant sur deux appuis.

Elle est sollicitée par une charge uniformément Repartie représentant son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier.

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

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

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

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

Le calcul se fera pour la plus longue travée dans le sens des poutrelles $L = 5.50 \text{ m}$.

Charge a ELU :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = 1.35 (0.12 + 0.62) + 1.5 \times (1) = 2.5 \text{ kN/ml}$$

$$Q_U = 2.5 \text{ kNml}$$

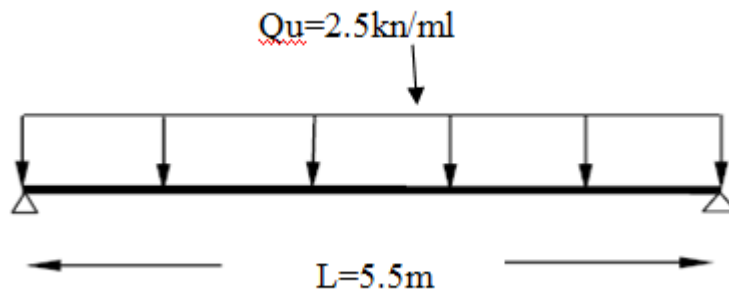


Fig. III. 4. Schéma statique de la poutrelle

- **Calcul du moment max pour la plus grande travée :**

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{8} = 2,5 \times \frac{(5.5)^2}{8} = 9.45 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- **Calcul de l'effort tranchant :**

$$T = q \times l/2 = 2,5 \times 5.5/2 = 6.875 \text{ KN}$$

Ferraillage :

Soit : l'enrobage, \$c = 2.5 \text{ cm}\$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{9.45 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.02^2 \times 14.2} = 13.86 > \mu_1 = 0.392 \implies \text{la section est doublement armée.}$$

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

* **Calcul des poutrelles après le coulage de la dalle de compression :**

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière, elle sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis et supportant son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle en plus des surcharges éventuellement revenant au plancher.

- **Dimensionnement des poutrelles (B.A.E.L /Art A.4.1, 3)**

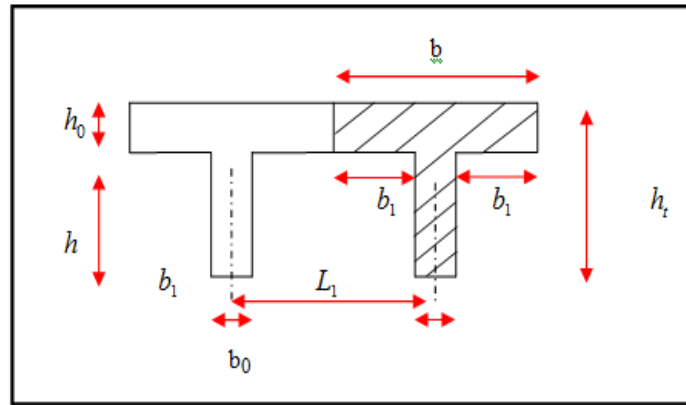
La poutrelle est considérée comme une section en T.

Nous avons :

La hauteur du plancher : \$h_t = 24 \text{ cm}\$.

L'épaisseur de la dalle de compression : 4cm

La hauteur : \$h = 20 \text{ cm}\$.



Avec :

Fig. III. 05 : Section de la poutrelle

L_1 : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles : $(65 - 12) = 53cm$

L : longueur de la plus grande travée. ($L = 550cm$)

b_0 : largeur de la nervure. ($b_0 = 12 cm$)

h_0 : épaisseur de la dalle de compression ($h_0 = 4cm$).

L_1, L_2 : les portées encadrant l'appui intermédiaire le plus rapproché

✘ Détermination de b_0 :

La largeur b_0 est généralement calculée par la formule suivante :

$$0,4.h_t \leq b_0 \leq 0,8.h_t \Rightarrow 0,4 \times 24 \leq b_0 \leq 0,8 \times 24$$

$$\Rightarrow 9,60 cm \leq b_0 \leq 19,2 cm$$

Soit : $b_0 = 12 cm$.

✘ Détermination de b_1 :

$$b_1 = \min \begin{cases} \frac{L_1 - b_0}{2} \\ \frac{L}{10} \\ 6.h_0 \leq b_1 \leq 8.h_0 \end{cases} \quad \text{Avec } L : \text{La portée de la plus grande travée}$$

L_1 : étant pris généralement = 65cm

$$\Rightarrow b_1 = \min \begin{cases} \frac{65 - 12}{2} = 26.5 cm \\ \frac{520}{10} = 52 cm. \\ 6 \times 4 \leq b \leq 8 \times 4 \Rightarrow 26.5 cm \leq b_1 \leq 32 cm. \end{cases}$$

✘ Détermination de b

$$b = 2b_1 + b_0$$

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

$$b = 65 cm$$

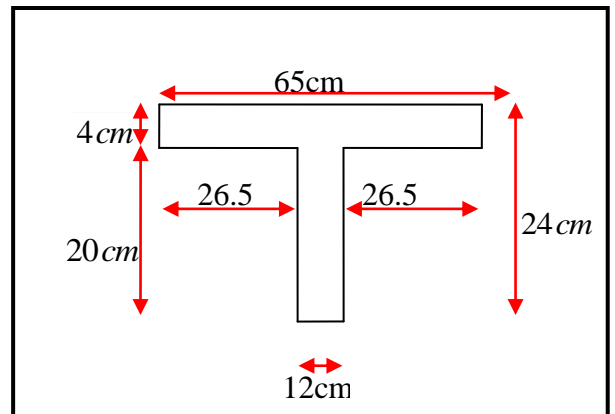


Fig. III. 6. dimension de Poutrelle

➤ Calcul des charges et surcharges:

Poids propre du plancher : $G=5,6 \times 0,65=3,64 \text{KN/ml}$

Charge d'exploitation $Q=4 \times 0,65 =2.6 \text{KN/ml}$

➤ **Combinaison de charges:**

✘ **l'ELU:**

$Q_u = 1,35G + 1,5Q$

$= (1,35 \times 3,64) + (1,5 \times 2,6) = 8.814 \text{ KN/ml}$

$Q_u = 8.814 \text{ KN/ml}$

✘ **l'ELS:**

$Q_u = G + Q$

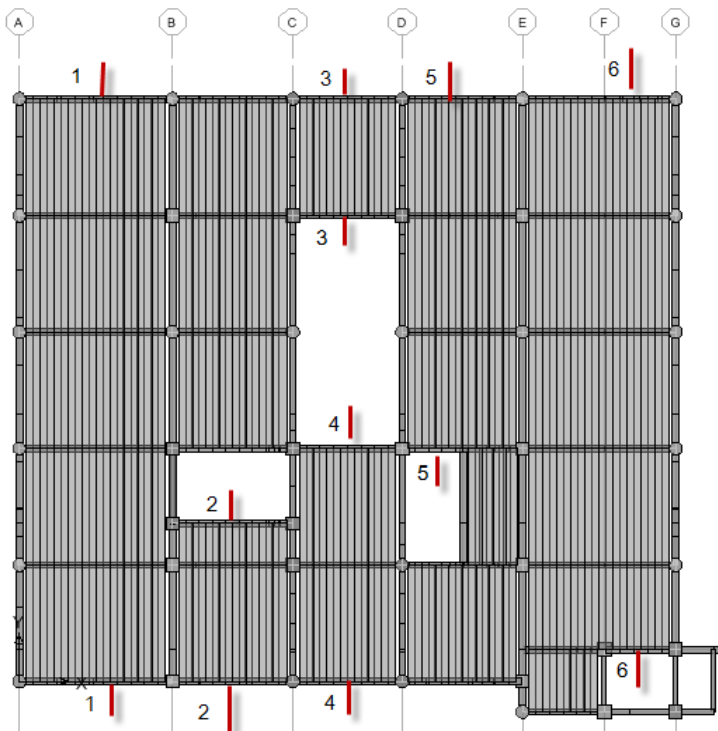
$= 3.64 + 2.6 = 6.24$

$Q_u = 6.24 \text{KN/ml}$

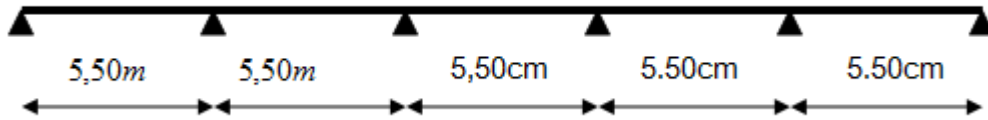
Tableau.III.1.charges et surcharges du plancher courant et plancher terrasse :

Type de Plancher	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]	b [m]	G [KN/ml]	Q [KN/ml]	E.L.U $1,35G + 1,5Q$ [KN/ml]	E.L.S $G + Q$ [KN/ml]
Terrasse	6,64	1,00	0,65	4.316	0,65	6,80	4,966
Etage Courant	5,6	4,00	0,65	3,64	2,60	8,814	6.24
R.D.C	5,6	4,00	0,65	3,64	2,60	8,814	6.24

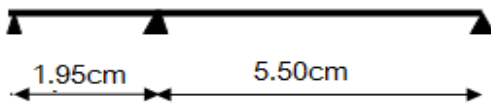
✱ **LES DIFFERENTES TYPES DE POUTRELLES**



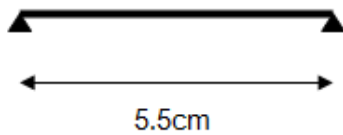
➤ 1 er Type de poutrelle (Coupe 1-1)



➤ 2ème type (Coupe 2-2)



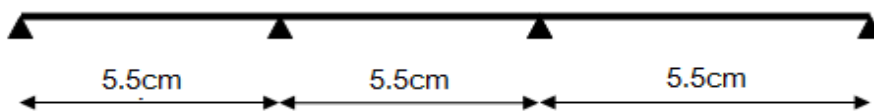
➤ 3eme type (Coupe 3-3)



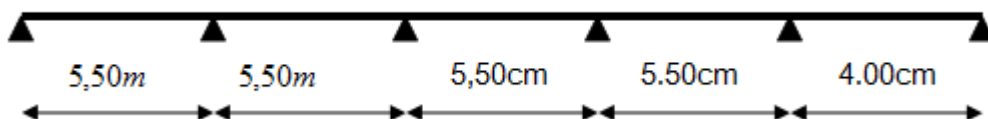
➤ 4eme type (coupe 4-4)



➤ 5ème type (Coupe 5-5)



6ème type (Coupe 6-6)



➤ **Détermination des moments fléchissant et des efforts internes:**

La détermination des moments se fera à l'aide de l'une des trois méthodes suivantes :

- La méthode forfaitaire.
- La méthode des trois moments.
- La méthode de Caquot.

* **CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL :**

✦ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire**

Pour appliquer cette méthode, il faut vérifier certaines conditions :

1 - la charge d'exploitation : $Q \leq \max [2.G , 5 \text{ KN/m}^2]$

$2G=2 \times 5.6=11.2 \text{ KN/m}^2$ et $Q= 4 \text{ KN/m}^2 \implies$ Condition vérifié.

2 - Les moments d'inerties des sections transversales sont identiques dans les différentes travées en continuité. \implies Condition vérifié.

3 - La fissuration est considérée comme non préjudiciable \implies Condition vérifié.

4 - Pour les portées successives, il faut vérifier :

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

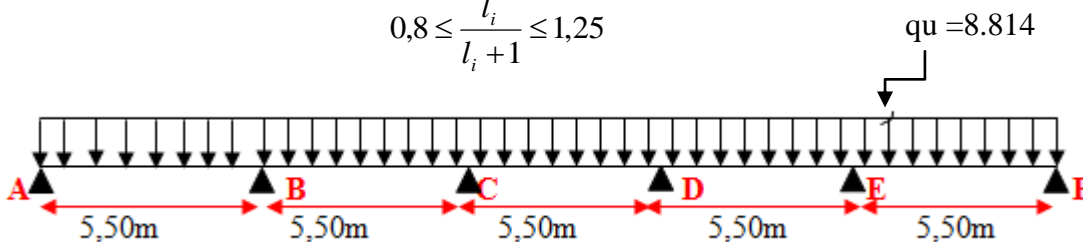


Figure.III.7. schéma statique de la poutre étudiée

Ici on a toutes les portées identiques $l_i = l_{i+1}=5.50 \text{ cm} \implies l_i / l_{i+1} = 1$

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{AB}/L_{BC}= 5.5/5.5=1 \\ L_{BC}/L_{CD}=5.5/5.5=1 \\ L_{CD}/L_{DE}=5.5/5.5=1 \\ L_{DE}/L_{EF}=5.5/5.5=1 \end{array} \right. \implies \text{Condition vérifié}$$

Conclusion : les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

✦ **Exposition de la méthode : (BAEL91 modifié 99 J.P Mouglin art 3III4)**

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.

On a :

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

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

M_0 : Valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison $M_0 = \frac{ql^2}{8}$ donc L longueur entre nus d'appuis.

M_w : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche ;

M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite ;

M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

Les valeurs M_w , M_e , M_t , doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\left. \begin{aligned} M_t &\geq -\frac{M_w + M_e}{2} + \max\{1.05 M_0 ; (1 + 0.3 \alpha) M_0\} \\ M_t &\geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow \text{dans une travée intermédiaire} \\ M_t &\geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow \text{dans une travée de rive} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{on prend } M_t^{max}$$

■ **Application de la méthode forfaitaire :**

1/ **Détermination des sollicitations à l'E.L.U :**

$$M_{0AB} = \frac{q_u \cdot L_{AB}^2}{8} = \frac{8.814 \times 5,50^2}{8} = 33.32 \text{ KN.m.}$$

On a :

$$M_{0AB} = M_{0BC} = \dots = M_{0EF} = M_0 = 33.32 \text{ KN.m.} \quad \text{Car : } L \text{ est constant.}$$

➤ **Les moments aux appuis :**

$$M_A = M_F = 0.3.M_0 = 9.996 \text{ KN.m.}$$

$$M_B = M_E = 0.5.M_0 = 16.660 \text{ KN.m.}$$

$$M_C = M_D = 0.4.M_0 = 13.328 \text{ KN.m.}$$

Remarque : les moments (M_D, M_E, M_F) sont déterminés par symétrie.

➤ **Les moments en travée :**

On a :

$$G = 5,6 \text{ KN/m}^2. \quad , \quad Q = 4 \text{ KN/m}^2.$$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{4}{5,6+4} = 0,416.$$

Les moments en travées doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{aligned} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} &\geq \max[(1 + 0,3.\alpha)M_0 ; 1,05.M_0] \\ M_t &\geq \frac{1 + 0,3.\alpha}{2} .M_0 \quad (\text{Cas d'une travée intermédiaire}). \\ M_t &\geq \frac{1,2 + 0,3.\alpha}{2} .M_0 \quad (\text{Cas d'une travée de rive}). \end{aligned} \right.$$

✘ Pour travée AB : (travée de rive).

$$\begin{cases} M_{iAB} \geq \frac{1,2 + (0,3 \times 0,416)}{2} \times 33,32 = 22,07 \text{ KN.m.} \\ M_{iAB} + \frac{9,996 + 16,66}{2} \geq \max(1 + 0,3 \times 0,416)33,32 ; 1,05 \times 33,32 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{iAB} \geq 22,7 \text{ KN.m} \\ M_{iAB} \geq 24,15 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_{iAB} = 24,15 \text{ KN.m.}$$

✘ Pour travée BC : (travée intermédiaire).

$$\begin{cases} M_{iBC} \geq \frac{1 + (0,3 \times 0,416)}{2} \times 33,32 = 18,739 \text{ KN.m.} \\ M_{iBC} + \frac{16,66 + 13,328}{2} \geq \max[(1 + 0,3 \times 0,416) \times 33,32] ; 1,05 \times 33,32 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{iBC} \geq 18,739 \text{ KN.m} \\ M_{iBC} \geq 22,538 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_{iBC} = 22,54 \text{ KN.m.}$$

✘ Pour travée CD : (travée intermédiaire).

$$\begin{cases} M_{iCD} \geq \frac{1 + (0,3 \times 0,416)}{2} \times 33,32 = 18,739 \text{ KN.m.} \\ M_{iCD} + \frac{13,328 + 13,328}{2} \geq \max[(1 + 0,3 \times 0,416) \times 33,32 ; 1,05 \times 33,32] = 24,15 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_{iCD} = 24,15 \text{ KN.m.}$$

Remarque : Par symétrie, nous déterminons les moments dans les travées (DE ; EF).

$$\begin{aligned} M_{iAB} &= M_{iEF} = 24,15 \text{ KN.m} \\ M_{iBC} &= M_{iDE} = 22,54 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

➤ **Détermination des efforts tranchants :**

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} T_A = \frac{q_u \cdot L_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{L_{AB}} \\ T_B = T_A - q_u \cdot L_{AB} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_A = \frac{8,814 \times 5,50}{2} + \frac{9,996 - 16,66}{5,50} = 23,03 \text{ KN.} \\ T_B = 23,03 - (8,814 \times 5,50) = -25,447 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC : } \begin{cases} T_B = \frac{8,814 \times 5,50}{2} + \frac{16,66 - 13,328}{5,50} = 24,845 \text{ KN.} \\ T_C = 20,908 - (8,814 \times 5,50) = -23,632 \text{ KN.} \end{cases}$$

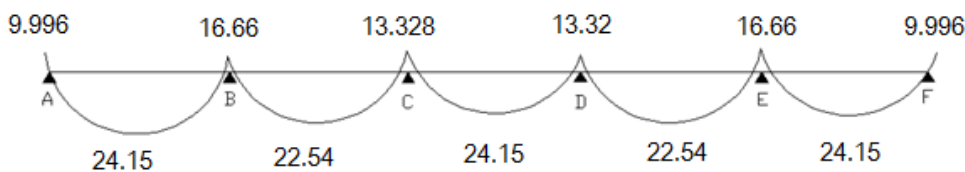
$$\text{Travée CD : } \begin{cases} T_C = \frac{8,814 \times 5,50}{2} + \frac{13,328 - 13,328}{5,50} = 24,24 \text{ KN.} \\ T_D = 24,24 - (8,814 \times 5,50) = -24,237 \text{ KN.} \end{cases}$$

Par symétrie, nous déterminons les efforts tranchants dans les travées (DE ; EF).

Tableau III.2. Récapitulatif des efforts tranchants et moments fléchissant aux appuis et aux travées

Travée	M ₀ (KN.m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	M _t (KN.m)	T _w (KN)	T _e (KN)
A-B	33.32	9.996	16.660	24.15	23.03	-25.447
B-C	33.32	16.660	13.328	22.54	24.845	-23.632
C-D	33.32	13.328	13.328	24.15	24.24	-24.237
D-E	33.32	13.328	16.660	22.54	24.845	-23.632
E-F	33.32	16.660	9.996	24.15	23.03	-25.477

❖ **Diagramme des moments fléchissant : (KN.m)**



❖ **Diagramme des efforts tranchants : (KN.m)**

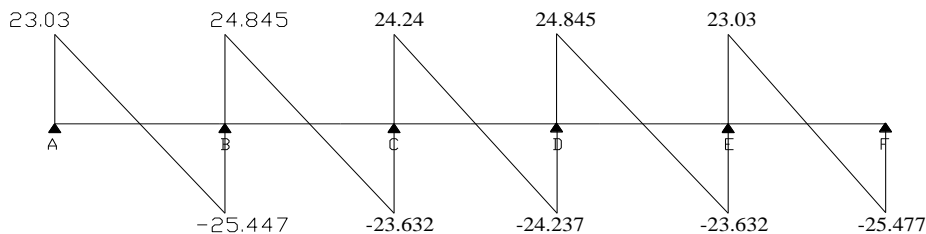


Fig. III.8. Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à E.L.U

✱ **Calcul des armatures à L'ELU:**

Les moments maximaux aux appuis et en travée :

$$M_t \text{ max} = 24.15 \text{ KN.m}$$

$$M_a \text{ max} = 16.660 \text{ KN.m}$$

$$T \text{ max} = 25.477 \text{ KN}$$

a) **Armatures longitudinales :**

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

- b = 65 cm (largeur de la table de compression).
- h = 24 cm (hauteur total de plancher).
- b₀ = 12 cm (largeur de la nervure).
- h₀ = 4 cm (épaisseur de la table de compression).
- c = 2.5 cm (enrobage des armatures inférieures).
- d = 21.5 cm (distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibre la plus comprimée).

● **En travée :**

$$M^{max} = 24.15 \text{ KN.m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa} \longrightarrow \text{FeE400.}$$

Méthode de calcul :

- Calcul du moment équilibré par la table de compression :

$$M_{TR} = b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu} \quad \text{Avec : } f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow M_{TR} = 0,65 \times 0,04 \times \left(0,215 - \frac{0,04}{2} \right) \times 14,2 \times 10^3$$

$$\Rightarrow M_{TR} = 72 \text{ KN.m.}$$

Puisque $M_{TR} > M_{tu} \Rightarrow$ L'axe neutre se trouve dans la table de compression donc le calcul ce fait comme pour une section rectangulaire $(65 \times 24) \text{ cm}^2$.

Le calcul des armatures s'effectue donc, à partir de :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\Rightarrow \mu_{bu} = \frac{24.15 \times 10^{-3}}{0,65 \times (0,215)^2 \times 14,2} = 0,0566$$

$$\mu_{bu} < 0,392 \quad \blacklozenge \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,056 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,971$$

La section d'armature est déterminée à partir de la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{Avec : } f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow A_{st} = \frac{24.15 \times 10^6}{0,971 \times 215 \times 348} = 3.324 \text{ cm}^2.$$

On adopte : $A_{st} = 4.62 \text{ cm}^2 = 3\text{HA14}$

● **En appui :**

$$M_a = 16.66 \text{ KN.m.}$$

$$M_{TR} = 66,79 \text{ KN.m.}$$

Puisque $M_{TR} > M_{au} \Rightarrow$ On calcule comme une section rectangulaire $(12 \times 24) \text{ cm}^2$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\Rightarrow \mu_{bu} = \frac{16,66 \times 10^{-3}}{0,12 \times (0,215)^2 \times 14,2} = 0,211$$

$$\mu_{bu} < 0,392 \quad \longleftrightarrow \quad \text{SSA.}$$

$$\implies \beta = 0,879$$

$$A_{sa} = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}}$$

$$\Rightarrow A_{sa} = \frac{16,66 \times 10^6}{0,879 \times 215 \times 348} = 2,533 \text{ cm}^2.$$

On adopte : $A_{sa} = 2,67 \text{ cm}^2 = \text{HA14} + \text{HA12}$

b). Calcul des armatures transversales : (Art A.7.2.2/BAEL 91)

D'après B.A.E.L 91, Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_l \right\} \Rightarrow \phi_t \leq \min \begin{cases} \frac{24}{35} = 0,69 \text{ cm.} \\ \frac{12}{10} = 1,2 \text{ cm.} \\ \phi_l = 1,4 \text{ cm.} \end{cases}$$

ϕ_t : Diamètre maximal des armatures longitudinales

On admet : $\phi_t = 69 \text{ mm}$.

$$A = 2\phi_t = 2 \frac{\Pi \cdot D^2}{4} = 0,57 \text{ cm}^2.$$

On opte pour: $A_t = 2\text{HA8} = 1,00 \text{ cm}^2$.

► **L'espace maximal :**

$$S_t = \min \begin{cases} 0,9 \cdot d = 0,9 \times 21,5 = 19,35 \text{ cm.} \\ 40 \text{ cm.} \end{cases}$$

Donc : $S_t = 19,35 \text{ cm}$. On prend $0 S_t = 20 \text{ cm}$.

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPA}$$

$$\frac{1 \times 400}{12 \times 20} = 1,66 \text{ MPA} > 0,4 \text{ MPA} \implies \text{condition vérifié}$$

III.1.1.2.2. Vérifications à l'ELU :

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

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \cdot b \cdot d \quad \text{Avec :} \quad f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 0,65 \times 0,215$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 1,69 \text{ cm}^2. < A_t = 4,62 \text{ cm}^2. \implies \text{condition vérifiée.}$$

Soit : **3HA14** = 4.62 cm².

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \cdot b \cdot d \quad \text{Avec :} \quad f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 0,12 \times 0,215$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 0,31 \text{ cm}^2 \quad A_a = 2,67 \text{ cm}^2 \implies \text{condition vérifiée}$$

Soit : **HA14+HA12** = 2.67 cm²

2. vérification de l'effort tranchant (cisaillement): (Art .A.5.1,211 /BAEL 91)

$$T_{u \max} = 25.774 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b_0 \cdot d} = \frac{25.774 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,215} = 0,999 \text{ MPa.}$$

La contrainte limite :

La fissuration est peu préjudiciable $\Rightarrow \tau_{\lim} = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$

$$\Rightarrow \tau_{\lim} = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\Rightarrow \tau_{\lim} = \min \{ 3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \}$$

$$\Rightarrow \tau_{\lim} = 3,33 \text{ MPa.}$$

On a :

$$\tau_u = 0,999 \text{ MPa} < \tau_{\lim} = 3,33 \text{ MPa. Pas de risque de cisaillement} \implies \text{condition vérifiée.}$$

3. Vérification de l'adhérence d'entraînement des barres (Art A6.1.3, BAEL 91)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$

$$\tau_{se} = \frac{T_y^{\max}}{0,9d \sum u_i} \quad \text{Avec :} \quad \sum u_i \text{ somme des périmètres utiles des barres.}$$

● **En travée :**

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 3 \times \pi \times 14 = 131,88 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{25.774 \times 10^3}{0.9 \times 21.5 \times 131,88} = 1.01 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1.1 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : Pas de risque d'entraînement des barres.

● **Aux appuis :**

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 1 \times 3.14 \times 14 = 43.96 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{25.774 \times 10^3}{0.9 \times 215 \times 43.96} = 3.03 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 3.03 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : Pas de risque d'entraînement des barres.

4. Vérification des armatures tendues : (BAEL 91/Art A.6.1, 23)

La valeur limite de la contrainte d'adhérence est calculée de la manière suivante :

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} \quad \text{Avec : } \Psi_s = 1,5 \text{ bar (pour acier HA)}$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_s = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_s = 2,83 \text{ MPa.}$$

➤ Longueur de scellement droit L_s :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s}$$

$$\Rightarrow L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,83} = 35,30 \text{ cm. On a : } L_s = 35,3 \text{ cm} > b = 30 \text{ cm (} b \text{ : largeur de la poutre)}$$

Donc : on adopte un ancrage courbé.

6. Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art. A5.1.313/BAEL91)

On doit vérifier que : $V_u^{\max} \leq 0.4 \times b_0 \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ avec $a = 0.9d$

$$V_u^{\max} \leq 0.4 \times 120 \times 0,9 \times 215 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-3}$$

$$V_u^{\max} \leq 154,8 \text{ KN}$$

● **Appuis de rive :**

$$V_u^{\max} = 25.774 \text{ KN} < 154,8 \text{ KN} \implies \text{condition vérifiée.}$$

● **Appuis intermédiaires (art. A.5.1.321/BAEL 91) :**

Si la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'ELU est

$M_u < 0,9 \times V_u \times d$ on doit prolonger les armatures en travées au-delà des appuis et y ancrer une section des armatures suffisante pour équilibrer un effort égale à : $V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9d}$

$$M_u < 0,9 \times V_u \times d$$

$$\text{On a } 0,9 \times V_u \times d = 0,9 \times 25.774 \times 0,215 = 4,99 \text{ KN.m}$$

$$\text{On a : } M_a = 16.66 \text{ KN.m} > 4,99 \text{ KN.m}$$

Conclusion : Les armatures calculées sont suffisantes.

7. Section minimale d'armatures inferieures sur appui (Art. A 5.1.312.BAEL 91)

$$A_s \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e}$$

$$\frac{1,15 \times 25.774 \times 10^3}{400} = 74.1 \text{ mm}^2 = 0.74 \text{ cm}^2$$

On a $A_s = 2.67 \text{ cm}^2 > 0,74 \text{ cm}^2 \implies$ Condition vérifiée

8. Contrainte minimale de compression sur appui intermédiaire (A .5.1.322.BAEL91)

$$\sigma_{\min} = \frac{V_u}{b_0 \times 0,9 \times d} \leq \frac{1,3 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\text{On a : } \begin{cases} \frac{1,3 \times 25}{1,5} = 21,67 \text{ MPa} \\ \sigma_{\min} = \frac{25.774 \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 21.5} = 1.11 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\delta_{\min} < \frac{1,3 \times 25}{1,5} = 21.67 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

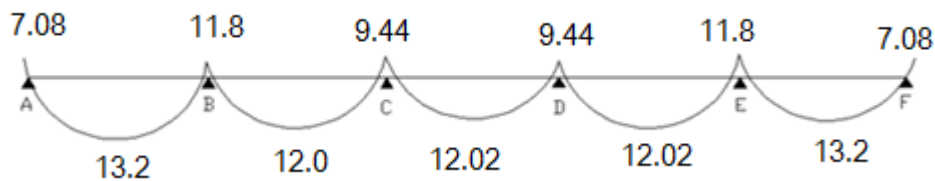
III.1.1.3. Calcul des sollicitations à l'E.L.S :

De la même façon on a calculé les efforts et les moments aux appuis et aux travées à l'ELS, les résultats sont donnés dans le tableau suivant

Tableau. III.3 : Sollicitation à L'E.L.S

Travée	L [m]	q_{ser} [KN/ml]	M_a [KN.m]	M_t [KN.m]	T [KN]
A B	5,50	6.24	7.08 11.8	13.20	+18.02 -16.30
B C	5,50	6.24	11.8 9.44	12.02	+17.59 -16.73
C D	5,50	6.24	9.44 9.44	13.20	+17.16 -18.15
D E	5,50	6.24	9.44 11.8	12.02	+16.73 -17.59
E F	5,50	6.24	11.8 7.08	13.20	+16,30 -18.02

❖ Diagramme des moments fléchissant : (KN.m)



❖ Diagramme des efforts tranchants : (KN.m)

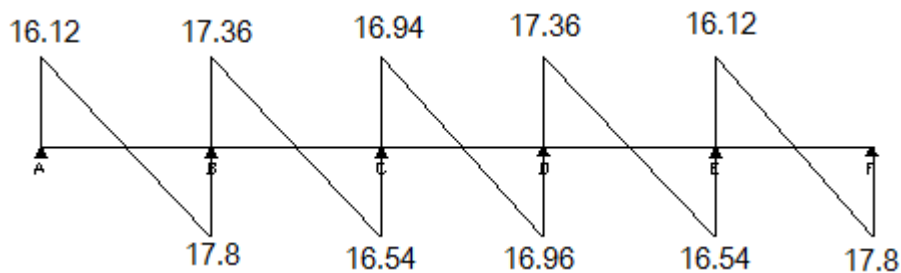


Fig. III.9. Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à E.L.U

III.3.5. Vérification à l'E.L.S

➤ État limite d'ouverture des fissures

Les fissurations étant peu préjudiciables \implies Aucune vérification n'est à effectuer.

➤ Vérification des contraintes

✘ Aux appuis :

-Contraintes dans le béton: (Art A.4.5.2/BAEL 91)

on doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}, \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\rho_1 = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 2.67}{12 \times 21.5} = 1.03$$

$$\rho_1 = 1.03 \Rightarrow \beta_1 = 0.859 ; K_1 = 20.46$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1.d.A_a} = \frac{11.8 \times 10^3}{0.859 \times 21.5 \times 2.67} = 239.3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{306.7}{20.46} = 11.7 \text{ MPa}$$

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

-Contraintes dans les aciers :

On doit vérifier $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
 $\sigma_s = 239.3 \text{ MPa}$

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

$$\sigma_s = 239.3 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

✘ En travée:**-contraintes dans le béton:** (Art A.4.5.2/BAEL 91)

on doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}, \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\rho_1 = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 4.62}{12 \times 21.5} = 1.79$$

$$\rho_1 = 1.79 \Rightarrow \beta_1 = 0.829 \quad K_1 = 14.24$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1.d.A_t} = \frac{13.2 \times 10^3}{0.829 \times 21.5 \times 4.62} = 160.3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{160.3}{14.24} = 11.26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 11.26 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

-Contraintes dans les aciers :

On doit vérifier $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
 $\sigma_s = 208.87 \text{ MPa}$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 208.87 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \implies \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ **Etat limite de déformation** (Art B.6.5.1/BAEL91) :

D'après les règles de BAEL91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions sont vérifiées.

$$1 / \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$2 / \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$3 / \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{F_e}$$

Avec :

h : hauteur totale de la section.

L : la longueur de la travée entre nus d'appuis

M_t : moment maximum de flexion.

b₀ : largeur de nervure

$$1 / \frac{h}{L} = \frac{0.24}{5.5} = 0.045 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

⇒ Condition non vérifiée

$$2 / \frac{h}{L} = 0.045 < \frac{13.2}{10 \times 23.3} = 0.056$$

⇒ Condition non vérifiée

$$3 / \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{4,62}{21.5 \times 12} = 0.018 > \frac{4,2}{400} = 0.0105$$

⇒ Condition non vérifiée

Donc Les conditions ne sont pas vérifiées donc il faut procéder au calcul de la flèche.

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

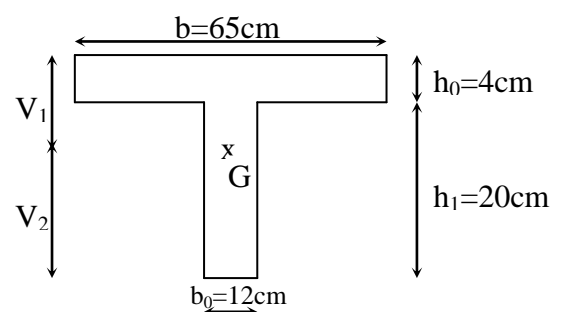
$$f_v = \frac{M_t^{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}}$$

Avec :

$$\bar{f} = \frac{L}{1000} = \frac{5.5}{1000} + 0.005 = 0.0105 \text{ m} = 10.5 \text{ mm}$$

E_v : Module de déformation différée

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$



✱ Vérification :

➤ Avec la section 3 T14

✱ Aire de la section homogénéisée

$$B_0 = B + nA = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15A_t$$

$$B_0 = 12 \times 24 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 4,62 = 569,3 \text{ cm}^2$$

✱ Calcul de V_1 et V_2 :

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx

$$S/_{xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15A_t \cdot d$$

$$S/_{xx} = \frac{12 \times 24^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 4,62 \times 21,5 = 5370 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{5370}{569,3} = 9,43 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 24 - 9,43 = 14,57 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} (14,57^3 + 9,43^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + (9,43 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 4,62 \times (14,57 - 2,5)^2$$

$$I_0 = 37808,2 \text{ cm}^4$$

✱ Calcul des coefficients (λ_v , μ , I_{fv})

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 d} = \frac{4,62}{12 \times 21,5} = 0,017 \rightarrow \beta = 0,977$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{0,017 \times \left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right)} = 0,968$$

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

La contrainte dans les aciers est donnée par la relation suivante :

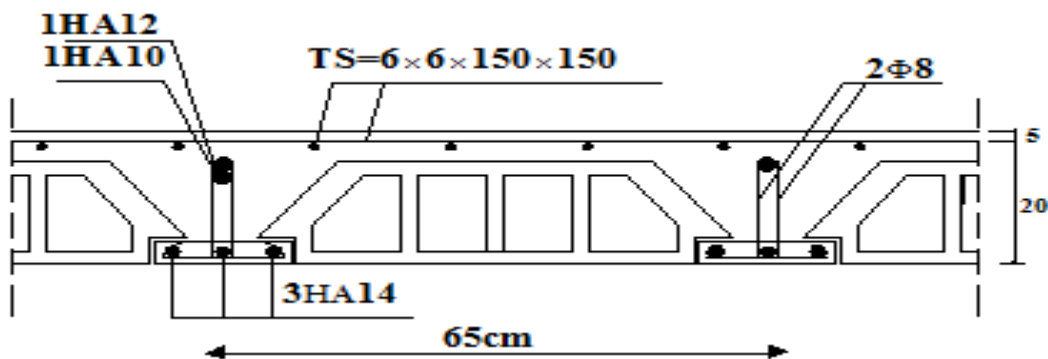
$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times A_s} = \frac{13,2 \times 10^6}{0,977 \times 215 \times 462} = 97,08 \text{ MPa}$$

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1.75 \times 2,1}{((4 \times 0.017 \times 97.08) + 2,1)}; 0\right) = \max(0.557; 0) = 0.557$$

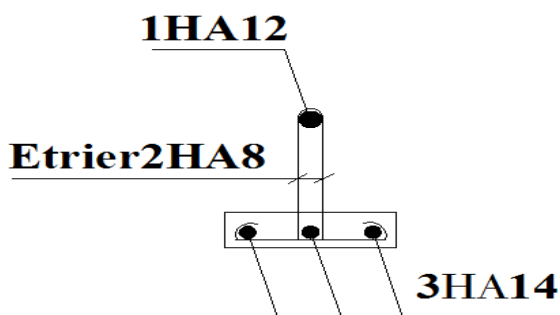
$$I_{fv} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 37808.2}{1 + (0.557 \times 0.968)} = 27020.3 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{13.2 \times 5.5^2}{10 \times 10818.87 \times 10^3 \times 27020.3 \times 10^{-8}} = 0.008 \text{ m} = 8 \text{ mm} > \frac{L}{1000} + 0.005 = 10.5$$

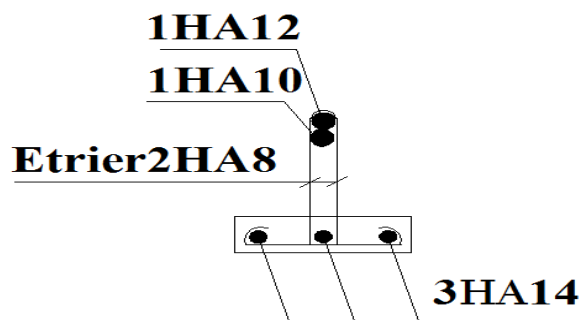
Conclusion : la condition est vérifiée donc, on opte pour une section de 3HA14 aux travées.



Plan de ferrailage du plancher



Plan de ferrailage d'une poutrelle en travée.



Plan de ferrailage d'une poutrelle aux appuis.

III.1.2 DALLE PLEINE :

Ce sont des plaques minces en béton armé dont l'épaisseur est moins importante comparé aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2,3 ou 4 appuis. Ce type d'élément travaille essentiellement en flexion (poutres, poutrelles ou murs):

TYPES DES DALLES PLEINE : dans notre projet en a 3 types

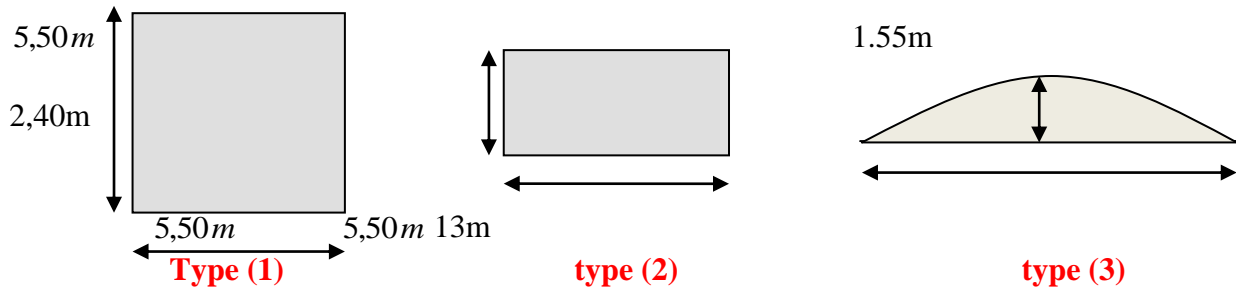


Fig. III. : Types des dalles pleines

*** Charges et surcharges revenant à la dalle :**

$G = 5,54 \text{ KN/m}^2$
 $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

III.1.2.1 Combinaisons des charges :

1 Combinaisons de charge à l'ELU :

• Pour la dalle :

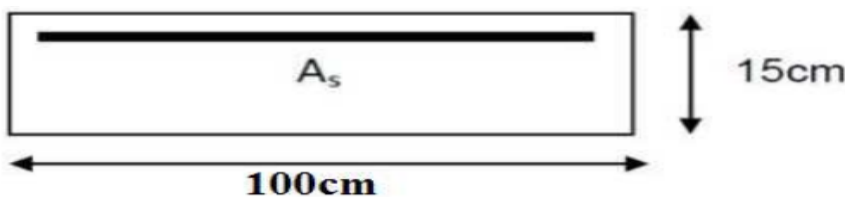
$q_u = (1,35G + 1,5Q) \cdot 1\text{m}$
 $q_u = 1,35 \times 5,54 + 1,5 \times 3,5 = 12,729 \text{ KN/ml}$
 $q_u = 12,73 \text{ KN/ml}$
 $\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{5,5}{5,5} = 1$
 $0,4 \leq \rho = 1 \leq 1 \rightarrow$ Le panneau travaille dans les deux sens

moments sont donnés par les formules :

$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot a^2$
 $M_y = \mu_y \cdot q_u \cdot a^2$
 $\mu_x = 0,0368$
 $\mu_y = 1,000$
 Avec : μ_x et μ_y sont données par les tables
 Calcul des dalles pleines et parois (Tome 3) page 401.
 $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot a^2 = 0,0367 \cdot 12,73 \cdot 5,5^2 = 14,13 \text{ KN.ml}$
 $M_y = \mu_y \cdot q_u \cdot a^2 = 0,0203 \cdot 12,73 \cdot 5,5^2 = 7,82 \text{ KN.ml}$

*** Ferrailage de la dalle:**

le calcul se fera à l'ELU une bande de 1m de largeur et à la flexion :



Sens X-X :

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu.}} \rightarrow f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 25}{1.5} = 14.2 \text{MPa} \quad \sigma_{st} \rightarrow 348 \text{MPa}$$

$$\mu = \frac{14.13 \cdot 10^3}{100 \cdot 13^2 \cdot 14.2} = 0.058 < \mu_u = 0.392 \quad \text{section} \rightarrow \text{simplement armée (SSA)}$$

$$\mu = 0.058 \rightarrow \beta = 0.970$$

Armatur principale :

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{14.13 \cdot 10^3}{0.970 \cdot 13 \cdot 348} = 3.22 \text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 4\text{HA}12 = 3.52 \text{cm}^2 \quad \text{avec (st=25cm)}$$

Armatur de repartition :

$$A_r = A_a / 4 = 3.52 / 4 = 0.88 \text{cm}^2$$

$$\text{Soit } A_r = 4\text{HA}12 = 3.52 \text{cm}^2 \quad \text{avec (st=25cm)}$$

Sens Y-Y :

$$\mu = \frac{M_y}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu.}} \rightarrow f_{bu} = 14.2 \text{MPa} \quad \sigma_{st} = 348 \text{MPa}$$

$$\mu = \frac{7.82 \cdot 10^3}{100 \cdot 13^2 \cdot 14.2} = 0.032 < \mu_u = 0.392 \rightarrow \text{section simplement armée (SSA)}$$

$$\mu = 0.032 \rightarrow \beta = 0.948$$

Armatur principale :

$$A_t = \frac{M_y}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7.82 \cdot 10^3}{0.948 \cdot 13 \cdot 348} = 1.82 \text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 4\text{HA}12 = 3.52 \text{cm}^2 \quad \text{avec (st=25cm)}$$

Armatur de repartition :

$$A_r = A_a / 4 = 3.52 / 4 = 0.88 \text{cm}^2$$

$$\text{Soit } A_r = 4\text{HA}12 = 3.52 \text{cm}^2 \quad \text{avec (st=25cm)}$$

Vérification à L'ELU :**a) Condition de non fragilité :**

le BAEL91 modifiée 99 prévoit qu'on peut dispenser de l'application de cette condition pour autant que l'on majore de 20% les aciers calculés en flexion ainsi que les armatures de répartition, comme indique dans (Art B.7.4/BAEL99)

Sens X-X :

$$A_{x\text{majore}} = 1.2 A_{stx} = 1.2 \cdot 3.52 = 4.224 \text{cm}^2$$

$$\text{Soit } 4\text{Ø } 12 = 3.52 \text{cm}^2 \quad \text{avec espacement} = 25 \text{cm}$$

> Sens Y-Y :

$$A_{y\text{majore}} = 1.2 A_{sty} = 1.2 \cdot 3.52 = 4.224 \text{cm}^2$$

Soit $4\emptyset 12=3.52\text{cm}^2$ avec espacement =25cm.

b) Ecartement des barres (Art A-8-2-42 du BAEL99) : charge uniformément répartie

- La direction la plus sollicitée : $St \leq \min (3h ; 33\text{cm})$
- La direction perpendiculaire a la plus sollicitée : $St \leq \min (4h ; 45\text{cm})$.

Sens x-x :

$$St = 25 \text{ cm} \leq \min (3h = 45\text{cm} ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$St = 25\text{cm} \leq \min (4h = 60 \text{ cm} ; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification au cisaillement : (BAEL99/Art 5.1, 211) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \overline{\tau}_u$$

Avec

$$\overline{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2.5, 5 \text{ MPa} \} = 2.5 \text{ MPa (fissuration préjudiciable).}$$

$$V_u = 0.348 \cdot q_u \cdot a^2 = 0.348 \cdot 12.73 \cdot 5.5^2 = 134.01 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{134.01 \cdot 10^3}{1000 \cdot 130} = 1.031 < \overline{\tau}_U = 2.5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

il n'a pas le risque de cisaillement. \rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

2. Combinaison de charge à l'ELS :

La dalle :

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 5.54 + 3.5 = 9 \text{ KN/ml}$$

$$q = 9 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = \frac{l_x \cdot 5.5}{l_y \cdot 5.5} = 1$$

$0.4 \leq \rho = 1 \leq 1 \rightarrow$ Le panneau travail dans les deux sens

moments sont donnes par les formules :

$$\mu_x = 0.0368$$

$$\mu_y = 1.000$$

$$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot a^2 = 0.0367 \cdot 9 \cdot 5.5^2 = 10 \text{ KN.ml.}$$

$$M_y = \mu_y \cdot q_s \cdot a^2 = 0.0203 \cdot 9 \cdot 5.5^2 = 5.53 \text{ KN.ml.}$$

*** Ferrailage de la dalle:**

le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur a la flexion simple

Sens X-X :

$$\mu = \frac{M_x}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu.}} \rightarrow f_{bu} = 14.2 \text{ MPA} \quad \sigma_{st} = 348 \text{ MPA}$$

$$\mu = \frac{10 \cdot 10^3}{100 \cdot 13^2 \cdot 14.2} = 0.042 < \mu_u = 0.392 \text{ section } \rightarrow \text{ simplement armée (SSA)}$$

$$\mu = 0.042 \rightarrow \beta = 0.979$$

Armatur principale :

$$A_a = \frac{M_x}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{10 \cdot 10^3}{0.979 \cdot 13 \cdot 348} = 2.26 \text{ cm}^2 < A_a = 3.52 \text{ cm}^2$$

> Sens Y-Y :

$$\mu = \frac{M_y}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \rightarrow f_{bu} = 14.2 \text{ MPA} \quad \sigma_{st} = 348 \text{ MPA}$$

$$\mu = \frac{5.53 \cdot 10^3}{100 \cdot 13^2 \cdot 14.2} = 0.024 < \mu_u = 0.392 \rightarrow \text{section simplement armée (SSA)}$$

$$\mu = 0.024 \rightarrow \beta = 0.988$$

Armatur principale :

$$A_t = \frac{M_y}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5.53 \cdot 10^3}{0.988 \cdot 13 \cdot 348} = 1.24 \text{ cm}^2 < A_t = 3.52 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

Les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes .

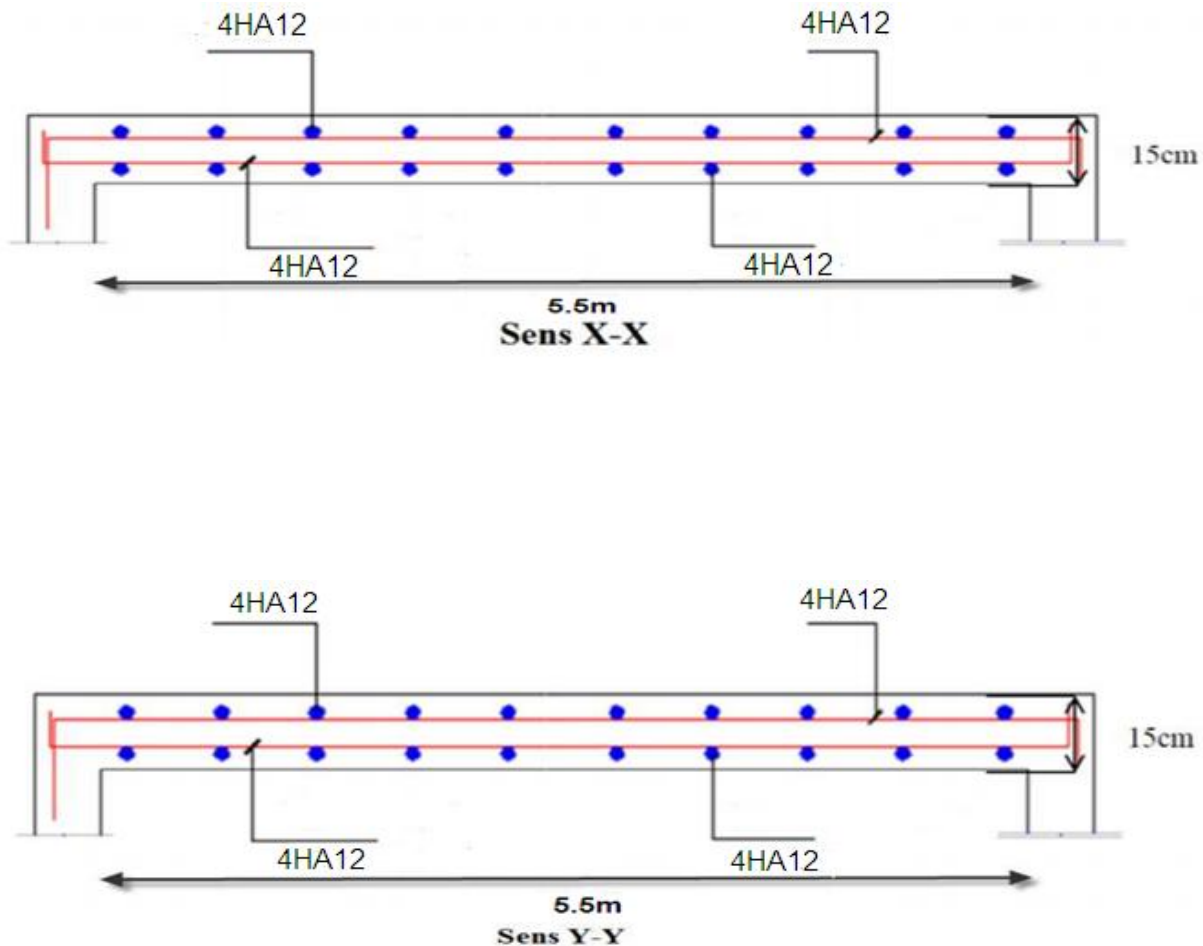


Fig III: Schéma de ferrailage Dalle pleine dans les deux directions (XX-YY)

H : hauteur de la volée.
h : hauteur des contres marches.
L₁ : longueur de palier de départ.
L₂ : longueur projetée de la volée.
L₃ : longueur du palier d'arrivée.
e_p : épaisseur de la paillasse et du palier.
E : Embranchement.
g : largeur des marches (giron).

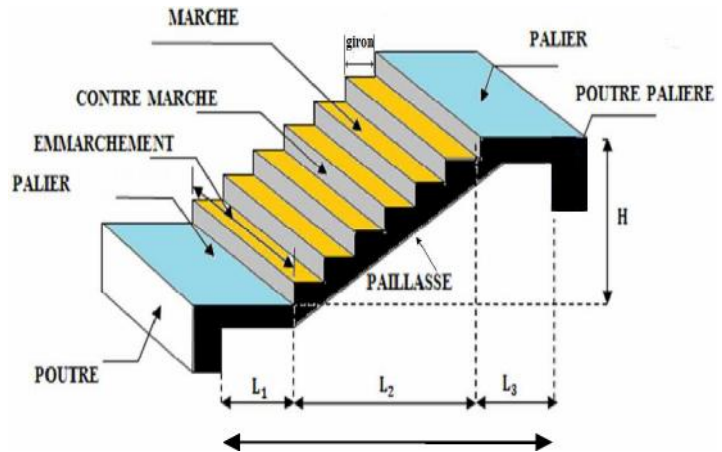


Fig III.3 -1 : schéma d'escalier.

. CALCUL D'ESCALIER TYPE (1) :

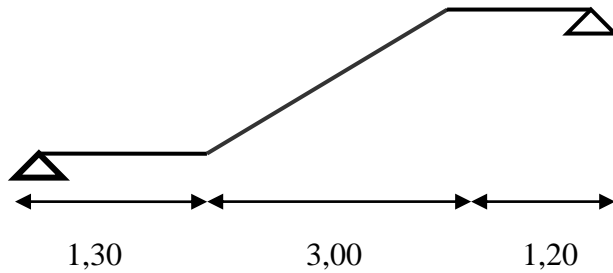


Fig. III.3. 2 : schéma statique d'escaliers

III.5.2. Dimensionnement :

La hauteur d'escalier est de 3.74m, le palier de repos situé à mi porter.
 Les dimensions des marches et contre marches seront déterminées par la formule de **BLONDEL** : $0,59m \leq 2h + g \leq 0,66m$

Avec :
h : hauteur de la contre marche, avec : $13 \text{ cm} \leq h \leq 17\text{cm}$.
g : largeur de la marche, avec : $28 \text{ cm} \leq g \leq 32\text{cm}$.

a/. Détermination du nombre de marches et contre marches :(pour le RDC) :

On va étudier l'escalier à deux volées et un palier intermédiaire

Donc : $n = \frac{H}{h}$ Avec : $H = \frac{3,74}{2} = 1,87m$.

h=17cm=0.17m

$\Rightarrow n = \frac{1,87}{0,17} = 11$ (Contre marches). \longrightarrow **n=11 Contre marches**

Pour le giron nous avons :

$g = \frac{L}{n-1} \Rightarrow g = \frac{300}{10} = 30\text{cm}$. \longrightarrow **g=30cm**

Nous adoptons 11 contre marches de 17 cm , et 10 marches de 30cm.

On a donc : $59\text{cm} \leq 2h+g=34+30=64 \leq 66\text{cm} \rightarrow$ **La relation est vérifiée**

b/ Dimensionnement de la paillasse et du palier de repos :

L'épaisseur doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20}$$

ep: épaisseur du palier et de la paillasse

L0 : longueur libre (palier + La portée de la paillasse)

Avec :

H : hauteur de la volée : $H = h \times n = 17 \times 11 = 187 \text{ cm}$

L1 : longueur projetée de la volée : $L_1 = m \times g = 10 \times 30 = 300\text{cm}$

$m = n - 1 = 11 - 1 = 10$ marche

❖ **L'angle de l'inclinaison**

$$\text{Tg } \alpha = H/L_1 = 187/300 = 0.6233 \text{ ----- } \alpha = 31.936^\circ$$

❖ **L'épaisseur du volée et palier :**

$$L' = (L_1 / \cos \alpha) = 300 / 0.848 = 353.50\text{cm}$$

$$L = 130 + 353.50 + 120 = 603.506\text{cm}$$

$$\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20} \implies 20.011 \leq ep \leq 30.175$$

Soit : $e = 20\text{cm}$.

III.4.3/- Détermination des charges permanentes et surcharges d'exploitations :

1. Charges permanentes :

• **La paillasse :(Volée)**

Poids propre de la paillasse : ----- $(25 \times 0.2) / \cos(31.94^\circ) = 5.892 \text{ KN/m}^2$

Poids propre des marches : ----- $(25 \times 0.17) / 2 = 2.125 \text{ KN/m}^2$

Poids propre du revêtement :

-Couche de sable ----- $18 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/m}^2$

-Mortier de pose ----- $20 \times 0,02 = 0,40 \text{ KN/m}^2$

-Carrelage ----- $20 \times 0,02 = 0,40 \text{ KN/m}^2$

-Enduit en ciment ----- $18 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/m}^2$

Poids propre du garde corps (métallique) ----- 0.60KN/m^2

G = 10.137 KN/m²

• **Palier de repos :**

Poids propre du palier : ----- $25 \times 0,2 = 5 \text{ KN/m}^2$

Poids propre du revêtement : ----- $= 1,52 \text{ KN/m}^2$

G = 6.52 KN/m²

2. Surcharges d'exploitations :

La surcharge d'exploitation est définie à partir des descriptions du **DTR (Art 7.2.4)** qui est la même pour la paillasse et le palier ; **Q = 2,5 KN / m²**

III.3.4/- Calcul à l'ELU :

Pour l'étude de l'escalier on prend une bande de 1m de largeur.

a) Combinaison des charges :

✳ **Calcul des efforts internes :**

Combinaisons de charges :

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$

ELS : $q_s = G+Q$

Tableau III.3.1:Les combinaisons de charges a L'ELU et a L'ELS.

	ELU	ELS
Volée	$1.35 \times 10.137 + 1.5 \times 2.5 = 17.435$	$10.137 + 2.5 = 12.637$
Palier	$1.35 \times 6.52 + 1.5 \times 2.5 = 12.552$	$6.52 + 2.5 = 9.02$

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM enprenant l'ensemble (volée+palier) comme une poutre isostatique partiellement

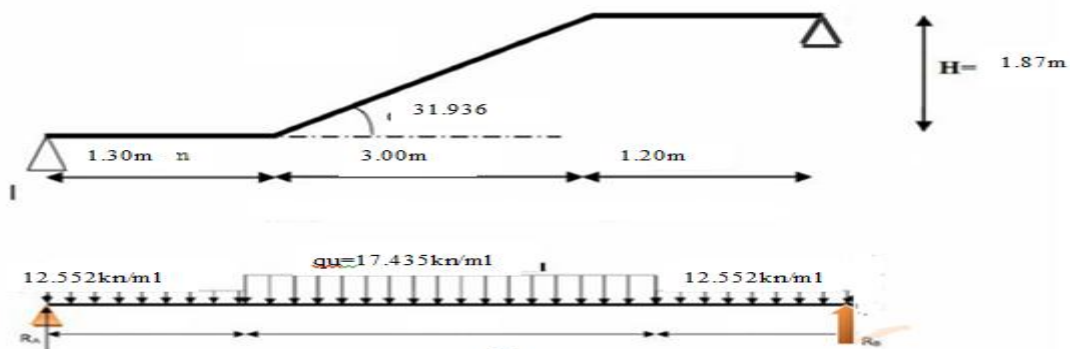


Fig : III-3.3-diagramme des efforts a L'ELU

b. Réactions d'appuis:

$\Sigma M/A = 0$

$\Sigma M/A = (R_B \times 5.5) - (12.552 \times 1.3 \times 0.65) - (17.435 \times 3.00 \times (1.5 + 1.3)) - (12.552 \times 1.2 \times (0.6 + 3.00 + 1.3)) = 0$

$\Sigma M/A = (R_B \times 5.5) - 10.606 - 146.454 - 73.806 = 0 \implies R_B = 41.98 \text{ KN}$

$\Sigma F = 0$

$\Sigma F = R_A + R_B - (12.552 \times 1.3) - (17.435 \times 3.00) - (12.552 \times 1.2) = 0$

$R_A = R_B$

$-83.685 = 41.71$

$R_A = 41.71 \text{ KN}$

C/.. Calcul les efforts tranchants et les moments fléchissant:

Tableau III.3.2: Les efforts tranchants et les moments fléchissant a L'ELU.

N	EXPRESSION	X		TRONCON	
1	Effort tranchant (KN)	$T(x)=q_u X-R$ $=12.552X-41.71$	0	-41.71	
	Moment (KN.m)	$M(X)=R_0 X-q_u(x^2/2)=41.71X-12.552(X^2/2)$	1.3	-25.39	
2	Effort tranchant (KN.m)	$T(x)=((12.552*1.3)-41.71))+17.435X$	0	0	
	Moment (KN.m)	$M(X)=43.62-17.435(X^2/2)+25.39X$	1.3	43.62	
3	Effort tranchant (KN.m)	$T(x)=26.91+12.552X$	0	-25.39	
	Moment (KN.m)	$M(X)=41.33+12.552(X^2/2)-26.91X$	3.0	26.91	

La section dangereuse est dans la travée 2 (-25.39 < T_y = 0 < 26.91) :

$T_y=0 \longrightarrow T(X) = 17.435X - 25.39=0 \longrightarrow X=25.39/17.435=1.456m$

$M_{max}=M(1.456)=43.62-17.435(1.456^2/2)+(25.39*1.456)=62.107kn.m$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction pour le moment. M_{max} au niveau des appuis et en travée de (-0,3) et (0,85) respectivement.

En appui (A) et (B) : $M_A = M_B = - 0,3M_{max} = - 0,3 (62.10) = -18.63KN.m.$

En travées : $M_t = 0,85M_{u_{max}} = 0,85 (62.10) =52.79KN.m$

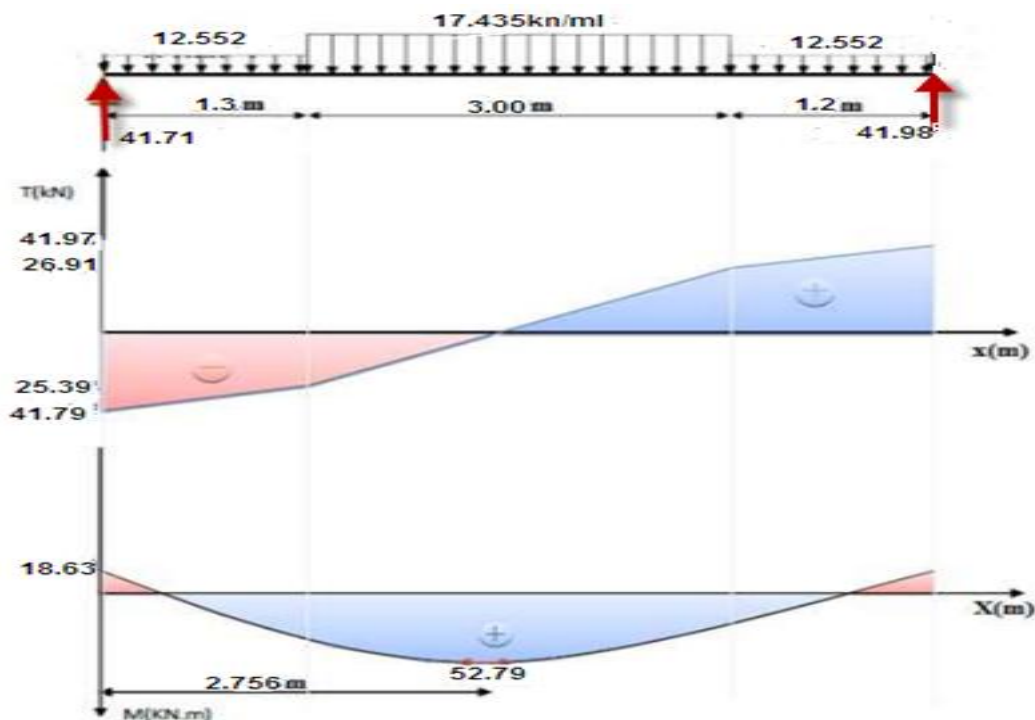


Fig III-3.4- : diagramme des efforts tranchent et des moments fléchissant a L'ELU

III.5.5.Calcul des armatures

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de (1m), en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment.

$h=20\text{cm}, c=2\text{cm}, d=h-c=18\text{cm}, b=100\text{cm}$

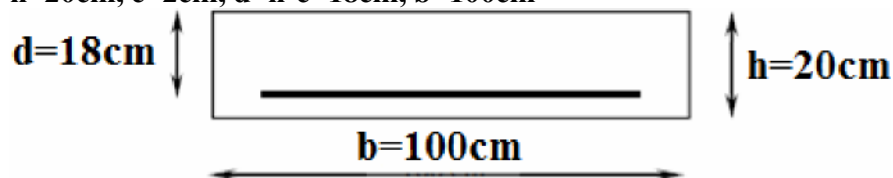


Fig III. 3.6- : Schéma statique de ferrailage d'escalier a l'ELU

1- Aux appuis: ($M_a = 18.63 \text{ KN.m}$)

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \longrightarrow f_{bu} = \frac{0.85 f_c 28}{\gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPA} \longrightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ MPA}$$

$$\mu = \frac{18.63 \cdot 10^3}{100 \cdot 18^2 \cdot 14.2} = 0.040 < \mu_u = 0.392 \longrightarrow \text{section simplement armée (SSA)}$$

$$\mu = 0.040 \longrightarrow \beta = 0.980$$

A/.Armatur principale :

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{18.63 \cdot 10^3}{0.980 \cdot 18 \cdot 348} = 3.03 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ avec (st=25cm)

B/.Armatur de repartition :

$$A_r = A_a / 4 = 3.14 / 4 = 0.785 \text{ cm}^2$$

Soit $A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec (st=25cm)

2/En travées : (Mt =52.79 KN.m)

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \longrightarrow f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPA} \longrightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ MPA}$$

$$\mu = \frac{52.79 \cdot 10^3}{100 \cdot 18^2 \cdot 14.2} = 0.114 < \mu_u = 0.392 \longrightarrow \text{section simplement armée (SSA)}$$

$$\mu = 0.114 \longrightarrow \beta = 0.939$$

A./Armatur principale :

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{52.79 \cdot 10^3}{0.939 \cdot 18 \cdot 348} = 9.10 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 6\text{HA}14 = 9.23 \text{ cm}^2$ avec (st=16cm)

B./Armatur de repartition :

$$A_r = A_a / 4 = 10.18 / 4 = 2.545 \text{ cm}^2$$

Soit $A_r = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ avec (st=25cm)

III.3.6.Verification a l'ELU :

a/condition de non fragilité (Art.4.2.1 BAEL91) :

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \leq A_{\text{adopter}}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \cdot 100 \cdot 18 \cdot 2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

-Aux appuis: $A_a = 3.14 \text{ cm}^2 \geq 2.17 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ Condition vérifier

-En travée : $A_t = 10.18 \text{ cm}^2 \geq 2.17 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ Condition vérifier

b) Espacement des barres :

• **Armatures principale :** $St < \min \{3h ; 33\text{cm}\}$

- Aux appuis: $St = 25 < \min \{3h=45\text{cm} ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$ Condition vérifiée.

- En travée : $St = 16 < \min \{3h=45\text{cm} ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$ Condition vérifiée.

• **Armatures de répartition :** $St < \min \{4h ; 45\text{cm}\}$

- Aux appuis : $St = 25 \text{ cm} < \min \{4h=60\text{cm} ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$ Condition vérifiée.

- En travée : $St = 25 \text{ cm} < \min \{4h=60\text{cm} ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$ Condition vérifiée.

C / Vérification de la contrainte d'adhérence (BAEL91 Art61.3) :

On vérifie que : $\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 d \sum u_i} \leq \bar{\tau} = \psi f_{t28}$ avec $\bar{\tau} = 1.5 \cdot 2.1 = 3.15 \text{ MPA}$

τ : Contrainte d'adhérence.

$\bar{\tau}$: Contrainte limite d'adhérence.

$\sum u_i$: Sommes des périmètres utiles des barres

$$\sum u_i = \sum n\pi\phi = 4 \times 3.14 \times 1 = 12.56 \text{ cm.}$$

Avec : ϕ : diamètre d'une barre 10mm

n : nombre des barres 4 barres

$$\tau_{se} = \frac{41.97 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 125.6} = 2.063 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{c.v}$$

Pas d'influence de l'effort tranchant sur les aciers

D / Vérification de l'effort tranchant (Art A5.1.1/BAEL91):

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau} \quad \text{avec}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{avec} \quad \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.2 \times 25}{1.5} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{41.97 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.233 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{c.v}$$

D'où le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, Donc on n'a pas besoin d'armatures Transversales.

E / Ancrage des armatures : (B.A.E.L 91.Art .A.6.1.23) :

• Longueur du scellement droit :

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

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_s} \quad \text{pour } \phi = 1 \text{ cm et} \quad \tau_s = 0.6\psi_s^2 f_{c28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

D'après (Art A.6. 1 ,253/BAEL 9 1 modifiées 99) si la longueur de scellement est importante, on Réalisera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à (0.4L_s).

$$L_c = 0.4 \times 35.27 = 14.108 \text{ cm.}$$

F / Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art : A5.1.3.21/BAEL91)

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b \times 0.9d} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} \quad T_u \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0.9 \times d \times b$$

$$T_u = 41.97 \text{ kN} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 18 \times 100 = 1080 \text{ kN} \quad \longrightarrow \quad \text{c.v}$$

G / Influence de l'effort tranchant sur les armatures (Art : A.5.1.313/BAEL91) :

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left(T_u^{\max} + \frac{M_a}{0.9d} \right)$$

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \left(41.97 \times 10^3 + \frac{-18.63 \times 10^6}{0.9 \times 180} \right) = -451.28 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > -451.28 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{c.v}$$

III.5.7.Calcul des moments et de efforts trachants a L'ELS

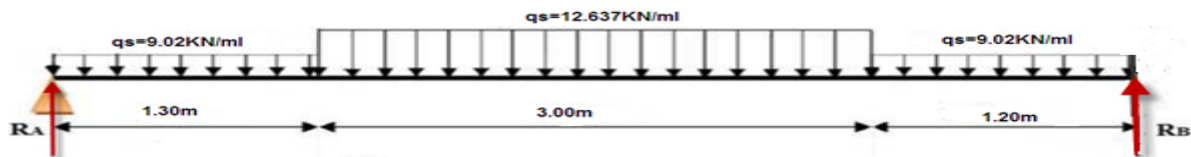


Fig III. 3.7- : Diagramme des efforts a LELS.

A/.Réactions d'appuis:

$\Sigma M/A = 0$

$\Sigma M/A = (R_B \times 5.5) - (9.02 \times 1.3 \times 0.65) - (12.637 \times 3.00 \times (1.5 + 1.3)) - (9.02 \times 1.2 \times (0.6 + 3.00 + 1.3)) = 0$

$\Sigma M/A = (R_B \times 5.5) - 7.622 - 106.151 - 53.038 = 0 \implies R_B = 30.33 \text{ KN}$

$\Sigma F = 0_X$

$\Sigma F = R_A + R_B - (9.02 \times 1.3) - (12.637 \times 3.00) - (9.02 \times 1.2) = 0$

$R_A = 60.461 - R_B = 30.131 \implies R_A = 30.13 \text{ KN}$

B/. Calcul les efforts tranchants et les moments fléchissant:

Tableau III .3.3: Les efforts tranchants et les moments fléchissant a L'ELS

N	EXPRESSION	X	VALEUR	TRONCON	
1	EFFORT TRANCHANT (KN)	$T(x) = q_u X - R$ $= 9.02X - 30.13 =$	0 1.3	-30.13 -18.40	
	Moment (KN.m)	$M(X) = R_0 x - q_u (x^2/2) = 30.13X - 9.02(X^2/2) =$	0 1.3	0 31.55	
2	EFFORT TRANCHANT (KN)	$T(x) = -18.40 + 12.637X =$	0 3.0	-18.40 19.51	
	Moment (KN.m)	$M(X) = 31.55 - 12.637(X^2/2) + 18.40X =$	0 3.0	31.55 29.88	
3	EFFORT TRANCHANT (KN)	$T(x) = 19.51 + 9.02X =$	0 1.2	19.51 30.33	
	Moment (KN.m)	$M(X) = 29.88 + 9.02(X^2/2) - 19.51X =$	0 1.2	41.33 12.96	

La section dangereuse est dans la travée 2 (-18.40 < Ty = 0 < 19.51) :

$T_Y = 0 \implies T(X) = 12.637X - 18.40 = 0 \implies X = 18.40 / 12.637 = 1.456 \text{ m}$

$M_{max} = M(1.456) = 31.55 - 12.637(1.456^2/2) + (18.40 * 1.456) = 44.94 \text{ kn.m}$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction pour le moment M_{max} au niveau des appuis et en travée de (-0,3) et (0,85) respectivement.

En appui (A) et (B) : $M_A = M_B = - 0,3 M_{max} = - 0,3 (44.94) = -13.48 \text{ KN.m.}$

En travées : $M = 0,85 M_{max} = 0,85 (44.94) = 38.20 \text{ KN.m}$

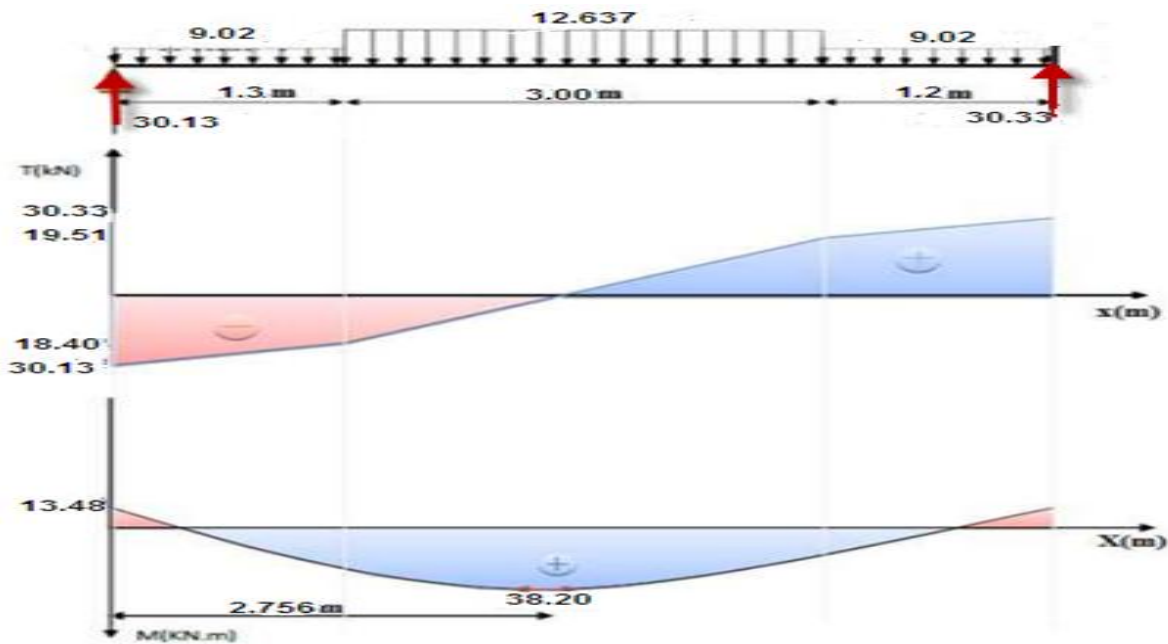


Fig III-3.6 : diagramme des efforts tranchent et des moments fléchissant a L'ELS

III.5.8. Vérification à l'ELS

État limite à la résistance à la compression du béton :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

1. En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{bd} = \frac{100 \cdot 10.18}{100 \cdot 18} = 0.565 \rightarrow \beta = 0.888 \rightarrow K_1 = 29.64 \rightarrow \alpha_1 = 0.336$$

*Vérification de la contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot A_t} = \frac{38.20 \cdot 10^6}{0.888 \cdot 180 \cdot 10.18 \cdot 10^2} = 234.76 < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

*Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{234.76}{29.64} = 7.92 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

2. Aux Appuis :

$$\rho = \frac{100 A_a}{bd} = \frac{100 \cdot 3.14}{100 \cdot 18} = 0.174 \rightarrow \beta = 0.932 \rightarrow K_1 = 58.53$$

*Vérification les contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot A_a} = \frac{13.48 \cdot 10^6}{0.932 \cdot 180 \cdot 3.14 \cdot 10^2} = 255.90 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

*Vérification les contraintes dans le béton:

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{255.90}{58.53} = 4.37 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

b) Etat limite de déformation:

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

1. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
2. $\frac{AS}{bd} \geq \frac{4.2}{f_e}$
3. $\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M_0}$

$\frac{h}{L} \geq \frac{20}{550} = 0.036 < \frac{1}{16} = 0.0625$ Condition non vérifiée. Donc on doit calculer la flèche

III.3.9. Calcul de la flèche

$$f = \frac{M_t^2 L^2}{10 E_v I_{fv}} \leq f = \frac{L}{500}$$

Avec : E_v : module de la déformation différée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée

$$I = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \text{ avec } S_{xx} : \text{Moment statique. tel que } S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 A_t d$$

B_0 : Aire de la section homogénéisée ; $B_0 = b.h + 15 A_t$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15 A_t d}{bh + 15 A_t} \longrightarrow V_1 = 10.57 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.57 = 9.43 \text{ cm}$$

$$D'où : I = \frac{100}{3} (10.57^3 + 9.43^3) + 15 * 10.18 (9.43 - 2)^2 = 75746.2549 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{L^2 M_t^2}{10 I_{fv} E_v} = \frac{38.20 * 5.5^2}{10 * 75746.255 * 10^{-8} * 10818.86 * 10^3} = 0.0141 \text{ cm} < f = \frac{550}{500} = 1.1 \text{ cm}$$

Condition est vérifiée

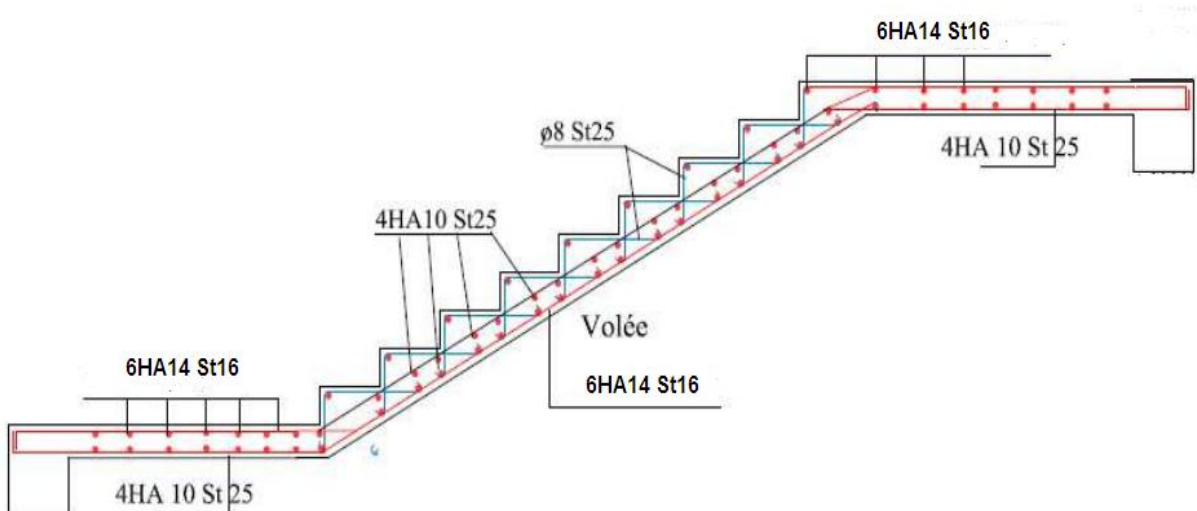


Fig III-3.8: Schéma de ferrailage d'escalier

IV.1. INTRODUCTION

Ce chapitre se compose de deux parties, la première fera l’objet d’étude du système de contreventement, qui nous permettra de déduire le coefficient R, la seconde est consacré à la modélisation de la structure et aux vérifications exigées par le RPA afin de réduire les dommages engendrés par le séisme.

Partie I :

Étude de contreventement :

L’étude de contreventement doit être déterminée suivant **x** et **y** avec les combinaisons **Ex** et **Ey**

1- Étude de contreventement suivant x :

Les valeurs de V_2 et V_x sont données par le logiciel ETABS

Story	V2	VX	V2/Vx
STORY7	312,91	147,48	2,12171142
STORY6	619,79	888,73	0,69738841
STORY5	628,36	1431,22	0,43903802
STORY4	973,88	1824,29	0,53384056
STORY3	1011,01	2141,75	0,47204856
STORY2	1449,17	2429,45	0,59650127
STORY1	1603,93	2684,47	0,59748479
RDC	2101,8	2862,31	0,73430201

V_2 : effort tranchant du voile longitudinale du l’étage k

V_x : effort tranchant longitudinale du l’étage k

Remarque :

Pour déterminé le système de contreventement on calcule la moyenne du rapport $\frac{V_2}{V_x}$

$$\begin{aligned}
 moy \frac{V_2}{V_x} \times 100 &= \frac{\sum_{RDC}^{etage8} \frac{V_2}{V_x}}{\text{nombre de niveau}} \times 100 = \frac{6.19231504}{8} \\
 &= 0.77403938 \times 100 = 77.40\%
 \end{aligned}$$

2. Étude de contreventement suivant y :

Les valeurs de V_2 et V_y sont données par le logiciel ETABS

Story	V2	VY	V2/VY
STORY7	315,71	916,51	0,34446978
STORY6	554,27	916,51	0,60476154
STORY5	515,87	1846,71	0,27934543
STORY4	845,2	2180,16	0,38767797
STORY3	810,82	2469,31	0,32835893
STORY2	1195,67	2723,16	0,43907446
STORY1	1353,46	2912,81	0,46465784
RDC	1975,66	2989,68	0,66082658

$$\text{moy } \frac{V_2}{V_y} \times 100 = \frac{\sum_{\text{SOL}}^{\text{TERRASSE}} \frac{V_2}{V_y}}{\text{nombre de niveau}} \times 100 = \frac{3.50917253}{8}$$

$$= 0.438646566 \times 100 = 43.86\%$$

Conclusion :

D'après les valeurs données par ETABS on conclut que 77.40% des forces sismiques sont repris par les voiles et 22.6% sont repris par les portiques dans le sens longitudinal, et 43.86% des forces sismiques sont repris par les voiles, et 56.14% sont repris par les portiques dans le sens transversal, donc on conclut que le système de contreventement est un contreventement mixte.

D'où la valeur de R donnée par le RPA 99 version 2003 est **R=5**

Partie II :

Modélisation et vérifications

IV.2. Choix de la méthode de calcul

Selon le RPA 99 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant deux méthodes :

- la méthode statique équivalente
- la Méthode dynamique qui regroupe :
 - la méthode d'analyse modale spectrale
 - la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.2.1 Vérification des conditions d'application de la méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à

65m en zones I et II et à 30m en zones III

b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : tous groupes

Zone II : groupe d'usage 3

groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III : groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m

a) condition sur la hauteur :

Les bâtiments qui peuvent être calculés par la MSE sont limité en hauteur tels que :

$H_T \leq 65\text{m}$ en zone I et IIa. CV →

b) condition sur la régularité :

Les bâtiments calculés par la MSE doivent être classés régulier plan et en élévation.

CNV

c) condition complémentaires :

Les bâtiments irréguliers peuvent être calculés par la méthode statique dans le respect des conditions suivant :

Tout les groupes d'usage sont concernés en zone (I). → CV

Conclusion : la méthode statique équivalente n'est applicable donc on opte pour la méthode modale spectrale.

Méthode Dynamique Modale Spectrale :

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.

Principe : Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.3.Modélisation

IV.3.1.Logiciel utilisé pour la modélisation :

L'analyse dynamique nécessite la création d'un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle est introduit dans un programme de calcul dynamique dont son calcul est basé sur la méthode des éléments finis.

Le logiciel **ETABS** (Extended Three Dimensions Analyses Building Systems): est un logiciel de calcul qui permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à l'interface graphique.

Nous pouvons déterminer, les diagrammes des efforts internes dans la structure sous l'effet des charges verticales représentées par G et Q ; et sous l'effet des charges horizontales représentées par le séisme (E) ; il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les champs de contraintes, les modes de vibration...

IV.3.2.Modélisation de la structure :

L'étude de notre structure est faite à l'aide du logiciel ETABS version **9.1.4**. En considérant : 8 niveaux (RDC+ 7 étages courants) encadrée à la base et réalisée sur un modèle tridimensionnel. Dans ce modèle on ne **modélisera** que la **structure** (voiles, portiques et dalle pleine), les éléments **non structuraux** sont introduits **comme charges** (escaliers, acrotère ...).

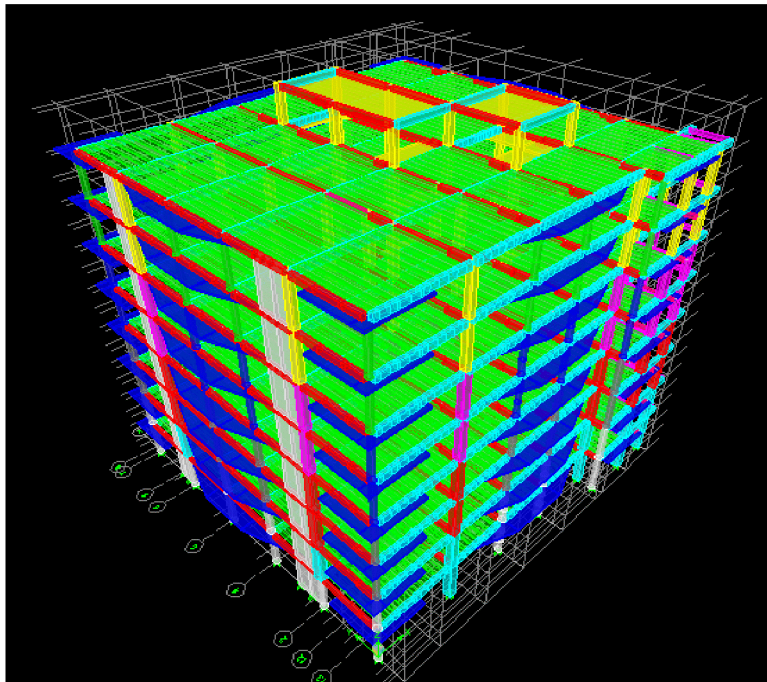


Figure IV-1 : Vue en 3D de la structure

IV.3.3 Etapes de modélisation :

Les différentes étapes de modélisation sont :

1. Introduction de la géométrie du modèle.
2. Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
4. Introduction des directions principales de l'étude sismique **EX**, **EY**.
5. Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version2003.

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse donnée par le RPA. Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélération (**Sa/g**) ou (l'accélération / pesanteur) pour un système de degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de période T.

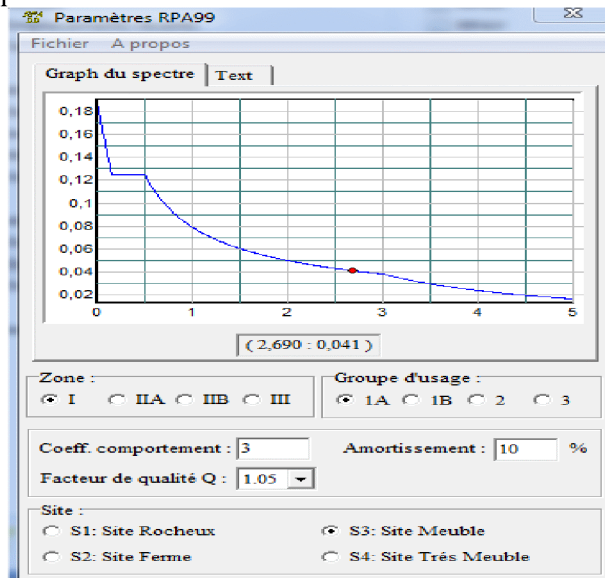


Figure IV-2 spectre

- 6. Définition des charges statiques (G, Q).
- 7. Définition de la charge sismique E.
- 8. Introduction des combinaisons d'actions.

Combinaisons du BAEL :

- 1.35G + 1.5Q (l'ELU)
- G + Q(L'ELS)

Combinaisons du RPA 99 modifié 2003 (combinaisons accidentelles):

- G+Q± E
- 0.8G± E

9. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).

- Les poteaux sont supposés encastrés dans les fondations.
- Diaphragme : comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équation à résoudre par le logiciel.
- La masse des planchers est supposée concentrées en leur centres de masse qui sont désignés par la notation de (**masse – source**)

10. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

IV.5. Vérifications selon les exigences du RPA

IV.5.1 Vérification de l'effort tranchant à la base

Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T \dots\dots\dots \text{[Equation (4.1) de l' Art.4.2.3 RPA 99/Version2003].}$$

Détermination des paramètres

- **A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le **tableau 4.1 du RPA** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

$$\left. \begin{array}{l} \text{zone I} \\ \text{groupe 1A} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0.12$$

- **Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen « D »**

Il est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \text{si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3,0s \text{ [Equation (4.2) de l'Art.4.2.3 RPA2003].} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{si } T \geq 3,0s \end{cases}$$

Avec :

- T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site, qui est donnée par

le tableau (4.7 RPA 99/Version2003) :

$T_2 = 0,50s$ (site3 meuble).

- $T=1.5625 s$ (T : période fondamental donné d'après la modélisation)

- η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} \geq 0,7 \dots\dots \text{[Equation (4.3) de l'Art.4.2.3 RPA 99/Version2003].}$$

Où $\zeta(\%)$: est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et l'importance des remplissages.

Pour notre cas : (voiles en B.A)

$\zeta = 10\% \dots\dots$ (Tableau 4.2 RPA 99/Version2003)

$$D'ou : \eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 1,83.$$

$$D_x = D_y = 2,5 \times 1,83 \left(\frac{0,5}{1.5625}\right)^{2/3} = 2.14$$

■ **Poids total de la structure W_T :**

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ et } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitations.

β : Coefficient de pondération avec : $\beta = 0.2$ donné par le tableau (4. 5) du RPA $W_T = 76569.30 \text{KN}$ (tiré à partir du logiciel ETABS)

■ **Facteur de qualité (Q) :**

Il est calculé par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum P_q \dots\dots(\text{Equation (4.4) de l'Art.4.2.3 RPA 99/Version2003})$$

Où P_q : pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q » est satisfait ou non.

Tableau donnant les valeurs des pénalités « P_q »

Tableau IV.1 : Les critères de facteur de qualité Q_x

Critère « P_q »	P_q	
	Observé	Non observé
1- Conditions minimales sur les files de contreventements.	0	/
2- Redondance en plan.	0	/
3- Régularité en élévation.	0	/
4- régularité en plan.	0	/
5- Contrôle de la qualité des matériaux.	0	/
6- Contrôle de la qualité de l'exécution.	0	/

D'où : $Q_x = 1 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0 = 1$

Tableau IV.2 : Les critères de facteur de qualité Q_y

Critère « P_q »	P_q	
	Observé	Non observé

1- Conditions minimales sur les files de contreventements.	/	0.05
2- Redondance en plan.	0	/
3- Régularité en élévation.	0	/
4- régularité en plan.	0	/
5- Contrôle de la qualité des matériaux.	0	/
6- Contrôle de la qualité de l'exécution.	0	/

$$Q_y = 1 + 0,05 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0 = 1,05$$

■ **Coefficient de comportement global de la structure « R » :**

Sa valeur est donnée par le **tableau (4.3 RPA 99/Version2003)** en fonction du système de contreventement.

R = 5 (contreventement mixe).

On aura ainsi la force sismique à la base :

$$V_x = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T = \frac{0.12 \times 2.14 \times 1}{5} \times 76773.62$$

$$V_x = 3943.09 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T = \frac{0.12 \times 2.14 \times 1.05}{5} \times 76773.62$$

$$V_y = 2205.55 \text{ KN}$$

IV.5.1. Vérification de l'effort tranchant (RPA 2003 Art 4.3.6)

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ; calculée par ETABS ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la **méthode statique équivalente V** ($V_t > 0.80 V_{max}$)

Tableau IV.2. Vérification de la résultante des forces sismiques

forces sismiques KN				forces sismiques KN		Vérification	
MSE (V_{max})		ETABS(V_t)		MSE ($0,8V_{max}$)		$V_t < 0.80 V_{max}$	
X	Y	Ex	Ey	X	Y	X	Y
3943.09	2205.55	3281.6	3340.85	3154.47	1764.44	CV	CV

Remarque :

On remarque que la condition $V_t > 0.80 V_{max}$ est vérifiée pour les deux cas (V_x et V_y).

IV.5.2. Vérification de l'effet de la torsion d'axe (art 4.2.7 du RPA)

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs

Tableau IV.5 : Comparaison des excentricités

Story	centre de masse		centre de rigidité		excentricité théorique		excentricité accidentelle		Excentricité retenues	
	XCM	YCM	XCR	YCR	e_x	e_y	e_x	e_y	e_x	e_y
RCD	15,053	13,422	15,232	12,997	0,179	0,425	1.375	1.5	1.375	1.5
STORY1	15,042	13,451	15,21	12,794	0,168	0,657			1.375	1.5
STORY2	15,033	13,466	15,193	12,687	0,16	0,779			1.375	1.5
STORY3	15,024	13,482	15,182	12,603	0,158	0,879			1.375	1.5
STORY4	15,017	13,497	15,174	12,55	0,157	0,947			1.375	1.5
STORY5	15,009	13,512	15,167	12,507	0,158	1,005			1.375	1.5
STORY6	15,004	13,549	15,162	12,476	0,158	1,073			1.375	1.5
STORY7	15,072	13,498	15,168	12,468	0,096	1,03			1.375	1.5
STORY8	16,928	13,482	16,304	12,949	0.624	0.533			1.375	1.5

✚ 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).

✚ Excentricité théorique résultant des plans.

a) Excentricité accidentelle :

$$e_x = 0.05 L_x = 0.05 \times 30 = 1,375 \text{ m}$$

$$e_y = 0.05 L_y = 0.05 \times 27.5 = 1,5 \text{ m}$$

b) Excentricité théorique :

$$e_x = XCM - XCR$$

$$e_y = YCM - YCR$$

Remarque :

On remarque que l'effet de torsion, est vérifié pour tous les étages.

IV.5.3. Vérification de la participation de la masse modale (Article 4.3.4 RPA99 ver 2003)

Pour les structure représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chaque des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Tableau IV.6 : Masse participante

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	1,268462	0,0308	73,2093	0,0308	73,2093	0,0001	0,0001
2	1,119835	70,2369	0,0308	70,2677	73,24	1,7015	1,7016
3	0,906125	1,7011	0,0007	71,9689	73,2407	69,4515	71,1532
4	0,372494	0,0028	13,5538	71,9717	86,7945	0,0001	71,1533
5	0,315753	14,6787	0,003	86,6504	86,7975	0,0873	71,2405
6	0,247629	0,0721	0,0003	86,7225	86,7978	15,1329	86,3734
7	0,178935	0,0009	5,2092	86,7234	92,007	0,0041	86,3774
8	0,159374	0,0099	0	86,7333	92,007	0,0001	86,3775
9	0,155226	3,1783	0,0011	89,9116	92,0081	0,033	86,4106
10	0,154041	0,0034	0	89,915	92,0081	0,0005	86,411
11	0,152358	0,024	0	89,939	92,0081	0,0003	86,4114
12	0,152194	0,021	0	89,96	92,0081	0,0022	86,4136
13	0,146588	0,4385	0	90,3985	92,0082	0,3319	86,7454
14	0,140768	0,0037	1,1055	90,4022	93,1136	0,0264	86,7719
15	0,130191	2,9691	0,0012	93,3713	93,1149	0,0233	86,7952
16	0,107908	0,0077	0,0047	93,379	93,1196	6,1884	92,9836
17	0,097303	0,0001	3,0321	93,3791	96,1516	0,0032	92,9867
18	0,081585	3,1532	0,0001	96,5323	96,1518	0,0004	92,9872
19	0,064817	0	1,8919	96,5324	98,0436	0	92,9872
20	0,061773	0,0006	0,0001	96,533	98,0437	3,3301	96,3173

On peut remarquer qu'on atteint très rapidement les 90% de masses cumulées dans les deux directions du séisme :

- Dans le sens de translation suivant X-X : 1^{ème} mode.
- Dans le sens de translation suivant Y-Y : 2^{ème} mode.

De plus, on remarque que :

- Le mode fondamental est un mode de translation suivant (YY) avec une mobilisation de masse de 73.21%
- le second mode correspond à un mode de translation suivant (XX) avec une mobilisation de masse 70.66%.
- le 3^{ème} mode est celui de la torsion suivant (ZZ).

On atteint les 90% de masse modale au 16^{ème} mode

La condition de participation de la masse modale est vérifiée.

Donc le nombre de modes de vibration à retenir dans chaque des deux directions d'excitation est 16 modes.

IV.5.4. Vérification des déplacements

- Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \dots \dots \dots \text{(article 4.4.3 RPA99 ver 2003)}$$

Avec :

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (tiré à partir du logiciel ETABS).

R : Coefficient de comportement global de la structure

- Le déplacement relatif du niveau « k » par rapport au « k-1 » est donnée par :

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1} \text{(article 4.4.3 RPA)}$$

Avec : $\Delta k < 1\% h_e$ (article 5.10 RPA99 ver 2003)

Les résultats sont donnés par les tableaux suivant :

Sens X-X:

Tableau IV.7 : Déplacement horizontal suivant X-X

Niveau	δ_{ek} (m)	R	δ_k (m)	Δk (m)	1% x h	Observation
8	0,0245	5	0.098	0.004	0.03	OK
7	0,0235	5	0.094	0.0108	0.0374	OK
6	0,0208	5	0.0832	0.0128	0.0374	OK
5	0,0176	5	0.0704	0.0136	0.0374	OK
4	0,0142	5	0.0568	0.014	0.0374	OK
3	0,0107	5	0.0428	0.0144	0.0374	OK
2	0,0071	5	0.0284	0.0132	0.0374	OK
1	0,0038	5	0.0152	0.0104	0.0374	OK
RDC	0,0012	5	0.0048	0.0048	0.0374	OK

Sens Y-Y:

Tableau IV.8 : Déplacement vertical suivant Y-Y

Niveau	δ_{ek} (m)	R	δ_k (m)	Δk (m)	1% x h	Observation
8	0,0293	5	0.1172	0.0012	0.03	OK
7	0,0279	5	0.1116	0.012	0.0374	OK
6	0,0249	5	0.0996	0.014	0.0374	OK
5	0,0214	5	0.0856	0.0156	0.0374	OK
4	0,0175	5	0.07	0.0172	0.0374	OK
3	0,0132	5	0.0528	0.0172	0.0374	OK
2	0,0089	5	0.0356	0.0164	0.0374	OK

1	0,0048	5	0.0192	0.0132	0.0374	OK
RDC	0,0015	5	0.006	0.006	0.0374	OK

Conclusion :

Les déplacements inter-étages sont vérifiés.

IV.5.5. Vérification du déplacement maximale

$\delta_{max} \leq f = Ht/500 ;$

Avec :

δ_{max} : déplacement maximale ;

f : la flèche admissible.

Ht : la hauteur totale du bâtiment.

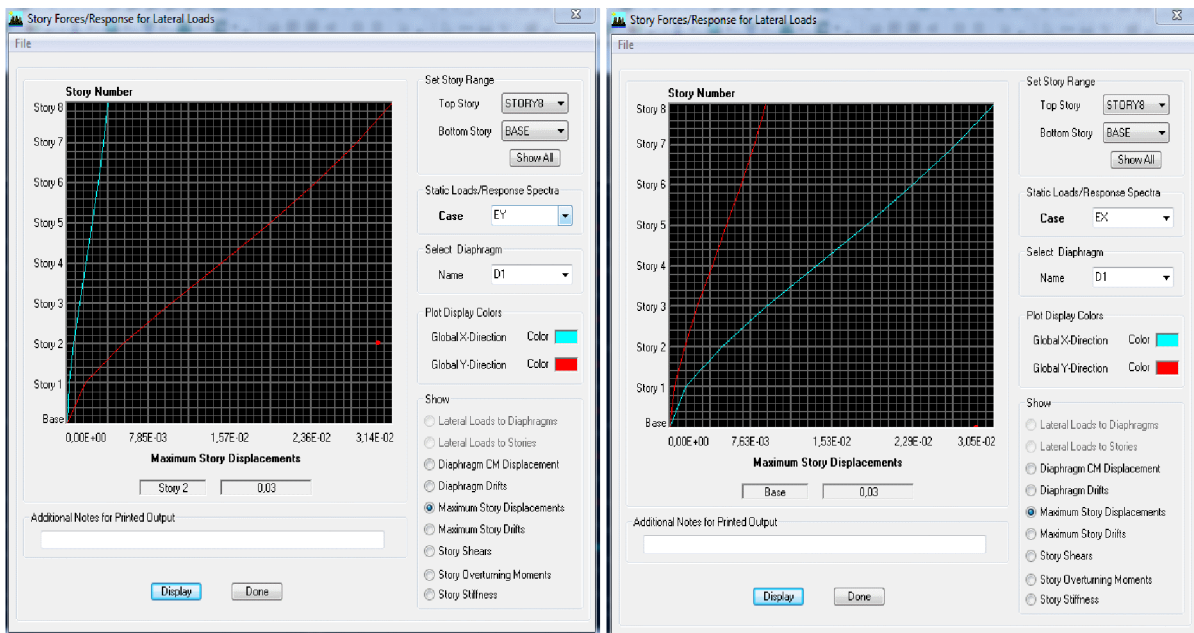
D'où $f = Ht/500 = 33,89/500 = 0,06778m$

Le déplacement maximal est donné par ETABS comme suit

Sens X-X 0.03

$< f = Ht/500 = 33,89/500 = 0,06778m$

Sens Y-Y 0.03



Sens y-y

Sens x-x

Figure IV-1 : Déplacement maximal

L'ETABS nous a donné le déplacement maximal au niveau du dernier étage

IV.5.6. Vérification de l'effet P-Δ

Les effets du 2^{ème} ordre (ou l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite pour tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k}$$

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau

V_k : effort tranchant d'étage au niveau k

h_k : hauteur de l'étage k

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau 'k'

D'où :

Si : $\theta_k \leq 0.1 \Rightarrow$ les effets P-Delta peuvent être négligés.

Si : $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2 \Rightarrow$ les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.

Si non : $\theta_k \geq 0.2 \Rightarrow$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Story	Poids cumulé	poids d'étage	hk	Déplacement X-X			Déplacement Y-Y		
				VX	Δ_k (m)	θ_k	VY	Δ_k (m)	θ_k
STORY8	1123,46	1123,46	3	147,48	0,004	0,01	137,62	0,0012	0,029
STORY7	10727,76	9604,3	3,74	888,73	0,0108	0,031	916,51	0,012	0,033
STORY6	19819,38	9091,62	3,74	1431,22	0,0128	0,021	1449,56	0,014	0,023
STORY5	29086,1	9266,72	3,74	1824,29	0,0136	0,018	1846,71	0,0156	0,02
STORY4	38359,03	9272,93	3,74	2141,75	0,014	0,016	2180,16	0,0172	0,019
STORY3	47825,48	9466,45	3,74	2429,45	0,0144	0,015	2469,31	0,0172	0,017
STORY2	57291,94	9466	3,74	2684,47	0,0132	0,012	2723,16	0,0164	0,015
STORY1	66970,35	9678,41	3,74	2862,31	0,0104	0,009	2912,81	0,0132	0,011
RDC	76569,3	9598,95	3,74	2930,74	0,0048	0,004	2989,68	0,006	0,005

On a
$$\theta = \frac{p_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} < 0.1$$

Donc, les effets P-Delta peuvent être négligés.

IV.7.CONCLUSION :

D'après les résultats obtenus ci-dessus, nous pouvons conclure que :

1. L'effort tranchant à la base de la structure est vérifié.
2. L'excentricité est vérifiée
3. Le pourcentage de participation massique est vérifié
4. Les déplacements relatifs et la Justification vis-à-vis des déformations sont vérifiés.
5. L'effet du 2^{ème} ordre (l'effet P- Δ) est vérifié.

Après avoir effectué toutes les vérifications selon les exigences du RPA, nous pouvons passer au ferrailage des éléments structuraux.

V.1. CALCUL DES POTEAUX :

V.1.1. INTRODUCTION :

Les poteaux sont soumis à un effort normal N, et deux moments de flexion (Mx pour le sens longitudinal et My pour le sens transversal). Ils seront calculés en flexion composée d'après B.A.E.L 91. On se rapportera aussi au règlement parasismique algérien (R.P.A 99).

Les armatures seront calculées en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et moment correspondant : $N_{max} - M_{cor}$
- Effort normal minimal et moment correspondant : $N_{min} - M_{cor}$
- Moment fléchissant maximal et effort normal correspondant : $M_{max} - N_{cor}$

($N_{max} \rightarrow M_{corr}$) ; ($M_{min} \rightarrow N_{corr}$) Et ($N_{max} \rightarrow M_{corr}$) obtenus à partir des fichiers résultats **Etabs 9.1.4**,

Sous les combinaisons de calcul :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35.G + 1,5.Q \\ G + Q \pm E \\ 0,8.G \pm E \end{array} \right. \begin{array}{l} \Rightarrow \text{ELU} \\ \Rightarrow \text{SRPA} \end{array}$$

Des vérifications seront faites à l'ELS pour chaque ferrailage trouvé.

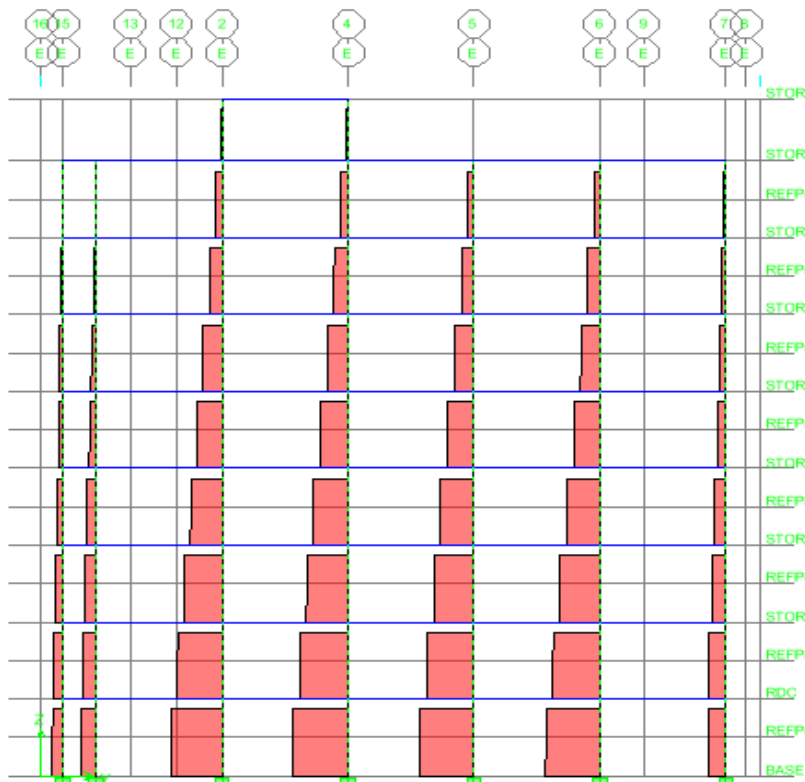


Figure.VI.1. diagramme de l'effort normal N

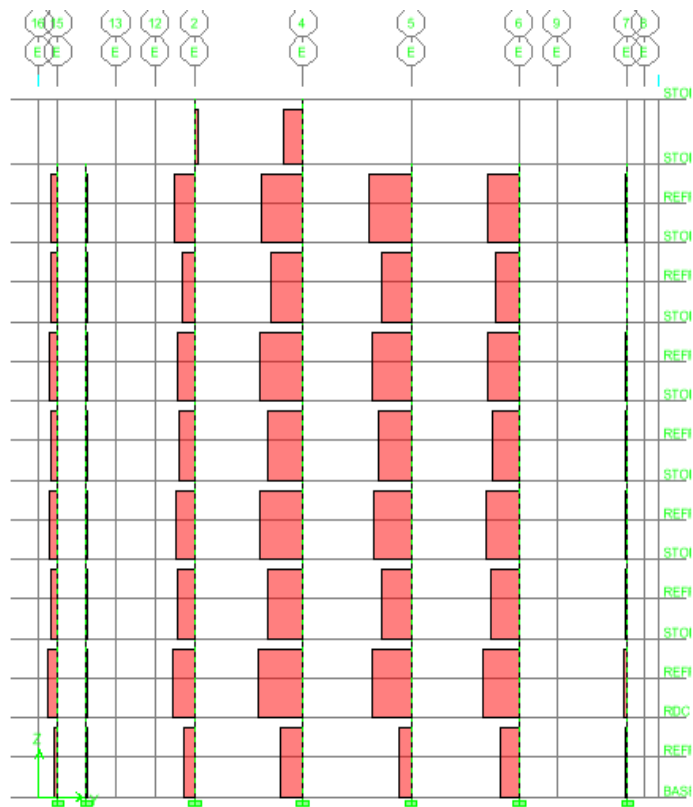


Figure.VI.2. diagramme de l'effort tranchant T

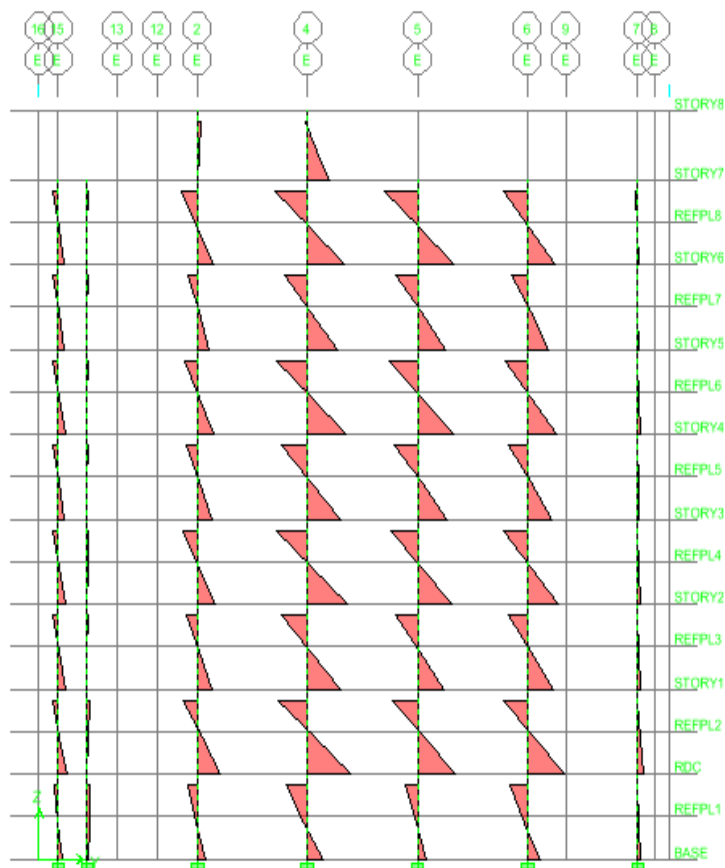


Figure.VI.3. diagramme de moment fléchissant M

V.1.2. RECOMMANDATIONS DU RPA 99 MODIFIÉ 2003:

Le ferrailage des poteaux, doit satisfaire certaines conditions imposées par le R.P.A 99, qui sont les suivantes :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence(HA), droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal est supérieur ou égal à 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (Zone I).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (Zone I).
- Section d'acier minimale pour les armatures longitudinal : $A_{min} = 0,7\%$ de la section brute du béton (en zone I).
- Section d'acier maximale pour les armatures transversal :
 - ✓ 4% de la section totale en zone courante.
 - ✓ 6% de la section totale en zone de recouvrement

a) Armatures longitudinales (article 7.4.2.1 RPA99/VERSION 2003)

➤ Le pourcentage minimal d'armatures

Le pourcentage minimal d'armatures sera **0.7% $b \times h$** en zone I :

- Poteau (60×60) : $A_{min} = 0.007 \times 60 \times 60 = 25.2\text{cm}^2$
- Poteau (55×55) : $A_{min} = 0.007 \times 55 \times 55 = 21.18\text{cm}^2$
- Poteau (50×50) : $A_{min} = 0.007 \times 50 \times 50 = 17.50\text{cm}^2$
- Poteau (45×45) : $A_{min} = 0.007 \times 45 \times 45 = 14.18 \text{cm}^2$
- Les poteaux circulaire :

$$D=70 \text{ cm} : A_{min} = 0.007 \times \frac{\pi \times 70^2}{4} = 26.93 \text{ cm}^2$$

$$D=65 \text{ cm} : A_{min} = 0.007 \times \frac{\pi \times 65^2}{4} = 23.21 \text{ cm}^2$$

$$D= 60\text{cm} : A_{min} = 0.007 \times \frac{\pi \times 60^2}{4} = 19.78 \text{ cm}^2$$

$$D= 55 \text{ cm} : A_{min} = 0.007 \times \frac{\pi \times 55^2}{4} = 16.62 \text{ cm}^2$$

➤ Le pourcentage maximal d'armatures

Le pourcentage maximal d'aciers est de **4 %** en zone courante et **6 %** en zone de recouvrement

✚ Zone courante

- Poteau (60×60) : $A_{max} = 0.04 \times 60 \times 60 = 144\text{cm}^2$
- Poteau (55×55) : $A_{max} = 0.04 \times 55 \times 55 = 121\text{cm}^2$
- Poteau (50×50) : $A_{max} = 0.04 \times 50 \times 50 = 100\text{cm}^2$
- Poteau (45×45) : $A_{max} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81\text{cm}^2$
- Les poteaux circulaires :

$$D= 70 \text{ cm} : A_{max} = 0,04 \times \frac{\pi \times 70^2}{4} = 153.86 \text{ cm}^2$$

$$D=65\text{ cm} : A_{\max} = 0,04 \times \frac{\pi \times 65^2}{4} = 132,67 \text{ cm}^2$$

$$D=60\text{ cm} : A_{\max} = 0,04 \times \frac{\pi \times 60^2}{4} = 113,09 \text{ cm}^2$$

$$D=55\text{ cm} : A_{\max} = 0,04 \times \frac{\pi \times 55^2}{4} = 95 \text{ cm}^2$$

■ **Zone de recouvrement**

- Poteau (60×60) : $A_{\max} = 0,06 \times 60 \times 60 = 216 \text{ cm}^2$
- Poteau (55×55) : $A_{\max} = 0,06 \times 55 \times 55 = 181,5 \text{ cm}^2$
- Poteau (50×50) : $A_{\max} = 0,06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$
- Poteau (45×45) : $A_{\max} = 0,06 \times 45 \times 45 = 121,5 \text{ cm}^2$
- Poteaux circulaire :

$$D=70\text{ cm} : A_{\max} = 0,06 \times \frac{\pi \times 70^2}{4} = 230,79 \text{ cm}^2$$

$$D=65\text{ cm} : A_{\max} = 0,06 \times \frac{\pi \times 65^2}{4} = 199 \text{ cm}^2$$

$$D=60\text{ cm} : A_{\max} = 0,06 \times \frac{\pi \times 60^2}{4} = 169,64 \text{ cm}^2$$

$$D=55\text{ cm} : A_{\max} = 0,06 \times \frac{\pi \times 55^2}{4} = 142,4 \text{ cm}^2$$

Tableau V.I.1. Récapitulatif des sections d'acier recommandées par le RPA

Section des poteaux	Pourcentage minimal $A_{\max}=0,007 \times S$ (cm^2)	Pourcentage maximal	
		Zone de recouvrement $A_{\max}=0,06 \times S$ (cm^2)	Zone courante $A_{\max}=0,04 \times S$ (cm^2)
Poteau (60×60)	25.2	216	144
Poteau (55×55)	21.18	181.5	121
Poteau (50×50)	17.5	150	100
Poteau (45×45)	14.18	121.5	81
Poteau circulaire D=60cm	19.78	169.64	113.09
Poteau circulaire D=55cm	16.62	142.47	95
Poteau circulaire D=50cm	13.73	117.75	78.5
Poteau circulaire D=45cm	11.13	95.38	63.58

b) Les armatures transversales :

-Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t f_e}$$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a \begin{cases} 2.5 \longrightarrow \lambda_g \geq 65 \\ 3.75 \longrightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : l'élancement géométrique des poteaux

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{L_f}{ab}$$

Avec :

L_f : La longueur de flambement du poteau.

S_t : espacement des armatures transversales.

a et b : dimensions de la section droite du poteau.

$$\text{Pour la zone I} \begin{cases} S_t \leq \min(10\phi_1^{min}; 15cm) \text{ en zone nodale} \\ S_t \leq 15\phi_1^{min} \text{ en zone courante} \end{cases}$$

ϕ_1^{min} : Diamètre minimale des armatures longitudinales des poteaux.

La quantité minimale d'armatures transversales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % donnée comme suit :

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \longrightarrow \text{Amin}=0.3\% \\ \lambda_g \leq 3 \longrightarrow \text{Amin}=0.8\% \\ 3 < \lambda_g < 5 \longrightarrow \text{interpolation entre les valeurs minimale du poteau.} \end{cases}$$

- ✘ Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10Φ minimum.
- ✘ Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants (Φ > 12mm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des Poteaux.

V.I.3. Calcul des armatures à l'ELU

V.I.3.1. Les armatures longitudinales

*** Exposé de la méthode de calcul à l'ELU**

Chaque poteau est soumis à un effort normal **N** (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant **M**, ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

Calcul du centre de pression : $e = \frac{M_u}{N_u}$

➤ 1^{er} cas : Section partiellement comprimée (SPC)

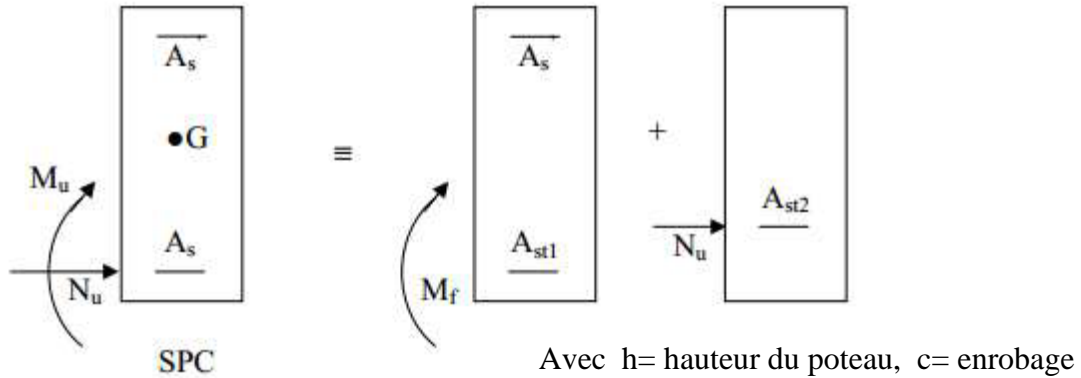


figure V.4. section partiellement comprimée

Vérification de l'inégalité : $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$

- Si $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$ Alors la section est partiellement comprimée (SPC).

- sinon il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$N_u (d - c) - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c}{h}) b h^2 f_{bc} \rightarrow (A)$$

Avec : M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

Si l'inégalité (A) est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait comme suit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}}$$

Si $\mu_b < \mu_l = 0.392$ la section est simplement armée

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}, A' = 0$$

D'où la section réelle est $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

Si A_s est négative $A_s \geq \max \left\{ \frac{bh}{1000}, 0.23bh \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$

Si $\mu_b > \mu_l$ la section est doublement armée, donc il faut calculer A_1 et A_1'

On calcule : $M_r = \mu_e b d^2 f_{bu}$

$\Delta M = M_f - M_r$

Avec : M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

✓ La section d'armature sera :

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est $A'_s = A'$, $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$.

➤ **2^{ème} cas : Section entièrement comprimée (SEC)**

● Si $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$

● Si l'inégalité (A) n'est pas vérifiée, donc la section est entièrement comprimée c.-à-d. :

$$N_u (d - c) - M_f > (0,337h - 0,81c') b \cdot h \cdot f_{bc} \rightarrow (B)$$

✓ **Les sections d'armatures**

Deux cas possible :

Si :

$$(d - c') N_u - M_f < (0,5 - \frac{c'}{h}) b h^2 f_{bc}$$

➡ La section est simplement armée (SSA)

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{Et} \quad A_s = 0$$

Avec :

$$\Psi = \frac{0,357 + \frac{N_u (d - c') - M_f}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0,857 - \frac{c'}{h}}$$

Si :

$$(d - c') N_u - M_f > (0,5 - \frac{c'}{h}) b h^2 f_{bc}$$

➡ La section est doublement armée (SDA)

La section d'armature sera :

➡
$$A' = \frac{M_f - (d - 0,5h) b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s (d - c)}$$

$$A = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A'$$

Si : $e = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité est nulle ; c'est une compression pure), le calcul se fera à l'état limite

de stabilité de forme et à l'état ultime de résistance

✓ la section d'armature sera :

$$A = \frac{N_u - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul

σ_s : Contrainte de l'acier

Remarque :

Nous avons constaté qu'il n'est pas possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau, vu que le dimensionnement se vari aussi donc on procédera par zone, qui se présente comme suite :

■ Poteaux rectangulaires (carrés) :

Zone I : RDC et l'étage 1.
 Zone II : 2^{ème} étage et 3^{ème} étage.
 Zone III : 4^{ème} et 5^{ème} étage.
 Zone IV : du 6^{ème} au 7^{ème} étage et Salle machine. } Poteau rectangulaire

■ Poteaux circulaire :

Zone V : RDC et l'étage 1.
 Zone VI : 2^{ème} étage et 3^{ème} étage.
 Zone VII : 4^{ème} et 5^{ème} étage.
 Zone VIII : du 6^{ème} au 7^{ème} étage } Poteau circulaire

※ Exemple de calcul manuel à l'ELU

Pour le poteau (60×60)

$N_u = 4877.87 \text{ KN}$; $M_u = -5.936 \text{ kN.m}$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{5.936 \times 10^2}{4877.87} = 0.12 < \frac{h}{2} - c = \frac{60}{2} - 2$$

$$e = 0.12 < 28$$

Vérification de l'inégalité :

$$N_u(d - c) - M_f < (0,337h - 0,81c')b \cdot h \cdot f_{bc} \dots \dots \dots A$$

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_f = 5.936 + 4877.87 \cdot \left(\frac{0,6}{2} - 0,02 \right) = 1371.73 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{aligned} N_u(d - c) - M_f &= 4877.87 (0.58 - 0.02) - 1371.73 = 1359.88 \text{ KN.m} \\ (0,337h - 0,81c')b \cdot h \cdot f_{bc} &= (0,337 \times 0.6 - 0,81 \times 0,02) 0.6 \times 0.6 \times 14,2 \times 10^3 = 950.832 \text{ KN.m} \end{aligned} \right.$$

L'inégalité (A) n'est pas vérifiée, donc la section est entièrement comprimée.

Il faut calculer l'inégalité suivante:

$$(d - c')N_u - M_f < (0.5 - \frac{c'}{h})bh^2f_{bc}$$

$$(0.5 - \frac{c'}{h})bh^2f_{bc} = (0.5 - \frac{0.02}{0.6}) \times 0.6 \times 0.6 \times 14,2 \times 10^3 = 1431.36 \text{ KN.m}$$

$$(d - c')N_u - M_f < (0.5 - \frac{c'}{h})bh^2f_{bc} \quad \Rightarrow \quad \text{(SSA)}$$

D'où la section d'armatures

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{Avec :} \quad \Psi = \frac{0.357 + \frac{N_u (d - c') - M_f}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

Et $A_s = 0$.

$$\Psi = \frac{0.357 + \frac{1371.73 \times 10^6}{600 \times 600^2 \times 14.2}}{0.857 - \frac{20}{600}} = 1.53$$

$$A'_s = \frac{4877.87 \times 10 - 1.53 \times 600 \times 600 \times 14.2}{348} = -84.58 \text{ cm}^2 = 0 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0 \text{ cm}^2$

*** Calcul du ferrailage des poteaux suivant leurs zones :**

Pour le calcul des poteaux carrés on le fait à l'aide d'un programme EXCEL créé spécialement pour le ferrailage des poteaux carrés ou rectangulaire, le résultat est donné ci-dessous :

Tableau. V.2 Résultat de calcul à l'ELU suivant la direction X-X :

Zone		h=b	N	M	E	h/2-c	Obs	μ	Obs2	A ₁	As	As'	A _{min}
		(m)	(Kn)	(Kn.m)	(m)	(m)				(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)
1	C40	0,6	Nmin=-299,19	Mcor 0,192	0,0006	0,28	SPC	0,0191	SSA	3,654	(0)	/	1
	C40	0,6	N max = -4877,87	Mcor -5,936	0,0012	0,28	SEC	/	SSA'	/	(0)	0	25,2
	C5	0,6	Ncor=-1730,35	Max 80,36	0,0464	0,28	SPC	0,1971	SSA	31,473	(0)	/	25,2
2	C40	0,55	Nmin = -203,03	Mcor -0,297	0,0015	0,255	SPC	0,0155	SSA	2,475	(0)	/	21,175
	C31	0,55	N max = -3640,49	Mcor -1,02	0,0003	0,255	SEC	/	SSA'	/	(0)	0	21,175
	C2	0,55	Ncor -767,49	Max 79,369	0,1034	0,255	SPC	0,1254	SSA	15,989	(0)	/	21,175
3	C40	0,5	Nmin = 111,6	Mcor -0,483	0,0043	0,23	SPC	0,0104	SSA	1,369	(0)	/	17,5
	C31	0,5	N max = -2428,52	Mcor -1,357	0,0006	0,23	SEC	/	SSA'	/	(0)	0	17,5
	C33	0,5	Ncor=-1048,37	Mmax 75,685	-0,0722	0,23	SPC	0,1011	SSA	-9,448	20,68	/	17,5
4	C19	0,45	Nmin = 23,95	Mcor 3,321	0,1387	0,205	SPC	0,0046	SSA	0,480	(0)	/	14,175
	C31	0,45	N max = -1231,31	Mcor -0,918	0,0007	0,205	SEC	/	SSA'	/	(0)	0	14,175
	C5	0,45	Ncor=-179,76	Mmax= 81.633	0,4541	0,205	SPC	0,0970	SSA	8,631	3,20	/	14,175

Tableau V.3. Résultat de calcul à l'ELU suivant la direction Y-Y :

Zone		h=b	N	M	E	h/2-c	Obs	μ	Obs2	A ₁	As	As'	A _{min}
		(m)	(Kn)	(Kn.m)	(m)	(m)				(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)
1	C40	0,6	N max= 4877,87	Mcorr= 37,753	0,0077	0,28	SEC	/	SSA'	/	(0)	0	25,2
	C40	0,6	N min = 299,19	M corr= 0,612	0,0020	0,28	SPC	0,0192	SSA	3,673	(0)	/	25,2
	C12	0,6	N corr= -1627,55	M max= 245,383	- 0,1508	0,28	SPC	- 0,0734	SSA	-10,064	36,70	/	25,2
2	C40	0,55	N max= 203,03	Mcor= 0,56	0,0028	0,255	SPC	0,0156	SSA	2,488	(0)	/	21,175
	C31	0,55	N min = 3640,49	Mcor= 81,642	0,0224	0,255	SEC	/	SSA'	/	(0)	0	21,175
	C12	0,55	Ncro=- 1068	Mmax= 200,841	0,1881	0,255	SPC	0,2157	SSA	29,252	(0)	/	21,175
3	C40	0,5	N max= 111,6	Mcor = 1,933	0,0173	0,23	SPC	0,0110	SSA	1,446	(0)	/	17,5
	C31	0,5	N min = 2428,52	Mcor= 3,027	0,0012	0,23	SEC	/	SSA'	/	(0)	0	17,5
	C12	0,5	Ncor=- 575,5	Mmax = 198,149	- 0,3443	0,23	SPC	0,0402	SSA	4,021	20,56	/	17,5
4	C19	0,45	N max= 23,95	Mcor= 2,777	0,1159	0,205	SPC	0,0042	SSA	0,448	(0)	/	14,175
	C31	0,45	N min = 714,88	Mcor= 75,502	0,1056	0,205	SPC	0,1879	SSA	16,580	(0)	/	14,175
	C12	0,45	Ncor=- 172,77	Mmax= 203,199	1,1761	0,205	SPC	0,2020	SSA	17,997	13,03	/	14,175

Tableau V.1.4 choix des armatures longitudinales :

niveau	Section (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix de A (cm ²)
RDC et 1 ^{er} étage	Zone I (60×60)	0	36,70	25.2	37.68	12HA20
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	Zone II (55×55)	0	29,252	21.175	33.16	8HA20+4HA16
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	Zone III (50×50)	0	20,68	17.5	24.88	4HA20+8HA14
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage et Salle machine	Zone IV (45×45)	0	17,997	14.2	20.36	4HA16+8HA14

Pour le calcul des poteaux circulaire on ferraille avec le logiciel SOCOTEC, le résultat est donné ci-dessous :

NIVEAUX		N(KN)	M(KN.m)	Obs	As' (cm ²)	As (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix de A
RDC,1	C18	N _{max} = -4818,92	M2 _{cor} =2,02 6	SEC	0	0	26.93	34.54	11HA20
			M3 _{cor} =14,3		0	0			
	C45	N _{min} = -380,8	M2 _{cor} = 4,12	SEC	0	0			
			M3 _{cor} =5,79		0	0			
	C45	N _{cor} = -2277,97	M2 _{max} = 63,925	SET	0	0			
			M3 _{max} = 166,528		0	0			
2, 3,	C8	N _{max} = -2620,65	M2 _{cor} = 3,33	SEC		0	23.21	34.54	11HA20
			M3 _{cor} =- 124,881		0	0			
	C45	N _{min} = -258,09	M2 _{cor} = 4,794	SEC	0	0			
			M3 _{cor} 5,785		0	0			
	C3	N _{cor} = -1724,59	M2 _{max} = 74,375	SET	0	0			
			M3 _{max} =149, 114		0	0			
4,5,	C8	N _{max} = -1710,31	M2 _{cor} = 8,154	SEC	0	0	19.78	21.98	11HA16
			M3 _{cor} - 123,396		0	0			
	C45	N _{min} = -140,4	M2 _{cor} = 5,043	SEC	0	0			
			M3 _{cor} =5,423		0	0			
	C14	N _{cor} = -957,83	M2 _{max} = 67,898	SPC	0	0			
			M3 _{cor} = 143,617			0			
6,7,	C8	N _{max} = -824,34	M2 _{cor} = 10,754	SEC	0	0	16.62	16.94	11HA14
			M3 _{cor} =- 113,738		0	0			
	C45	N _{min} = -29,28	M2 _{cor} = 4,622	SEC	0	0			
			M3 _{cor} =6,049		0	0			
	C14	N _{cor} = -279,03	M2 _{max} = 81,688	SPC	0	0			
			M3 _{cor} =138,8 12		0	0			
		N _{cor} = -296,42							

Remarque :

Le ferrailage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures A_s (min) correspondante recommandée par le règlement « RPA.99/modifiée2003 » en zone I.

V.I.2.2. Les armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales ;
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement ;
- Positionner les armatures longitudinales.

* Selon BAEL 91 (Art A8.1.3)

■ Le diamètre

Le diamètre des armatures transversales est en moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qui les maintiennent.

$$\varphi_t = \frac{\varphi_l}{3} \quad (\text{Selon BAEL 91 Art A8.1.3})$$

$$\varphi_t = \frac{\varphi_l}{3} = \frac{25}{3} = 8.3 \text{ mm} \quad \text{soit } \varphi_t = 10$$

φ_l Est le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

* Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

A_t : armatures transversales.

V_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

S_t : espacement des armatures transversales.

■ Espacement des armatures transversales :

Selon le RPA99 version 2003(Art7.4.2.2)

La valeur maximum de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

- zone nodale

$$S_t \leq \min(10\varnothing ; 15cm)$$

$$S_t \leq \min(10 \times 1,4 ; 15cm) = \min(14 ; 15cm) \rightarrow S_t = 10cm$$

- zone courante

$$S_t \leq 15\varnothing$$

$$S_t \leq 15\varnothing = 15 \times 1,4 = 21 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15cm$$

Avec $\varnothing_L = 14mm$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

Conclusion :

On adopte : $S_t = 10cm$ en zone nodale

$S_t = 15cm$ en zone courante.

- ρ : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant :

$$\rho = 2.5 \left\{ \begin{array}{l} \text{si l'élanement géométrique } \lambda_g \geq 5 \end{array} \right.$$

$\rho = 3.75$ si l'élancement géométrique $\lambda_g < 5$

■ **Calcul d'élancement géométrique :**

le calcul a été déjà fait en chapitre II page, il nous a donné le résultat suivant :

$$\lambda_g = \frac{Lf}{i} \quad (\text{BAEL 91 Art: B8.4.1})$$

Poteau (45×45) (étage 6-7) $\left\{ \begin{array}{l} \lambda=20.15 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho = 2.5 \\ V_u: \text{L'effort tranchant max } V_u = 120.78 \text{KN} \end{array} \right.$

✗ **En zone nodale :** $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \cdot f_e} \times S_t$$

$$A_t = \frac{2,5 \times 120.78 \times 10^3}{400 \times 450} \times 100 = 167.75 \text{mm}^2$$

✗ **En zone courante** $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{2,5 \times 120.7 \times 10^3}{400 \times 450} \times 150 = 251.63 \text{mm}^2$$

Poteau (50×50) (étage 4-5) $\left\{ \begin{array}{l} \lambda=18.14 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho = 2.5 \\ V_u: \text{L'effort tranchant max } V_u = 109.86 \text{KN} \end{array} \right.$

✗ **En zone nodale :** $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \cdot f_e} \times S_t$$

$$A_t = \frac{2,5 \times 109.86 \times 10^3}{400 \times 500} \times 100 = 137.33 \text{mm}^2$$

✗ **En zone courante** $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{2,5 \times 109.86 \times 10^3}{400 \times 500} \times 150 = 206 \text{mm}^2$$

Poteau (55×55) (étage 2-3) $\left\{ \begin{array}{l} \lambda=16.48 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho = 2.5 \\ V_u: \text{L'effort tranchant max } V_u = 110.96 \text{KN} \end{array} \right.$

✗ **En zone nodale :** $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \cdot f_e} \times S_t$$

$$A_t = \frac{2,5 \times 110,96 \times 10^3}{400 \times 550} \times 100 = 126,09 \text{ mm}^2$$

✘ En zone courante $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{2,5 \times 110,96 \times 10^3}{400 \times 550} \times 150 = 189,14 \text{ mm}^2$$

Poteau (60×60) (étage RDC-1) $\left\{ \begin{array}{l} \lambda = 15,12 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho = 2,5 \\ V_u: \text{L'effort tranchant max } V_u = 125,54 \text{ KN} \end{array} \right.$

✘ En zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \cdot f_e} \times S_t$$

$$A_t = \frac{2,5 \times 125,54 \times 10^3}{400 \times 600} \times 150 = 130,77 \text{ mm}^2$$

✘ En zone courante $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{2,5 \times 125,5 \times 10^3}{400 \times 600} \times 150 = 196,16 \text{ mm}^2$$

Poteau circulaire D=70cm (RDC et 1etage)

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho = 2,5 \\ V_u: \text{L'effort tranchant max } V_u = 88,82 \text{ KN} \end{array} \right.$$

✘ En zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \cdot f_e} \times S_t$$

$$A_t = \frac{2,5 \times 88,82 \times 10^3}{400 \times 700} \times 100 = 79,30 \text{ mm}^2$$

✘ En zone courante $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{2,5 \times 88,82 \times 10^3}{400 \times 700} \times 150 = 118,95 \text{ mm}^2$$

Poteau circulaire D=65cm (étage 2et 3)

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho = 2,5 \\ V_u: \text{L'effort tranchant max } V_u = 82,18 \text{ KN} \end{array} \right.$$

✘ En zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \cdot f_e} \times S_t$$

$$A_t = \frac{2,5 \times 82,18 \times 10^3}{400 \times 650} \times 100 = 73,38 \text{ mm}^2$$

✘ En zone courante $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{2,5 \times 82.18 \times 10^3}{400 \times 650} \times 150 = 110.07 \text{ mm}^2$$

Poteau circulaire D=60cm (étage 4 et 5)

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho = 2.5 \\ \mathbf{V_u}: \text{L'effort tranchant max } V_u = 79.26 \text{ KN} \end{cases}$$

✘ En zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_t \cdot f_e} \times S_t$$

$$A_t = \frac{2,5 \times 79.26 \times 10^3}{400 \times 600} \times 100 = 82.56 \text{ mm}^2$$

✘ En zone courante $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{2,5 \times 79.26 \times 10^3}{400 \times 600} \times 150 = 123.84 \text{ mm}^2$$

Poteau circulaire D=55cm (étage 6 et 7)

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho = 2.5 \\ \mathbf{V_u}: \text{L'effort tranchant max } V_u = 79.41 \text{ KN} \end{cases}$$

✘ En zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_t \cdot f_e} \times S_t$$

$$A_t = \frac{2,5 \times 79.41 \times 10^3}{400 \times 550} \times 100 = 90.24 \text{ mm}^2$$

✘ En zone courante $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{2,5 \times 79.41 \times 10^3}{400 \times 550} \times 150 = 166.06 \text{ mm}^2$$

V.I .3. Vérifications à l'ELU

I.3.1 Vérification de la quantité d'armatures transversales minimales du RPA (article 7.4.2.2)

$\frac{A_t}{b \times S_t}$ en% ,Elle est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Par interpolation entre les valeurs précédentes si: $3 < \lambda_g < 5$

Tableau V.I.5. Vérification de la section des armatures transversales

Poteau	λ_g	$\frac{A_t}{b \times S_t} = \%$	Zones	$A_{min} = \% \times b \times S_t$ (cm ²)	$A_{calculé}$ (cm ²)	A_{choi} (cm ²)	Vérification $A_{min} < A_{choi}$
45x45 (étage 6-7)	20,15	0,3	nodale	1.35	1.68	4Ø8 = 2.01	Ok
			courante	2.025	2.52	4Ø10 = 3.14	Ok
50x50 (étage 4-5)	18,14	0,3	nodale	1.5	1.37	4Ø8 = 2.01	Ok
			courante	2.25	2.06	4Ø10 = 3.14	Ok
55x55 (étage 2-3)	16.48	0,3	nodale	1.65	1.26	4Ø8 = 2.01	Ok
			courante	2.475	1.89	4Ø10 = 3.14	Ok
60x60 (étage RDC-1)	15.12	0,3	nodale	1.8	1.3	4Ø8 = 2.01	Ok
			courante	2.7	1.96	4Ø10 = 3.14	Ok
Poteau Circulaire D=70cm (étage RDC-1)	14.96	0.3	nodale	2.1	0.79	4Ø10 = 3.14	OK
			courante	3.15	1.8	2Ø10+2Ø12 = 3.38	OK
D=65 (étage 2-3)	16.11	0.3	nodale	2	0.73	4Ø10 = 3.14	OK
			courante	2.93	1.1	4Ø10 = 3.14	OK
D=60 (étage 4-5)	17.45	0.3	nodale	1.8	0.83	4Ø8 = 2.01	OK
			courante	2.7	1.23	4Ø10 = 3.14	OK
D=55 (étage 6-7)	19.04	0.3	nodale	1.65	0.92	4Ø8 = 2.01	OK
			courante	2.47	1.66	4Ø10 = 3.14	OK

Remarque :

Comme on l'a constaté dans le tableau ci dessus, $A_{min} < A_{choi}$

- ✘ Les armatures longitudinales de tout les poteaux carrés seront encadrées avec un cadre et un losange de T10 de sections transversales (4Ø10 = 3.14cm²) dans la zone courante, et de T8 de section (4Ø8=2.01cm²) dans la zone nodale.
- ✘ Les poteaux circulaires du RDC au 3eme étage seront encadrées avec un cadre en forme de cercle de T10, et un cadre de T10 de sections transversales : (4Ø10 = 3.14cm²) dans la zone courante, et de T8 dans la zone nodale.
- ✘ Pour les poteaux circulaires du 4 eme au 7 étage on opte pour un cercle et cadre (T10 4Ø10 = 3.14cm²), et pour la zone courante T8.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum $10 \phi_t \text{ min} = 8\text{cm}$.

I.3.2. Longueur de recouvrement (RPA article 7.4.2.1)

- La longueur minimale de recouvrement est : $L = 40 \times \phi_L$
 - Pour les **HA12** : $L = 40 \times \phi = 40 \times 1.2 = 48\text{cm}$
 - Pour les **HA14** : $L = 40 \times \phi = 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$
 - Pour les **HA16** : $L = 40 \times \phi = 40 \times 1.6 = 64\text{cm}$
 - Pour les **HA20** : $L = 40 \times \phi = 40 \times 2.0 = 80\text{cm}$

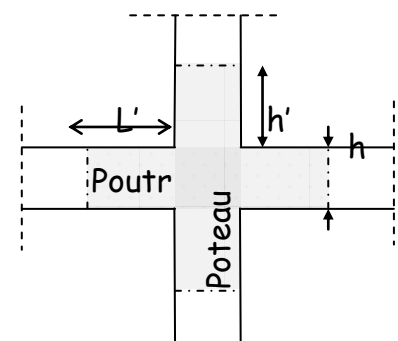


Figure V.5. Délimitation de la zone nodale

※ Délimitation de la zone nodale

- Au niveau des poutres : $L' = 2 \times h$; tel que : h est la hauteur de la poutre
- $L' = 2 \times 50 = 100$ cm : poutre principales de (30x50).
- Au niveau des poteaux :

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right\}$$

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres (hauteur d'étage).

Poteaux (60x60) RDC-1^{er} étage :

$$h' = \max \left\{ \frac{3.74 - 50}{6}, 60, 60, 60\text{cm} \right\} = \max \{ 54, 60\text{cm} \} = 60\text{cm}$$

Poteaux (55x55) cm² (étage2-3)

$$h' = \max \left\{ \frac{374 - 50}{6}, 55, 55, 60\text{cm} \right\} = \max \{ 54, 55, 60\text{cm} \} = 60\text{cm}$$

Poteaux (50x50) cm² (étage4-5)

$$h' = \max \left\{ \frac{374 - 50}{6}, 50, 50, 60\text{cm} \right\} = \max \{ 54, 50, 60\text{cm} \} = 60\text{cm}$$

Poteaux (45x45) cm² (étage6-7)

$$h' = \max \left\{ \frac{374 - 50}{6}, 45, 45, 60\text{cm} \right\} = \max \{ 54, 45, 60\text{cm} \} = 60\text{cm}$$

Poteaux circulaire D=70cm (RDC 1^{er} étage)

$$h' = \max \left\{ \frac{374 - 50}{6}, 70, 70, 60\text{cm} \right\} = \max \{ 54, 70, 60\text{cm} \} = 70\text{cm}$$

Poteaux circulaire D=65cm (étage 2-3)

$$h' = \max \left\{ \frac{374 - 50}{6}, 65, 65, 60\text{cm} \right\} = \max \{ 54, 65, 60\text{cm} \} = 65\text{cm}$$

Poteaux circulaire D=60cm (étage 4-5)

$$h' = \max \left\{ \frac{289 - 40}{6}, 60, 60, 60\text{cm} \right\} = \max \{ 41.5, 50, 55, 60\text{cm} \} = 60\text{cm}$$

Poteaux circulaire D=55cm (étage 6-7)

$$h' = \max \left\{ \frac{374 - 50}{6}, 55, 55, 60\text{cm} \right\} = \max \{ 54, 55, 60\text{cm} \} = 60\text{cm}$$

I.4.3. Longueur de scellement droit (BAEL 91/Art A.6.1, 221)

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \bar{\tau}_{se}} \text{ Avec : } \bar{\tau}_{se} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$\Psi_s = 1.5$ pour les aciers à haute adhérence, $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

✚ Pour les HA 12 : $l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$

✚ Pour les HA14 : $l_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$

✚ Pour les HA16 : $l_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.44 \text{ cm}$

✚ Pour les HA 20 : $l_s = \frac{2 \times 400}{4 \times 2.835} = 70.55 \text{ cm}$

I.4.4. Vérification au cisaillement (RPA/ Art7.4.3.2)

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Tableau. V.I.6 : Vérification au cisaillement

Niveau	V _u (KN)	b (cm)	h (cm)	λ _g	ρ _d	τ _{bu}	τ̄ _u	vérification
RDC-1 60×60	125	60	60	15.12	0,075	0,359	1,875	CV
2-3 55×55	110.96	55	55	16.48	0,075	0.380	1,875	CV
4-5 50×50	109.86	50	50	18.14	0,075	0.457	1,875	CV
6-7-8 45×45	120.78	45	45	20.15	0,075	0.624	1,875	CV
RDC D=70 cm	88.82	D=70	D=70	14.96	0,075	0.186	1,875	CV
2-3 D=65 cm	82.18	D=65	D=65	16.11	0,075	0.2	1,875	CV
4-5 D=60 cm	79.26	D=60	D= 60	17.45	0,075	0.227	1,875	CV
6-7 D=55 cm	79.41	D=55	D=55	19.04	0,075	0.272	1,875	CV

V.I .5. Vérifications à l'ELS

a. Condition de non fragilité

Pour une section qui est soumise à la flexion composée sous un effort de compression et un moment de flexion, si elle est partiellement comprimée comme dans notre cas, la section minimale est :

$$A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right) bd \quad (\text{Pratique du BAEL 91 pages 199})$$

Avec :

A_{\min} : Section minimale d'aciers tendus ;

f_{t28} : Résistance du béton à la traction à l'âge de 28 jours ;

f_e : Contrainte limite élastique des aciers ;

e_s : Excentricité de l'effort normal à l'ELS ;

d : Hauteur utile ;

b : Largeur de la section de béton ;

Tableau. V.I.6.Vérification de la condition de non fragilité(poteaux carrés)

ZONE	SECTION	SOLLICITATION	N	M	Es	f_{t28} (M_{pa})	A_{\min}	Aa	OBS
1	60x60	$N_{\max}-M_{\text{cor}}$	3511,23	4,244	0,001	2,1	10,18	28,64	cv
		$N_{\min}-M_{\text{cor}}$	401,18	0,249	0,001	2,1	10,14	28,64	cv
		$M_{\max}-N_{\text{cor}}$	1249,89	57,519	0,046	2,1	14,54	28,64	cv
2	55x55	$N_{\max}-M_{\text{cor}}$	2622,87	0,67	0,000	2,1	8,48	24,12	cv
		$N_{\min}-M_{\text{cor}}$	274,98	0,396	0,001	2,1	8,54	24,12	cv
		$M_{\max}-N_{\text{cor}}$	556,05	56,846	0,102	2,1	0,00	24,12	cv
3	50x50	$N_{\max}-M_{\text{cor}}$	1753,11	0,908	0,001	2,1	6,99	20,36	cv
		$N_{\min}-M_{\text{cor}}$	153,04	0,744	0,005	2,1	7,21	20,36	cv
		$M_{\max}-N_{\text{cor}}$	311,77	49,228	0,149	2,1	0,00	20,36	cv
4	45x45	$N_{\max}-M_{\text{cor}}$	894,28	0,592	0,001	2,1	5,65	28,64	cv
		$N_{\min}-M_{\text{cor}}$	31,87	5,741	0,180	2,1	0,00	28,64	cv
		$M_{\max}-N_{\text{cor}}$	131,84	58,825	0,446	2,1	1,62	28,64	cv

Tableau. V.I.7. Vérification de la condition de non fragilité (poteaux circulaires)

ZONE	SECTION	SOLLICITATION	<u>N</u>	<u>M</u>	<u>Es</u>	<u>f_{t28}</u> <u>(M_{pa})</u>	<u>A_{min}</u>	<u>Aa</u>	<u>OBS</u>
1	70	N _{max} -M _{cor}	3511,23	26,92	0,008	2,1	10,56	28,64	cv
		N _{min} -M _{cor}	401,18	0,259	0,001	2,1	10,14	28,64	cv
		M _{max} -N _{cor}	1175,1	175,4	0,149	2,1	0,00	28,64	cv
2	65	N _{max} -M _{cor}	2622,87	58,23	0,022	2,1	9,91	24,12	cv
		N _{min} -M _{cor}	274,98	0,469	0,002	2,1	8,55	24,12	cv
		M _{max} -N _{cor}	771,7	143,6	0,186	2,1	0,00	24,12	cv
3	60	N _{max} -M _{cor}	1753,11	58,57	0,033	2,1	9,43	20,36	cv
		N _{min} -M _{cor}	153,04	1,569	0,010	2,1	7,50	20,36	cv
		M _{max} -N _{cor}	416,73	2142	5,139	2,1	2,83	20,36	cv
4	55	N _{max} -M _{cor}	894,28	53,7	0,060	2,1	15,73	28,64	cv
		N _{min} -M _{cor}	31,87	4,203	0,132	2,1	0,00	28,64	cv
		M _{max} -N _{cor}	126,86	146,45	1,154	2,1	2,09	28,64	cv

b. Vérification des contraintes à l'ELS

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à déterminer les contraintes dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} et à démontrer que ces contraintes sont au plus égales aux admissibles $\overline{\sigma_{bc}}$ et $\overline{\sigma_{st}}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa \\ \sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}} = 348MPa \end{array} \right.$$

Pour le cas des poteaux, nous vérifions l'état limite de compression de béton :

On doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$ (Art A.4.5.2/BAEL 91)

Si : $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \rightarrow$ section entièrement comprimée

Si : $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \rightarrow$ section partiellement comprimée

► Vérification d'une section partiellement comprimée

Pour calculer la contrainte du béton on doit :

-déterminer la position de l'axe neutre

$$y_1 = y_2 + l_c$$

- y_1 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé.

- y_2 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p .

- l_c : La distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

- y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante :

$$y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0 \dots \dots \dots (E)$$

Avec : $l_c = \frac{h}{2} - e_s$

$$p = -3 \times l_c^2 - \frac{90A_2}{b} (L_c - c') + \frac{90A_1}{b} (d - L_c)$$

$$q = -3 \times l_c^2 - \frac{90A_2}{b} (L_c - c') + \frac{90A_1}{b} (d - L_c)^2$$

-Pour la résolution de l'équation(E), on calcule Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

Si $\Delta \geq 0$: $t = 0.5 \cdot (\sqrt{\Delta} - q) \Rightarrow u = \sqrt[3]{t} \Rightarrow y_2 = u - \frac{p}{3 \cdot u}$

Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \cdot \cos \left(\frac{\alpha}{3} \right) ; \quad y_2^2 = a \cdot \cos \left(\frac{\alpha}{3} + 120 \right) ; \quad y_2^3 = a \cdot \cos \left(\frac{\alpha}{3} + 240 \right)$$

Avec : $\alpha = \arccos \left(\frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \times \sqrt{\frac{3}{|p|}} \right)$; $a = 2 \cdot \sqrt{\frac{|p|}{3}}$

-On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_1 = y_2 + l_c < h$$

Donc : $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \times \left[A_1 \cdot (d - y_1)^2 + A_2 \cdot (y_1 - d')^2 \right]$$

-Finalement on vérifie la contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \cdot y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

► **Vérification d'une section entièrement comprimée**

-On calcule l'aire de la section homogène totale : $S = b \cdot h + 15 \cdot (A_1 + A_2)$

-On détermine la position du centre de gravité résistant qui se situe à une distance X_G au-dessus du CDG géométrique.

$$X_G = 15 \times \frac{A_1 \cdot (0.5 \cdot h - d') - A_2 \cdot (d - 0.5 \cdot h)}{b \cdot h + 15 (A_1 + A_2)}$$

$d' = d$

-On calcule l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot X_G^2 + 15 \cdot \left[A_1 \cdot (0.5 \cdot h - d' - X_G)^2 - A_2 \cdot (d - 0.5 \cdot h + X_G)^2 \right]$$

-On calcule les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser} \cdot (e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \text{ Sur la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser} \cdot (e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \text{ Sur la fibre inférieure}$$

-Finalement on vérifie la contrainte de compression dans le béton :

$$\max(\sigma_{sup}; \sigma_{inf}) \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Les vérifications sont faites avec le logiciel **SOCOTEC**

* **POTEAUX CARRÉES :**

Tableau. V.I.8. vérification des contraintes à l'ELS X-X

Niveau	N (KN)	M(KN.m)	σ_{bs} (MPa)	σ_{ss} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	σ_{si} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	OBS
RDC, Sous-Sol, 1 ^{er}	$N_{max} = -3511,23$	$M_{cor} = -4,244$	8.94	134	8.75	131.4	15	348	CV
	$N_{min} = -401,18$	$M_{cor} = 0,249$	1.02	15.2	1.01	15.1	15	348	CV
	$N_{cor} = -1249,89$	$M_{max} = 57,51$	4.41	64.9	1.89	29.6	15	348	CV
2 ^{ème} 3 ^{ème}	$N_{max} = -2622,87$	$M_{cor} = -0,67$	7.9	118.5	7.87	118	15	348	CV
	$N_{min} = -274,98$	$M_{cor} = -0,396$	0.84	12.6	0.82	12.2	15	348	CV
	$N_{cor} = -556,05$	$M_{max} = 56,84$	3.3	47.8	0.04	2.39	15	348	CV
4eme 5eme	$N_{max} = -1753,11$	$M_{cor} = -0,908$	6.39	95.8	6.32	94.8	15	348	CV
	$N_{min} = -153,04$	$M_{cor} = -0,744$	0.58	8.71	0.53	7.93	15	348	CV
	$N_{cor} = -758,87$	$M_{max} = 54,32$	4.81	69.7	0.69	12.8	15	348	CV
6eme 7eme	$N_{max} = -894,2$	$M_{cor} = -0,592$	4.06	60.9	4	60	15	348	CV
	$N_{min} = -31,87$	$M_{cor} = 5,741$	0.51	7.09	0	-4.81	15	348	CV
	$N_{cor} = -131,84$	$M_{max} = 58,825$	5.2	55.3	0	-87.8	15	348	CV

Tableau. V.I.9. vérification des contraintes à l'ELS sens Y-Y:

niveau	N (KN)	M(KN.m)	σ_{bs} (MPa)	σ_{ss} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	σ_{si} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	OBS
RDC,1 ^{er}	$N_{max}=-3511,23$	$M_{cor}=-26,922$	9.44	140.9	8.26	124.4	15	348	CV
	$N_{min}=-401,18$	$M_{cor}=-0,259$	1.02	15.2	1.01	15.1	15	348	CV
	$N_{cor}=-1175,1$	$M_{max}=175,368$	6.90	99.5	0	-12.8	15	348	CV
2 ^{ème} ,3 ^{ème}	$N_{max}=-2622,87$	$M_{cor}=-58,225$	9.56	141.5	6.21	95	15	348	CV
	$N_{min}=-274,98$	$M_{cor}=-0,469$	0.84	12.6	0.81	12.2	15	348	CV
	$N_{cor}=-771,7$	$M_{max}=143,569$	6.94	98.5	0	-42.9	15	348	CV
4 ^{ème} ,5 ^{ème}	$N_{max}=-1753,11$	$M_{cor}=-58,574$	8.58	126	4.13	64.6	15	348	CV
	$N_{min}=-153,04$	$M_{cor}=-1,569$	0.61	9.14	0.49	7.5	15	348	CV
	$N_{cor}=-416,73$	$M_{max}=141,732$	8.87	120.2	0	-173.1	15	348	CV
6 ^{ème} ,7 ^{ème}	$N_{max}=-894,28$	$M_{cor}=-53,7$	6.88	99.5	1.18	21.4	15	348	CV
	$N_{min}=-31,87$	$M_{cor}=-4,203$	0.38	5.42	0	-1.53	15	348	CV
	$N_{cor}=-126,86$	$M_{max}=140,452$	9.3	119.9	0	-280.9	15	348	CV

Tableau. V.I.10. vérification des contraintes à l'ELS sens x-x

niveau	N (KN)	M(KN.m)	σ_{bs} (MPa)	σ_{ss} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	σ_{si} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	OBS
RDC, 1 ^{er}	$N_{max}=3464,8$	$M_{cor}=-1,448$	8.19	122.8	8.12	121.7 9	15	348	CV
	$N_{min}= 604,84$	$M_{cor}=7,366$	1.61	23.96	1.24	18.74	15	348	CV
	$N_{cor}=-641,68$	$M_{max}=-45,631$	5.01	74.1	2.72	41.8	15	348	CV
2 ^{ème} , 3 ^{ème} et	$N_{max}=1886,3$	$M_{cor}=2,411$	5.21	78.04	5.06	75.93	15	348	CV
	$N_{min}= 410,26$	$M_{cor}=-8,618$	1.38	20.52	0.85	12.97	15	348	CV
	$N_{cor}=-1226,73$	$M_{max}=-53,132$	5.04	74.04	1.73	27.45	15	348	CV
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	$N_{max}=1232,6$	$M_{cor}=5,979$	4.2	62.76	3.72	56.06	15	348	CV
	$N_{min}= -207,9$	$M_{cor}=7,028$	0.79	10.3	0	-29.6	15	348	CV
	$N_{cor}=-690,14$	$M_{max}=-49,106$	2.25	30	0	-65.9	15	348	CV
6 ^{ème} , 7 ^{ème} et salle machine	$N_{max}=-894,28$	$M_{cor}=-0,592$	3.45	51.73	3.39	50.87	15	348	CV
	$N_{min}=-31,87$	$M_{cor}=5,741$	0.5	7.5	3.39	-5.1	15	348	CV
	$N_{cor}=-131,84$	$M_{max}=-58,825$	5.69	76.89	3.39	- 139.6	15	348	CV

Tableau. V.I.11. vérification des contraintes à l'ELS sens y-y

niveau	N (KN)	M(KN.m)	σ_{bs} (MPa)	σ_{ss} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	σ_{si} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	OBS
RDC, 1 ^{er}	$N_{max}=3464,84$	$M_{cor}=10,687$	8.42	126.1	7.89	118.42	15	348	CV
	$N_{min}= -604,84$	$M_{cor}=10,114$	1.68	24.93	1.17	17.77	15	348	CV
	$N_{cor}=-1789,92$	$M_{max}=118,93$	7.19	105.3	1.24	21.09	15	348	CV
2 ^{ème} , 3 ^{ème} et	$N_{max}=-1886,3$	$M_{cor}=-89,184$	7.91	116.1	2.35	37.88	15	348	CV
	$N_{min}= -410,26$	$M_{cor}=10,032$	1.43	21.14	0.8	12.37	15	348	CV
	$N_{cor}= -1243,36$	$M_{max}=106,52$	6.66	96.77	0.02	3.36	15	348	CV
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	$N_{max}=-1232,67$	$M_{cor}=-88,244$	1.65	24.7	1.53	23	15	348	CV
	$N_{min}= -207,95$	$M_{cor}=10,401$	0.79	10.3	0	-29.6	15	348	CV
	$N_{cor}=-706,04$	$M_{max}=102,48$	2.25	30	0	-65.9	15	348	CV
6 ^{ème} , 7 ^{ème} et salle machine	$N_{max}=-894,28$	$M_{cor}=-53,7$	6.56	95.4	0.62	17.52	15	348	CV
	$N_{min}=-31,87$	$M_{cor}=-4,203$	0.36	5.19	0.96	-1.91	15	348	CV
	$N_{cor}= -126,8$	$M_{max}=100,56$	9.93	132.	0.96	298.77	15	348	CV

Conclusion :

Après avoir vérifié toutes les vérifications nécessaires pour assuré un ferrailage adéquat pour les poteaux , on a opté pour le ferrailage suivant :

Zones	Niveau	section	Armatures longitudinales
Zone I	entre sol, RDC et l'étage 1	(60×60)	12HA20
Zone II	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	(55×55)	8HA20+4HA16
Zone III	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	(50×50)	4HA20+8HA14
Zone IV	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage et Salle machine	(45×45)	4HA16+8HA14
Zone V	Poteau circulaire RDC+ 1 ^{er} étage	D=70	11HA20
Zone VI	Poteau circulaire 2 ^{ème} +3 ^{ème}	D=65	11HA20
Zone VII	Poteau circulaire 4 ^{ème} + 5 ^{ème}	D=60	11HA16
Zone VIII	Poteau circulaire 6 ^{ème} +7 ^{ème}	D=55	11HA14

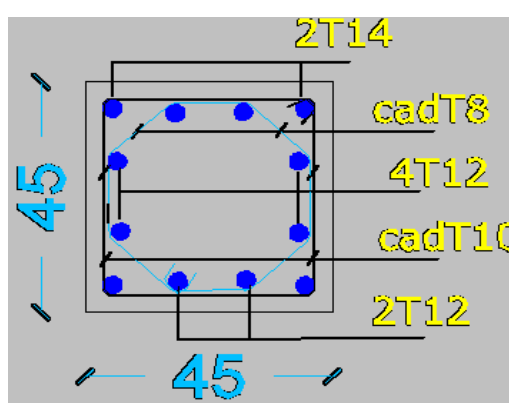
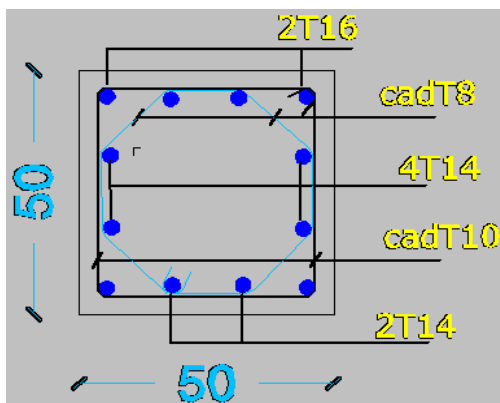
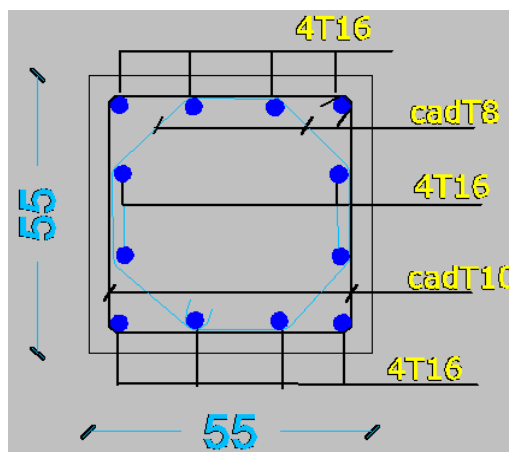
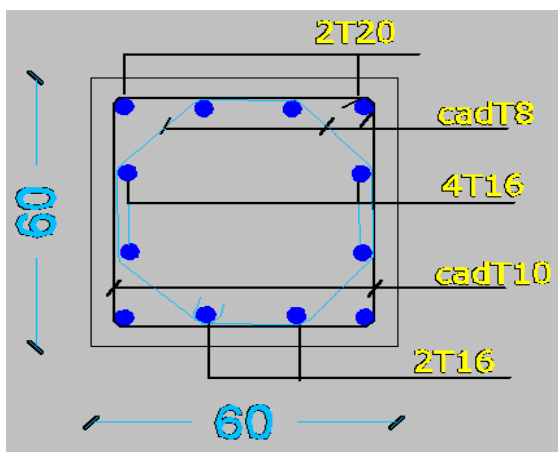


Figure V. 6. schéma explicite du ferrailage des poteaux carrés

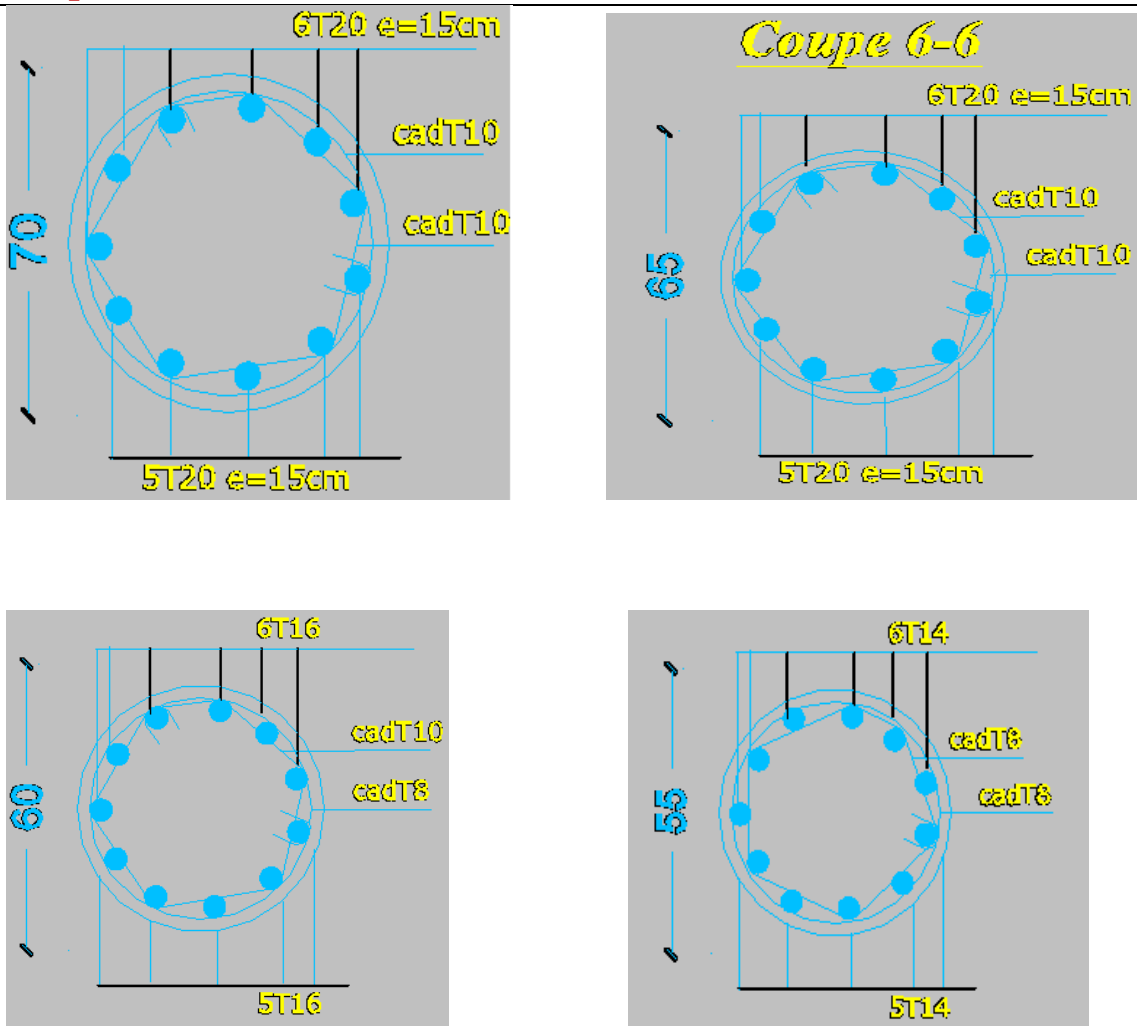


Figure V.7 schéma explicite du ferrailage des poteaux circulaire

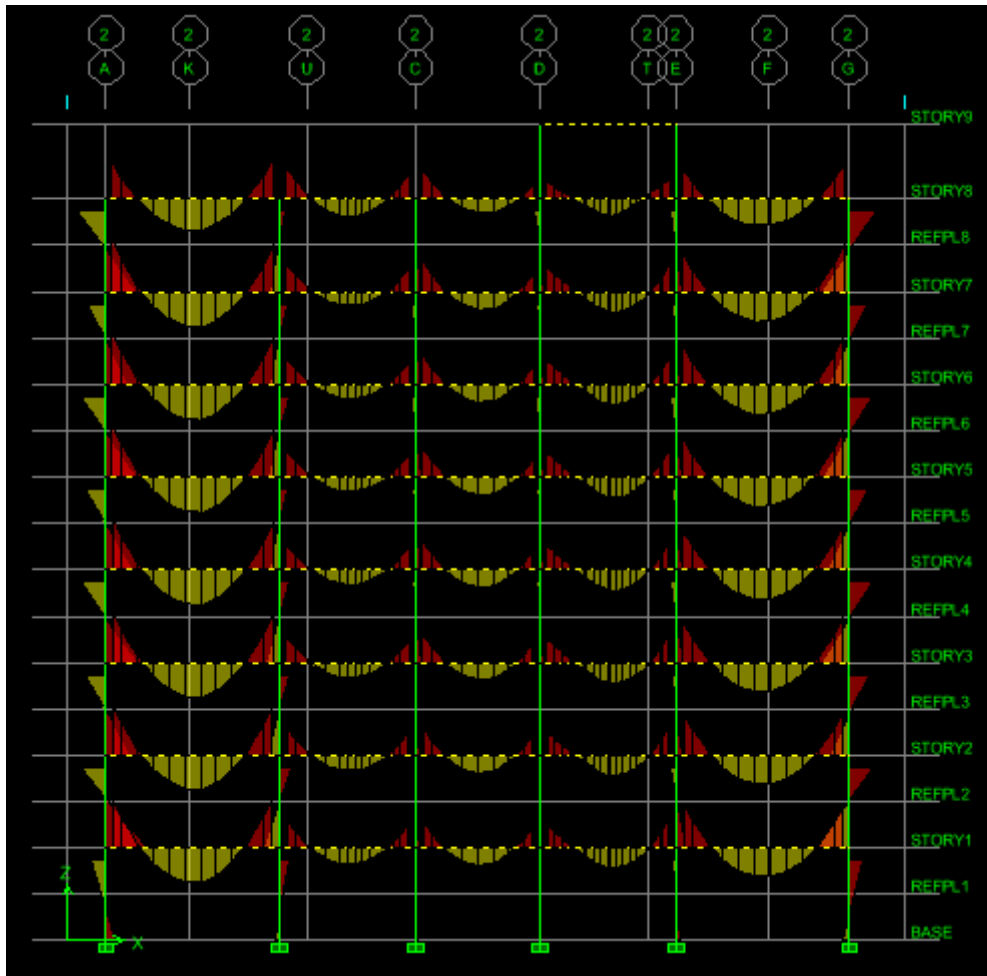
V.II.FERRAILLAGEDES POUTRES

V.II.1.FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES ET SECONDAIRES

Les poutres sont des éléments qui ne sont pas exposés aux intempéries, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc le calcul se fera en flexion simple en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Elles seront ferraillées en flexion simple sous les combinaisons suivantes :

- $1.35G+1.5Q$ (ELU)
 - $G+Q$ (ELS)
- (BAEL 99 modifié 2003)



FigureV.II.1. Diagramme des moments fléchissant du portique 2 à l'ELU

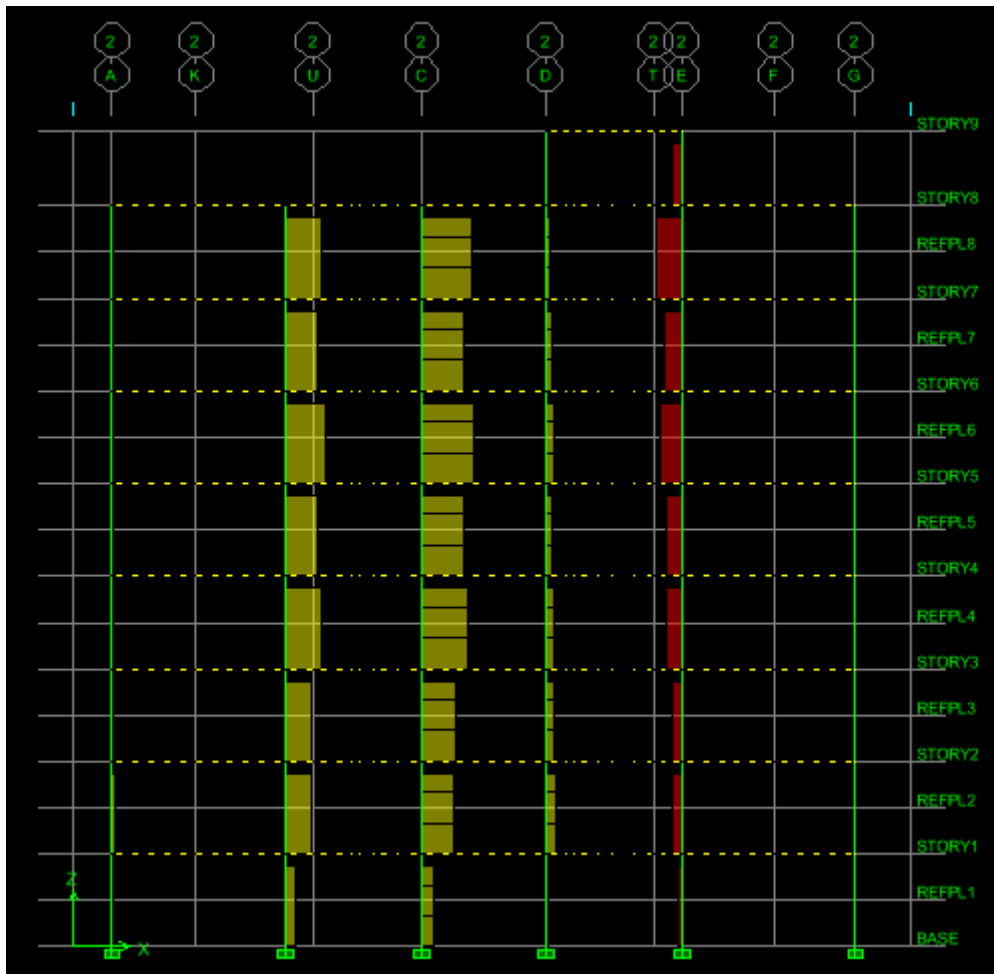


Figure V.II.2. Diagramme des efforts tranchants du portique 2 à l'ELU

V.II.1.1. Recommandations du RPA99 version 2003

a. Armatures longitudinales (Art7.5.2.1)

- ✓ Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de **0.5%** en toute section.

Poutres principales : $A_{min} = 0.005 \times 50 \times 30 = 7.5 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $A_{min} = 0.005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$

Poutres paliers : $A_{min} = 0.005 \times 35 \times 20 = 3.5 \text{ cm}^2$

- ✓ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de **4%** en zone courante ; et de **6%** en zone de recouvrement.

→ **En zone courante**

Poutres principales : $A_{max} = 0.04 \times 50 \times 30 = 60 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $A_{max} = 0.04 \times 40 \times 30 = 48 \text{ cm}^2$

Poutres paliers : $A_{max} = 0.04 \times 35 \times 20 = 28 \text{ cm}^2$

→ **En zone de recouvrement**

Poutres principales : $A_{max} = 0.06 \times 50 \times 30 = 90 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $A_{max} = 0.06 \times 40 \times 30 = 72 \text{ cm}^2$

Poutres paliers : $A_{max} = 0.06 \times 35 \times 20 = 42 \text{ cm}^2$

- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de **40 Ø (Zone I)**
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinal supérieur et inférieur dans les poteaux de rives et de l'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**
- ✓ Nous devons avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud

b. Armatures transversales : (Art 7.5.2.2)

- ✓ La quantité minimale des armatures transversales minimales est donnée par :

$A_t = 0.003 \times S_t \times b$

- ✓ L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

→ $S_t^{max} = \min (h/4, 12\phi)$ en zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

→ $S_t \leq h/2$ en zone de recouvrement (en dehors de la zone nodale)

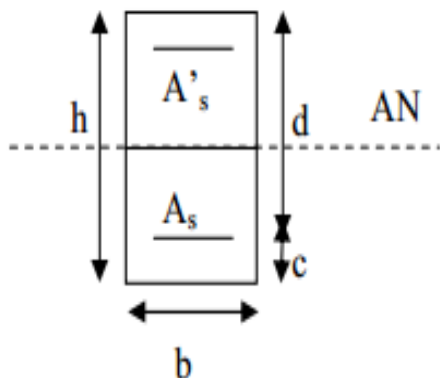
Avec

- ✗ **Ø**: Le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- ✗ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.II.1.2. Ferraillage des poutres a l'ELU

A. Armatures longitudinales

Les étapes de ferraillage sont les suivantes :



A_s : La section d'armatures tendues

A_s' : La section d'armatures comprimées

h : hauteur de la section du béton.

b : largeur de la section du béton.

d : hauteur utile ($d = h - c$).

c : distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

On calcule le moment réduit comme suit : $\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$

Avec :

M_u : le moment de flexion supporté par la section

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

$\gamma_b = 1.5 \Rightarrow f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$ (situation courante)

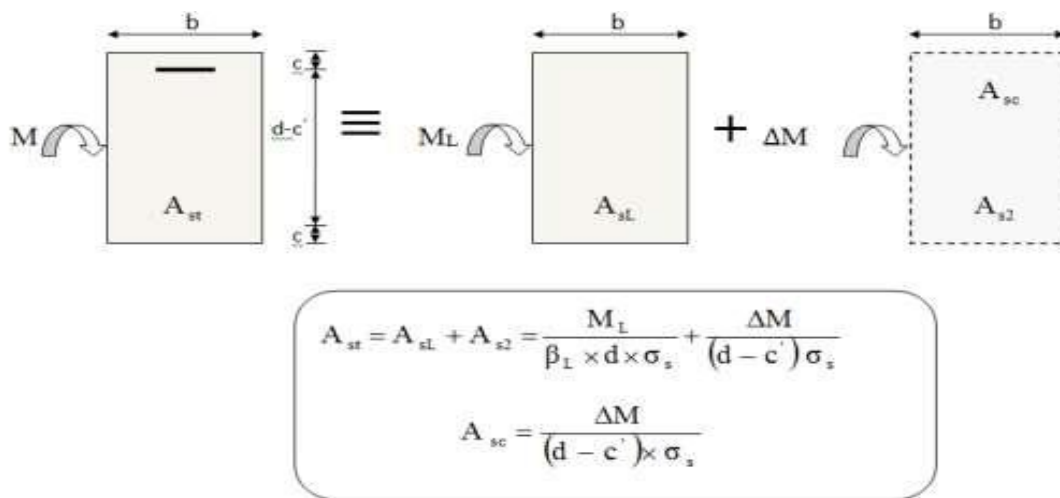
Pour FEe400 : $\mu_t = 0.392$ pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

➤ Si $\mu < \mu_t \Rightarrow$ SSA, la section ne comprendra que des aciers tendus

$$\Rightarrow A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

Avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

➤ Si $\mu > \mu_t \Rightarrow$ SDA, La section réelle est la somme des deux sections fictives.



Disposition des armatures pour SDA

Remarque :

On opte même ferrailage pour les poutres principales et secondaires et les poutres de palier pour tout les niveaux.

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

✱ **Calcul des armatures longitudinales**

Elles seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées résultant des combinaisons des charges les plus défavorables obtenues par les calculs comme suit :

1. Etude des poutres principales :(30x50)

Nature	M (kN.m)	μ	Observation	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix des barres
Travée	213.249	0.166	S.S.A	12.01	7.5	12.06	3HA16+3HA16
Appuis	-307.602	0.240	S.S.A	18.60	7.5	18.84	3HA20+3HA20

2. Etude des poutres secondaires :(30x40)

Nature	M (kN.m)	μ	Observation	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix des barres
Travée	42.563	0.053	S.S.A	2.88	6	4.62	3HA14
Appuis	-56.203	0.091	S.S.A	3.84	6	4.62	3HA14

3. Etude des poutres palières (20x35)

Nature	M (kN.m)	μ	Observation	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix des barres
Travée	20.197	0.050	S.S.A	1.57	3.5	4.62	3HA14
Appuis	-36.462	0.091	S.S.A	2.90	3.5	4.62	3HA14

Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91 modifiée 99) :

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins (3cm²/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre principale est de 50cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 0.5 = 1.5 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **2HA12 = 2.26 cm²**

V.II.1.3.Vérification à l'ELU

1) Condition de non fragilité (BAEL 91 Art 4.2.1)

La section minimale des armatures longitudinales est :

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} \text{ Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPA}$$

- Pour les poutres principales (30 × 50) : Amin = 1.74 cm².
- Pour les poutres secondaires (30 × 40) : Amin = 1.38 cm².

- Pour les poutres palières (20 × 35) : $A_{min} = 0.80\text{cm}^2$.

$A_{adop} > A_{min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée, ainsi que les sections recommandées par le RPA.

2) Justification sous sollicitation d'effort tranchant :(BAEL 91 Art A.5.1.21)

Les poutres soumises à des efforts tranchants ; sont justifiées vis-à-vis des états ultimes, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente τ_u ; prise égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b d}$$

Avec : T_{\max} : effort tranchant max a l'ELU

Poutres principales (30x50)

$$\tau_u = \frac{80.766 \cdot 10^3}{300 \cdot 480} = 0.56 \text{Mpa}$$

Poutres secondaire (30x40)

$$\tau_u = \frac{12.03 \cdot 10^3}{300 \cdot 380} = 0.11 \text{Mpa}$$

Poutres palières (20x35)

$$\tau_u = \frac{0.698 \cdot 10^3}{200 \cdot 330} = 0.01 \text{Mpa}$$

3) Etat limite ultime du béton de l'âme (BAEL 91 Art A.5.1.21)

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b d} \leq \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right\} = 4.35 \text{MPa}$$

Poutres principales : $\tau_u = 0.56 \text{MPa} < 4.35 \text{MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Poutres secondaires : $\tau_u = 0.11 \text{MPa} < 4.35 \text{MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Poutres palières : $\tau_u = 0.01 \text{MPa} < 4.35 \text{MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

4) Influence de l'effort tranchant aux appuis ;(BAEL91 Art A.5.1.32)

➤ **Influence sur le béton :**

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40 \cdot \frac{0,9 b d f_{c28}}{\gamma_b}$$

- Poutres principales :

$$T_u = 80.766 \text{KN} < \bar{T}_u = 864 \text{kN} \Rightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

- Poutres secondaires :

$$T_u = 12.03 \text{KN} < \bar{T}_u = 684 \text{kN} \Rightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

- Poutres palières :

$$T_u = 0.698 \text{KN} < \bar{T}_u = 396 \text{kN} \Rightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales (Art A.5.1.32/ BAEL91 modifié 99)**

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0$; on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour équilibrer un moment égal à $T_u - \frac{M_u}{0,9d}$

$$D'où : A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

- Poutres principales : $T_u - \frac{M_u}{0,9*d} = 80.766 - \frac{307.602}{0,9*0,48} = -631.27 < 0$
 - Poutres secondaires : $T_u - \frac{M_u}{0,9*d} = 12.03 - \frac{56.203}{0,9*0,38} = -152.31 < 0$
 - Poutres secondaires : $T_u - \frac{M_u}{0,9*d} = 0.698 - \frac{36.462}{0,9*0,33} = -122.07 < 0$
- ⇒ Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

5) Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton : (Art. A.6.1, 3/ BAEL91 modifié en 99)

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

$$\tau_{se} = \Psi \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

Avec : U_i le périmètre des aciers.

- Poutres principales : $\tau_{se} = 0.49 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$ condition d'adhérence est vérifiée
- Poutres secondaires : $\tau_{se} = 0.23 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$ condition d'adhérence est vérifiée.
- Poutres palières : $\tau_{se} = 0.017 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$ condition d'adhérence est vérifiée.

6) Ancrage des aciers

➤ Condition d'équilibre

Sur une longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à sa valeur ultime fixée à :

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

➤ Calcul de la longueur de scellement des barres :

Elle correspond à la longueur d'acier, adhérent au béton, nécessaire pour quel'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

- Pour $\phi 8$: $l_s = 28.22 \text{ cm}$.
- Pour $\phi 10$: $l_s = 35.27 \text{ cm}$
- Pour $\phi 12$: $l_s = 42.33 \text{ cm}$.
- Pour $\phi 16$: $l_s = 56.44 \text{ cm}$.
- Pour $\phi 20$: $l_s = 70.55 \text{ cm}$.

Les règles du BAEL (Art.6.A.1/ BAEL91 modifié 99), admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normale est assuré lorsque la longueur de la partie encrée, mesuré hors crochet, est au moins égale à '0.4 ls' pour les aciers H.A.

- Pour $\emptyset 8$: $l_a = 11.28 \text{ cm}$.
- Pour $\emptyset 10$: $l_a = 14.11 \text{ cm}$.
- Pour $\emptyset 12$: $l_a = 16.93 \text{ cm}$.
- Pour $\emptyset 16$: $l_s = 22.58 \text{ cm}$.
- Pour $\emptyset 20$: $l_s = 28.22 \text{ cm}$.

7) Calcul des armatures transversales (A.2.12/ BAEL91 modifié 99)

Le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b}{10}\right)$$

ϕ_L : étant le diamètre minimal des armatures longitudinales.

- Poutres principales :

$$\phi_t \leq \min(14.28 \text{ mm}, 12 \text{ mm}, 30 \text{ mm})$$

Soit : $\phi_t = 10 \text{ mm}$

On choisira un cadre et un étrier $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

- Poutres secondaires :

$$\phi_t \leq \min(11.42 \text{ mm}, 12 \text{ mm}, 30 \text{ mm})$$

Soit : $\phi_t = 10 \text{ mm}$

On choisira un cadre et un étrier $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

- Poutres palières :

$$\phi_t \leq \min(10 \text{ mm}, 12 \text{ mm}, 30 \text{ mm})$$

Soit : $\phi_t = 10 \text{ mm}$

On choisira un cadre et un étrier $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

❖ **Calcul des espacements :**

➤ **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 1.2\phi_L; 30\right\}$$

- Poutres principales :

$$S_t \leq \min(12.5; 24; 30) = 12.5 \quad \longrightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

- Poutres secondaires :

$$S_t \leq \min(10 \text{ cm}; 19.2 \text{ cm}; 30 \text{ cm}) = 10 \text{ cm} \quad S_t = 10 \text{ cm}$$

- Poutres palières :

$$S_t \leq \min(8.75 \text{ cm}; 16.8 \text{ cm}; 30 \text{ cm}) = 8 \text{ cm} \quad \longrightarrow S_t = 8 \text{ cm}$$

➤ **Zone courante :** $S_t \leq \frac{h}{2}$

- Pour les poutres principales

$$S_t \leq \frac{50}{2} = 25 \quad \dots \dots \dots S_t = 20 \text{ cm}$$

- Pour les poutres secondaires

$$S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \dots\dots\dots S_t = 20\text{cm}$$

➤ Pour les poutres palières

$$S_t \leq \frac{35}{2} = 17.5 \dots\dots\dots S_t = 15\text{ cm}$$

Remarque :

Le 1^{er} cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou d'encastrement.

❖ **Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA:**

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_t^{\min} = 3\text{‰} S_t \times b$$

➤ **Zone nodale :**

$$A_{\min} = 0.9\text{cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01\text{cm}^2 \rightarrow \text{poutres principales ; Poutres secondaires}$$

$$A_{\min} = 0.48\text{cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01\text{cm}^2 \rightarrow \text{poutres palières}$$

➤ **Zone courante :**

$$A_{\min} = 1.8\text{cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01\text{cm}^2 \rightarrow \text{poutres principales}$$

$$A_{\min} = 1.8\text{cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01\text{cm}^2 \rightarrow \text{poutres secondaires}$$

$$A_{\min} = 0.9\text{cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01\text{cm}^2 \rightarrow \text{poutres palières}$$

8) Dispositions constructives pour les armatures longitudinales :

Pour la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures du second lit, il y a lieu d'observer les recommandations suivantes :

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, 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, il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

V.II.1.4. Vérifications à l'ELS

Les états limites de services sont définis pour vérifier la durabilité de la construction.

a. Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

b. Etat limite de déformation du béton en compression

Il faut vérifier la contrainte dans le béton

$$\checkmark \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \text{ Avec } \rho_1 = \frac{100.A}{b.d}$$

$$\checkmark \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Et à partir des tableaux, nous extrairons les valeurs de β_1 et K .

La contrainte dans l'acier est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A} \quad ; \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$$

Avec : **A** : Armatures adoptées à l'ELU.

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

❖ **Vérification du ferraillage des poutres principales à l'ELS :**

Nature	Mmax (kN.m)	Ast (cm ²)	ρ_1	β_1	k_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	152.391	12.06	0.837	0.870	23.31	302.58	12.98	15	✓
Appuis	-219.822	18.84	1.308	0.846	17.57	155.42	14.55	15	✓

❖ **Vérification du ferraillage des poutres secondaires à l'ELS :**

Nature	Mmax (kN.m)	Ast (cm ²)	ρ_1	β_1	k_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	60.638	4.62	0.405	0.902	36.285	382.92	10.55	15	✓
Appuis	-78.244	4.62	0.405	0.902	36.285	494.10	13.61	15	✓

❖ **Vérification du ferraillage des poutres palières à l'ELS :**

Nature	Mmax (kN.m)	Ast (cm ²)	ρ_1	β_1	k_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	14.509	4.62	0.7	0.878	26.15	108.32	4.14	15	✓
Appuis	-26.462	4.62	0.7	0.878	26.15	197.57	7.55	15	✓

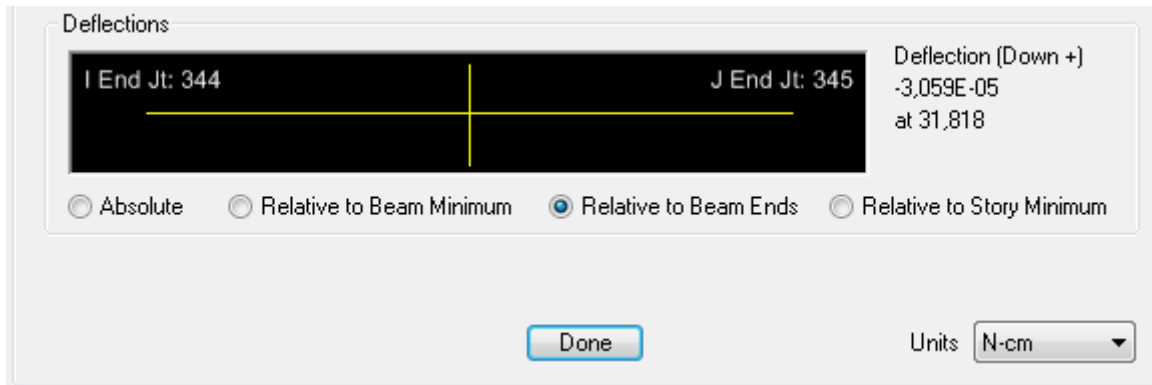
c. Etat limite de déformation :

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

❖ **Calcul de la flèche :**

Les règles du BAEL (Art B.6.5.2 BAEL 91 modifier 99) précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour une poutre associée au hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

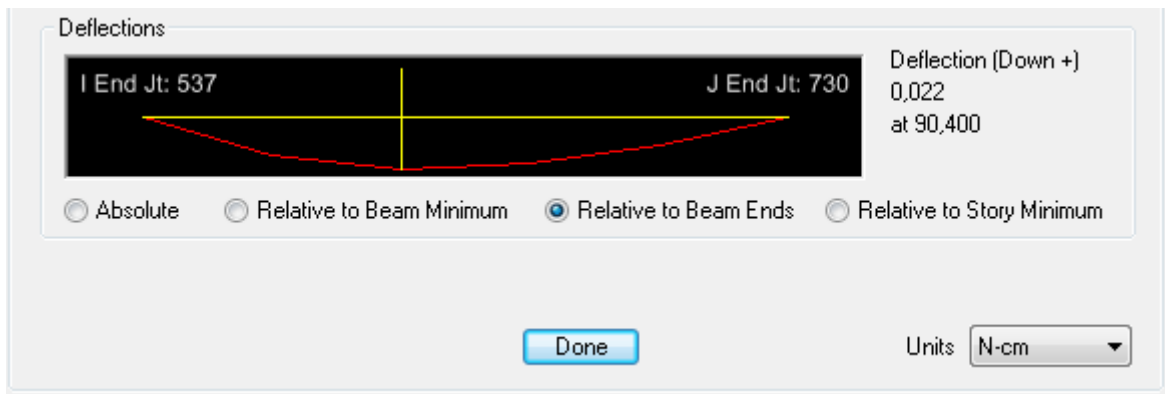
Sens XX



Dans notre cas la fiche est donnée par l'ETABS : $f = -3.05 \cdot 10^{-5}$

$$\bar{f} = \frac{700}{500} = 1.4 > f = -3.05 \cdot 10^{-5} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

Sens yy



Dans notre cas la fiche est donnée par l'ETABS : $f = 0.022$

$$\bar{f} = \frac{550}{500} = 1.1 > f = 0.022 \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

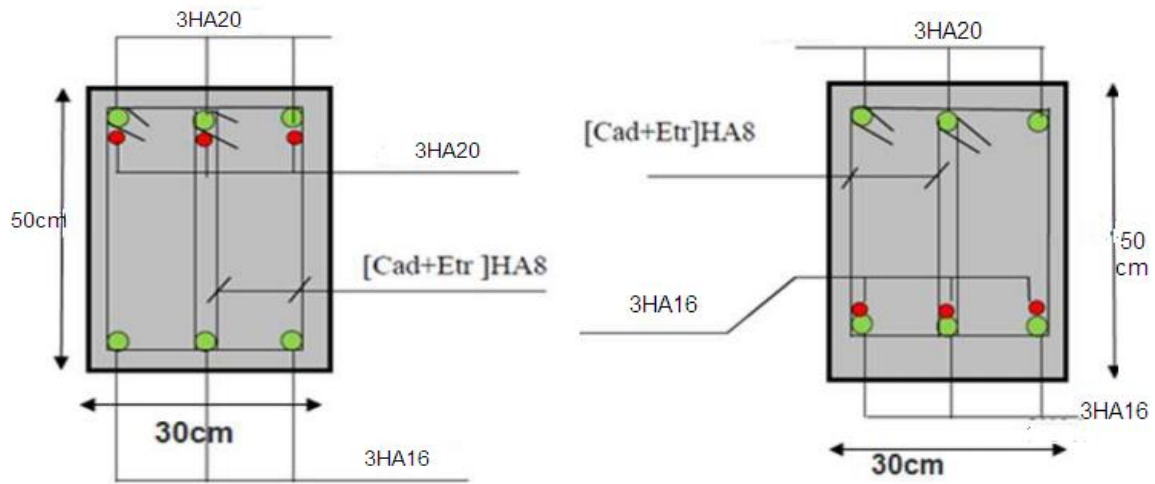
Conclusion : La flèche est vérifiée dans les deux sens.

❖ **Les plans de ferrailage des poutre :**

Poutre principale (30x50) :

Aux appuis :

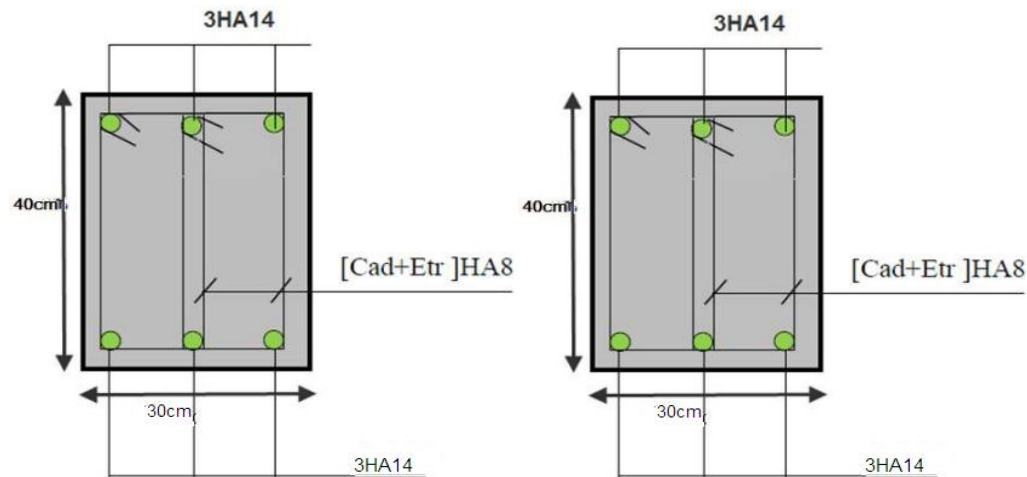
en travée :



Poutre secondaire (30x40) :

Aux appuis :

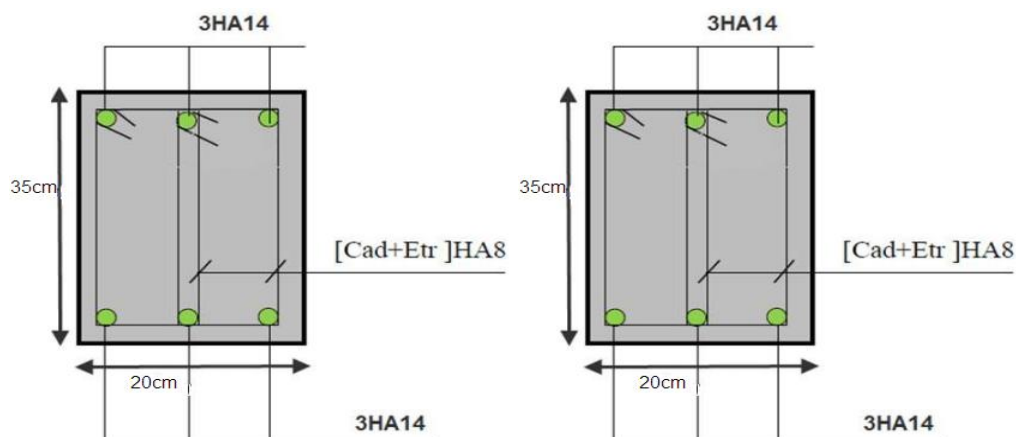
en travée :



poutre palière (20x35) :

Aux appuis :

en travée :



V.III.) Ferraillage des voiles

/ Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales. C’est pour cela que le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l’action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d’exploitations (Q), ainsi sous l’action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d’armatures :

- ✚ Armatures verticales.
- ✚ Armatures horizontales.
- ✚ Armatures transversales.

Nous allons ferrailler nos voiles par zone, car nous avons constaté qu’il est possible d’adopter le même ferraillage pour un certain nombre de niveau. Ceci, dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs.

- Zone I : RDC et 1^{ère} étage.
- Zone II : 2^{ème} et 3^{ème} étage.
- Zone III: 4^{ème} et 5^{ème} étage.
- Zone IV : 6^{ème} et 7^{ème} étage.

Combinaison d’action :

Les combinaisons d’actions sismiques et d’actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

✚ **BAEL .91/modif 99 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right.$$

✚ **RPA version 2003 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} G+Q+E \\ 0,8G+Q \end{array} \right.$$

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

V.III.1) Exposé de la méthode des bandes :

La méthode des tronçons consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisant la traction avec les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V}{I}$$

Avec :

B : section du béton.

I : inertie du voile.

V : bras de levier ($V = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$).

Le calcul se fera pour des bandes verticales de longueur d donnée par :

- $d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2L_c}{3} \right)$ (Art -7-7-4. RPA 99)

- $L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{min} + \sigma_{max}} \times L$

- $L_t = L - L_c$

Avec :

Lc: longueur de la zone comprimée

he: hauteur d'étage.

Lt: longueur de la zone tendue.

Remarque :

Il est nécessaire d'adopter un ferraillage symétrique afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues.

1) détermination des armatures :

- ✓ Selon les contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :
- ✓ Section entièrement comprimée(SEC).
- ✓ Section partiellement comprimée(SPC).
- ✓ Section entièrement tendue(SET).

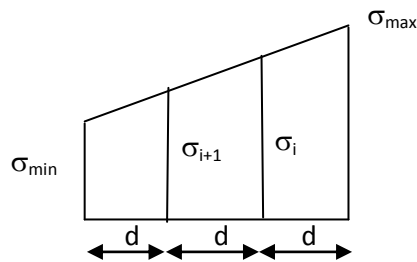
a) Armatures verticales :

➤ **1^{er} cas : Section entièrement comprimée :**

$$N_i = \frac{(\sigma_{max} + \sigma_1)}{2} d e$$

$$N_{i+1} = \frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2} d e$$

e : épaisseur du voile.



La section d'armature est calculée comme suit :

Armatures verticales :

$$A_{vi} = \frac{N_i - Bx f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec :

B : section du voile.

σ_s : Contrainte dans les aciers

$\sigma_s = 348 \text{MPa}$

$f_{bc}=14,2\text{MPa}$

✚ Armatures minimales : (BAEL 91) :

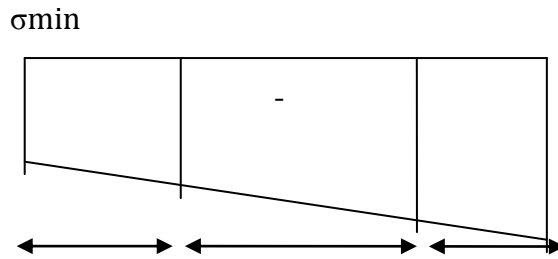
$A_{\min} \geq 4\text{cm} / \text{ml} \dots \dots \dots (\text{Art A.8.21 BAEL91 modifiée99})$

$0,2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5\% \dots \dots \dots (\text{Art A.8.21 BAEL91 modifiée99})$

➤ **2^{ér} cas : Section entièrement tendue (SET) :**

Armatures verticales :

- $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s} \sigma_2$
- $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$



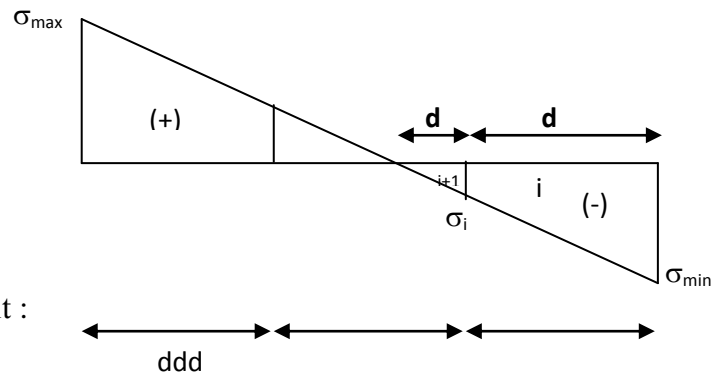
σ_{\max}
ddd

✚ Armatures minimales : (BAEL 91) :

- $A_{\min} \geq \max \left(\frac{B f_{t28}}{f_e} ; 0,002 B \right)$

➤ **3^{ème} cas : Section partiellement comprimée (SPC) :**

$$\begin{cases} N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} d e \\ N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} d e \end{cases}$$



La section d'armature est calculée comme suit :

✚ Armatures verticales :

- $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

✚ Armatures minimales :

- $A_{\min} \geq \max \left(\frac{B f_{t28}}{f_e} ; 0,002 B \right)$

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu.

❖ **Exigences de RPA 2003 (article 7.7.4.3/RPA99 version 2003)**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %
- En zone courante 0,10 %

b) Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

La section de ces armatures est :

D’après le RPA 99 :

- $A_H \geq 0,15 \% B$ Globalement dans la section du voile.
- $A_H \geq 0,10 \% B$ En zone courante.

D’après le BAEL

- $A_H = \frac{A_v}{4}$

Avec :

A_v : section d’armatures verticales.

B : section du béton.

c) Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l’effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\overline{T}}{f_e} \quad \text{avec} \quad \overline{T} = 1,4 \cdot Vu \quad \dots\dots\dots (\text{Art-7-7-4-2 RPA99})$$

T_u : effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s’ajouter à la section d’aciers tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

d) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des voiles.

Elles relient les deux nappes d’armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d’empêcher le flambement des aciers verticaux sous l’action de la compression d’après l’article (7.7.4.3 du RPA 2003).

Les deux nappes d’armatures verticales doivent être reliées avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré de surface.

e) Les potelets :

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l’extrémité du voile pour former un potelet.

La section totale d'armatures verticales de la zone tendue doit être au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent à au moins 4 HA10 (RPA 99).

Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.

Dans ce cas, à chaque extrémité d'un voile, on a des poteaux donc les armatures des poteaux représentent les potelés.

f) Dispositions constructives :

➤ **Espacement constructive : (art-7-7-4-3, RPA 99) :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min(1,5 \times e; 30cm) \dots \dots \dots (\text{Art}7.7.4.3\text{RPA}99/2003)$$

Avec :

e : épaisseur du voile.

A chaque extrémité du voile ; l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur L/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15cm.

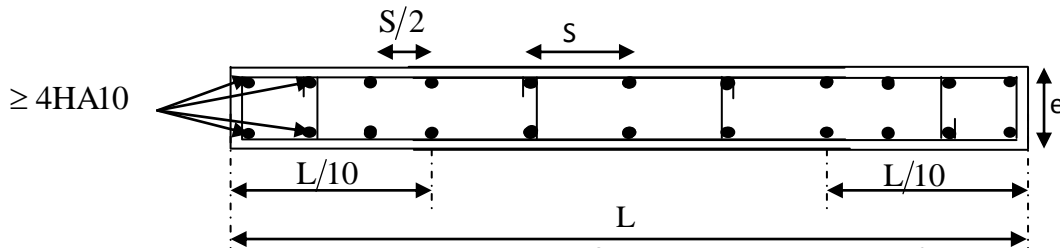


Figure V.III.1 : Disposition des armatures verticales

➤ **Longueur de recouvrement : (art-7-7-4-3, RPA 99) :**

La longueur de recouvrement doit être égale à :

- ✓ 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;
- ✓ 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ **Diamètre maximal : (art-7-7-4-3, RPA 99) :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\Phi_{\max} = \frac{e}{10} = \frac{200}{10} = 20\text{mm}$$

2- Vérifications :

a) Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Avec :

$$N_s = G + Q$$

B : section du béton.

A : section d'armatures adoptées.

b) Vérification de la contrainte au cisaillement :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée :

✚ Selon le RPA 99 (art : 7-7-2, RPA 99) :

$$\tau_b = \frac{1,4 \times Vu}{e \times d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

Avec :

e : épaisseur du voile.

d = 0,9 h : hauteur utile.

h : hauteur totale de la section brute.

✚ Selon le BAEL 91

$$\tau_u = \frac{T}{e \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ Mpa}$$

V.III.2) Exemple de calcul de voile (VT1 de la zoneI) :

a) caractéristiques géométriques :

L=3.29m, I=0,594m⁴ 0.20m
 B=0,66m²



$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = 2483.77 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = -632.94 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$



La section est partiellement comprimée (SPC).

b) largeur de la zone comprimée et tendue :

- $L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L = 2.62 \text{ m}$
- $L_t = 3.29 - 0,68 = 0.67 \text{ m}$

Le découpage de diagramme est en bandes de longueur (d)

- $d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right) = 1.57 \text{ m}$

c) Calcul de la contrainte :

- $\sigma_1 = \frac{L_t - d}{L_t} \times \sigma_{\min} = 1022.91 \text{ KN/m}^2$

d) Détermination des efforts normaux :

- $N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = -68.16 \text{ KN}$
- $N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} = -178.80 \text{ KN}$

e) Calcul des armatures :

✚ Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{st}} = -1.70 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{st}} = -4.47 \text{ cm}^2$$

✚ Armatures minimales (BAEL9)

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{B \times f_{t28}}{f_e}; 0.002B\right) = 18.35 \text{ cm}^2.$$

✚ Armature de coutures

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} = 41.96 \text{ cm}^2$$

✚ Sections d'armatures totales

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 8.79 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 6.02 \text{ cm}^2$$

Le ferraillage à adopter pour la 1ere bande : **2*9HA12 soit $A_v=20.34 \text{ cm}^2$** avec un espacement de **ep =20cm**.

Le ferraillage à adopter pour la 2eme bande : **2*8 HA12 soit $A_v=18.08 \text{ cm}^2$** avec un espacement de **ep =20cm**

✚ Armatures horizontales

$$A_H \geq \max\left(\frac{A_v}{4} \cdot 0.15\% B_1\right) = \{9.87 ; 6.28\}$$

$$A_H = 9.87 \text{ cm}^2 / \text{nappe} \rightarrow 9 \text{ HA12} = 10.17 \text{ cm}^2 \text{ Avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

✚ Armature transversal (art7-7-4-3, RPA99)

Les deux nappes d'armatures doivent être reliée avec aux moins quatre (4) épingle par mètre carré.

On adopte : 4 épingle de HA8 par/m²

❖ **Vérfications :**

✓ Vérfication à L'ELS

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{15A_v + B} = 3.49 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 3.49 \text{ MPA} \leq \sigma_b = 15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérfifiée}$$

✓ Vérfication de la contrainte au cisaillement

✚ Selon le RPA99 (art : 7-7-2, RPA99)

$$\tau_b = \frac{1.4T}{ed} = 2.58 \text{ MPA} \leq \tau_b = 0.2f_{c28} = 5 \text{ MPA} \Rightarrow \text{condition vérfifiée}$$

✚ Selon le BAEL91 :

$$\tau_u = \frac{T}{ed} = 1.84 \text{ MPA} \leq \tau_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérfifiée}$$

Les résultats de calcul se résumant dans les tableaux suivants :

❖ Ferraillage des voiles longitudinaux:

Voiles longitudinaux VL1 et VL3		zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4		
caracteristiques géométriques	L (m)	3,29	3,29	3,29	3,29		
	he (m)	3,74	3,74	3,74	3,74		
	ep (m)	0,20	0,20	0,20	0,20		
	B (m2)	0,66	0,66	0,66	0,66		
	I (m4)	0,594	0,594	0,594	0,594		
	V (m)	1,65	1,65	1,65	1,65		
Caracteristiques mécaniques des materiaux	ft28 (MPa)	2,10	2,10	2,10	2,10		
	fe (MPa)	400	400	400	400		
	ost (MPa)	400,0	400,0	400,0	400,0		
	σmax (KN/cm2)	2483,77	2221,72	1987,50	1891,19		
	σmin (KN/cm2)	-632,94	-833,48	-1150,12	-1677,69		
	T (KN)	1089,83	764,68	499,51	248,56		
Calcul des sollicitations.	Nser (KN)	2430,25	1868,46	1288,44	648,70		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC		
	Lc (m)	2,62	2,39	2,08	1,74		
	Lt (m)	0,67	0,90	1,21	1,55		
	d (m)	1,75	1,59	1,39	1,16		
	Lt-d (m)	-1,08	-0,70	-0,18	0,38		
	σ1 (KN/m2)	1022,91	647,67	174,88	-416,90		
	Nu1 (KN)	-68,16	29,64	135,49	243,45		
	Nu2 (KN)	-178,80	-103,30	-24,30	48,45		
	Calcul des armatures.	Amin (cm2)	Bt.ft28/fe [1]	18,35	16,75	14,59	12,20
			0,002.Bt [2]	6,99	6,38	5,56	4,65
0.23*B*ft28/fe [3]			4,22	3,85	3,36	2,81	
max ([1] ; [2] ; [3]) [4]			18,35	16,75	14,59	12,20	
Av1 (cm2)		Nu1/ost [5]	-1,70	0,74	3,39	6,09	
		max ([4] ; [5])	18,35	16,75	14,59	12,20	
Av2 (cm2)		Nu2/ost [6]	-4,47	-2,58	-0,61	1,21	
		max ([4] ; [6])	18,35	16,75	14,59	12,20	
Avj (cm2)		41,96	29,44	19,23	9,57		
Bande1		A1 (cm2)	8,79	8,10	8,20	8,48	
		Choix des barres/nappe sections adoptées/nappe (cm2)	2x9HA12	2x9HA12	2x9HA12	2x9HA10	
			20.34	20.34	20.34	14.13	
Bande2		A2 (cm2)	6,02	4,78	4,20	3,60	
		Choix des barres/nappe sections adoptées/nappe (cm2)	2x9HA12	2x9HA12	2x9HA12	2x9HA10	
			20.34	20.34	20.34	14.13	
St		Bande 1	20	17	15	12	
		Bande 2	20	17	15	12	
armatures horizontales (cm2)		RPA99	9,87	9,87	9,87	9,87	
	BAEL91	6,28	5,34	5,34	4,52		
	choix/nappe/ml	9HA12	9HA12	9HA12	9HA12		
armatures transversales/m2		4HA8	4HA8	4HA8	4HA8		
Verification des contraintes	Cisaillement	RPA99: τ b(max) = 5 PMa	2,58	1,81	1,18	0,59	
		BAEL91: τ (max) = 3.26 MPa	1,84	1,29	0,84	0,42	
	ELS	obc(max) = 15 MPa	3,49	2,71	1,87	0,95	

Voiles VL2 et VL4

Voiles longitudinaux		VL2 et VL4	zone I	Zone 2	Zone 3	Zone 4
caracteristiques géométriques		L (m)	1,68	1,68	1,68	1,68
		he (m)	3,74	3,74	3,74	3,74
		ep (m)	0,20	0,20	0,20	0,20
		B (m2)	0,34	0,34	0,34	0,34
		I (m4)	0,079	0,079	0,079	0,079
		V (m)	0,84	0,84	0,84	0,84
Caracteristiques mécaniques des materiaux		ft28 (MPa)	2,10	2,10	2,10	2,10
		fe (MPa)	400	400	400	400
		ost (MPa)	400,0	400,0	400,0	400,0
		σmax (KN/cm2)	1838,39	1748,12	1693,28	1576,98
		σmin (KN/cm2)	-287,42	-486,37	-843,02	-1328,70
		T (KN)	995,37	724,18	503,72	272,67
Calcul des sollicitations.		Nser (KN)	1297,53	1025,32	738,00	388,66
		Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC
		Lc (m)	1,45	1,31	1,12	0,91
		Lt (m)	0,23	0,37	0,56	0,77
		d (m)	0,97	0,88	0,75	0,61
		Lt-d (m)	-0,74	-0,51	-0,19	0,16
		σ1 (KN/m2)	938,17	679,04	285,83	-277,38
		Nu1 (KN)	-63,03	-16,88	41,66	97,63
		Nu2 (KN)	-90,87	-59,50	-21,37	16,86
	Calcul des armatures.	Amin (cm2)	Bt.ft28/fe [1]	10,17	9,20	7,85
0,002.Bt [2]			3,87	3,50	2,99	2,43
0.23*B*ft28/fe [3]			2,34	2,12	1,81	1,47
max ([1] ; [2] ; [3]) [4]			10,17	9,20	7,85	6,38
Av1 (cm2)		Nu1/ost [5]	-1,58	-0,42	1,04	2,44
		max ([4] ; [5])	10,17	9,20	7,85	6,38
Av2 (cm2)		Nu2/ost [6]	-2,27	-1,49	-0,53	0,42
		max ([4] ; [6])	10,17	9,20	7,85	6,38
Avj (cm2)		38,32	27,88	19,39	10,50	
Bande1		A1 (cm2)	8,00	6,55	5,89	5,07
		Choix des barres/nappe sections adoptées/nappe (cm2)	2x5HA12	2x5HA12	2x5HA12	2x5HA10
			11.30	11.30	11.30	7.85
Bande2		A2 (cm2)	7,31	5,48	4,31	3,05
		Choix des barres/nappe sections adoptées/nappe (cm2)	2x5HA12	2x5HA12	2x5HA12	2x5HA10
			11.30	11.30	11.30	7.85
St		Bande 1	20	17	15	12
		Bande 2	20	17	15	12
armatures horizontales (cm2)	RPA99	5,04	5,04	5,04	5,04	
	BAEL91	6,28	5,34	5,34	4,52	
	choix/nappe/ml	6HA12	5HA12	5HA12	4HA12	
armatures transversales/m2		4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	
Verification des contraintes	Cisaillement	RPA99: τ b(max) = 5 PMa	4,61	3,35	2,33	1,26
		BAEL91: τ (max) = 3.26 MPa	3,29	2,39	1,67	0,90
	ELS	obc(max) = 15 MPa	3,47	2,79	2,01	1,07

Ferraillage des voiles transversaux:

Voiles transversaux VT1 et VT3		zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4		
caracteristiques géométriques	L (m)	2,34	2,34	2,34	2,34		
	he (m)	3,74	3,74	3,74	3,74		
	ep (m)	0,20	0,20	0,20	0,20		
	B (m2)	0,47	0,47	0,47	0,47		
	I (m4)	0,214	0,214	0,214	0,214		
	V (m)	1,17	1,17	1,17	1,17		
Caracteristiques mécaniques des materiaux	ft28 (MPa)	2,10	2,10	2,10	2,10		
	fe (MPa)	400	400	400	400		
	ost (MPa)	400,0	400,0	400,0	400,0		
	σmax (KN/cm2)	1404,87	1300,29	1163,02	1391,87		
	σmin (KN/cm2)	-121,69	-66,59	-426,89	-1178,05		
	T (KN)	960,44	683,87	473,17	254,31		
Calcul des sollicitations.	Nser (KN)	1693,65	1313,14	924,58	463,59		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC		
	Lc (m)	2,15	2,23	1,71	1,27		
	Lt (m)	0,19	0,11	0,63	1,07		
	d (m)	1,44	1,48	1,14	0,84		
	Lt-d (m)	-1,25	-1,37	-0,51	0,23		
	σ1 (KN/m2)	814,89	800,27	348,46	-250,14		
	Nu1 (KN)	-99,52	-108,88	8,95	120,67		
	Nu2 (KN)	-116,99	-118,76	-39,76	21,13		
	Calcul des armatures.	Amin (cm2)	Bt.ft28/fe [1]	15,07	15,58	11,98	8,87
			0,002.Bt [2]	5,74	5,94	4,56	3,38
			0.23*B*ft28/fe [3]	3,47	3,58	2,76	2,04
max ([1] ; [2] ; [3]) [4]			15,07	15,58	11,98	8,87	
Av1 (cm2)		Nu1/ost [5]	-2,49	-2,72	0,22	3,02	
		max ([4] ; [5])	15,07	15,58	11,98	8,87	
Av2 (cm2)		Nu2/ost [6]	-2,92	-2,97	-0,99	0,53	
		max ([4] ; [6])	15,07	15,58	11,98	8,87	
Avj (cm2)		36,98	26,33	18,22	9,79		
Bande1		A1 (cm2)	6,76	3,86	4,78	5,46	
		Choix des barres/nappe sections adoptées/nappe (cm2)	2x7HA12	2x7HA12	2x7HA12	2x7HA10	
		sections adoptées/nappe (cm2)	15.82	15.82	15.82	10.99	
Bande2		A2 (cm2)	6,32	3,61	3,56	2,98	
		Choix des barres/nappe sections adoptées/nappe (cm2)	2x7HA12	2x7HA12	2x7HA12	2x7HA10	
		sections adoptées/nappe (cm2)	15.82	15.82	15.82	10.99	
St		Bande 1	20	20	16	12	
		Bande 2	20	20	16	12	
armatures horizontales (cm2)		RPA99	7,02	7,02	7,02	7,02	
		BAEL91	6,28	5,34	5,34	4,52	
		choix/nappe/ml	7HA12	7HA12	7HA12	7HA12	
armatures transversales/m2		4HA8	4HA8	4HA8	4HA8		
Verification des contraintes	Cisaillement	RPA99: τ b(max) = 5 PMa	3,19	2,27	1,57	0,85	
		BAEL91: τ (max) = 3.26 MPa	2,28	1,62	1,12	0,60	
	ELS	obc(max) = 15 MPa	3,35	2,63	1,85	0,94	

Voiles VT2 et VT4

Voiles transversaux VT2 et VT4		zone I	Zone 2	Zone 3	Zone 4		
caracteristiques géométriques	L (m)	1,59	1,59	1,59	1,59		
	he (m)	3,74	3,74	3,74	3,74		
	ep (m)	0,20	0,20	0,20	0,20		
	B (m2)	0,32	0,32	0,32	0,32		
	I (m4)	0,067	0,067	0,067	0,067		
	V (m)	0,80	0,80	0,80	0,80		
Caracteristiques mécaniques des matériaux	ft28 (MPa)	2,10	2,10	2,10	2,10		
	fe (MPa)	400	400	400	400		
	ost (MPa)	400,0	400,0	400,0	400,0		
	σmax (KN/cm2)	1660,54	1405,77	1377,86	1732,35		
	σmin (KN/cm2)	-214,95	-79,58	-424,03	-1403,77		
	T (KN)	1273,25	894,84	643,73	341,34		
Calcul des sollicitations.	Nser (KN)	1641,22	1233,64	881,33	457,81		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC		
	Lc (m)	1,41	1,50	1,22	0,88		
	Lt (m)	0,18	0,09	0,37	0,71		
	d (m)	0,94	1,00	0,81	0,59		
	Lt-d (m)	-0,76	-0,92	-0,44	0,13		
	σ1 (KN/m2)	892,08	857,60	494,54	-248,87		
	Nu1 (KN)	-63,55	-78,05	-5,72	96,77		
	Nu2 (KN)	-83,72	-86,04	-40,09	14,57		
	Calcul des armatures.	Amin (cm2)	Bt.ft28/fe [1]	9,85	10,53	8,51	6,15
			0,002.Bt [2]	3,75	4,01	3,24	2,34
			0.23*B*ft28/fe [3]	2,27	2,42	1,96	1,41
max ([1] ; [2] ; [3]) [4]			9,85	10,53	8,51	6,15	
Av1 (cm2)		Nu1/ost [5]	-1,59	-1,95	-0,14	2,42	
		max ([4] ; [5])	9,85	10,53	8,51	6,15	
Av2 (cm2)		Nu2/ost [6]	-2,09	-2,15	-1,00	0,36	
		max ([4] ; [6])	9,85	10,53	8,51	6,15	
Avj (cm2)		49,02	34,45	24,78	13,14		
Bande1		A1 (cm2)	10,67	6,66	6,05	5,70	
		Choix des barres/nappe sections adoptées/nappe (cm2)	2x5HA12	2x5HA12	2x5HA12	2x5HA10	
			11.30	11.30	11.30	7.85	
Bande2		A2 (cm2)	10,16	6,46	5,19	3,65	
		Choix des barres/nappe sections adoptées/nappe (cm2)	2x5HA12	2x5HA12	2x5HA12	2x5HA10	
			11.30	11.30	11.30	7.85	
St		Bande 1	20	20	16	11	
		Bande 2	20	20	16	11	
armatures horizontales (cm2)		RPA99	4,77	4,77	4,77	4,77	
	BAEL91	6,28	5,34	5,34	4,52		
	choix/nappe/ml	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12		
armatures transversales/m2		4HA8	4HA8	4HA8	4HA8		
Verification des contraintes	Cisaillement	RPA99: τ b(max) = 5 PMA	6,23	4,38	3,15	1,67	
		BAEL91: τ (max) = 3.26 MPa	4,45	3,13	2,25	1,19	
	ELS	obc(max) = 15 MPa	4,61	3,52	2,52	1,33	

VI.1.INTRODUCTION :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction
- Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures.

- **Fondations superficielles :**

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur
- Les semelles continues sous poteaux
- Les semelles isolées
- Les radiers

- **Fondations profondes :**

Elles sont utilisés dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits

VI.2.ETUDE GÉOTECHNIQUE DU SOL :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 3$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VI.3.CHOIX DU TYPE DE FONDATION :

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la supère structure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologique du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage
- La facilité de l'exécution
- L'économie

- La capacité portante du sol
- L'importance de la supère structure
- Le tassement du sol

✳ **Dimensionnement :**

a) Semelles isolées :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal ser N qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous-sol.

$$A \times b \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \text{ (poteau carré)}$$

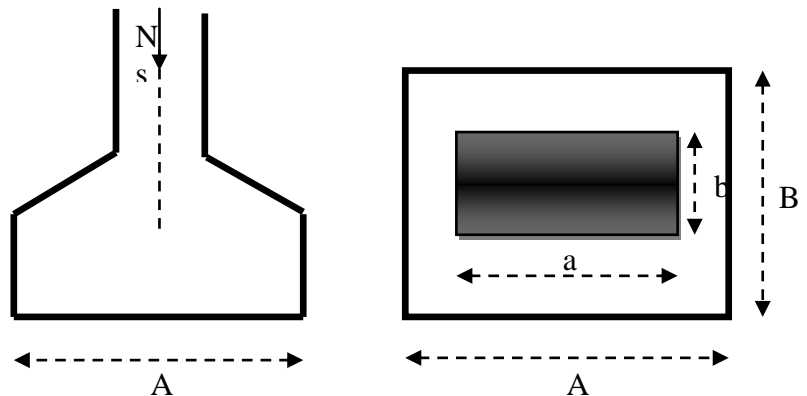
D'où

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

Exemple de calcul :

$$N_{Ser} = 3513.07 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 0.3 \text{ Mpa}$$



$$B \geq \sqrt{\frac{3513.07}{200}} = 3.42 \text{ MPa} \text{ Figure VI-1 : dimensionnement d'une fondation}$$

$$\Rightarrow A = B = 3.5 \text{ m}$$

Remarque :

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

b) semelles filantes :

1) Semelles filantes sous voiles :

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal N, données par la condition la plus défavorable.

$$\text{Avec : } N_s = G + Q$$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \frac{G + Q}{B L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{B \bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle

L : Longueur de la semelle sous voile

G : Charge permanent a la base du voile considéré

Q : Surcharge d'exploitation a la base du voile considéré

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

Sens longitudinal :

TableauVI-1 : Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal).

Voile	Ns(KN)	L(m)	B(m)	S=BxL (m ²)
VL1	2427.37	3.61	2.24	8.09
VL2	890.82	1.31	2.26	2.96
VL3	1268.26	1.31	3.22	4.22
VL4	2526.02	3.61	2.33	8.42
				$\Sigma=23.69$

Sens transversal :

TableauVI-2 : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal).

Voile	Ns(KN)	L(m)	B(m)	S=BxL (m ²)
VT1	1947.56	2.68	2.42	6.49
VT2	1583.82	1.89	2.79	5.27
VT3	1696.97	2.68	2.11	5.65
VT4	1643.73	1.89	2.89	5.47
				$\Sigma=22.88$

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_v = \Sigma S_i = 23.69 + 22.88 = 46.57 \text{ m}^2$$

2) Semelles filantes sous poteaux :

On fera le calcul sur le portique longitudinal (fil de poteaux le plus sollicité).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

TableauVI-3 : Surface des semelles filantes sous poteaux.

Poteaux	N _s (KN)	Minf (KN.m)	ei (m)	N x ei
D1	2099.63	-41.781	-15	-31494.45
D2	3466.69	-1.449	-8	-27733.52
D3	1932.29	-1.834	-2.5	-4830.725
D4	2498.46	-12.08	2.5	6246.15
D5	3513.07	-26.924	8	28104.56
D6	2088.87	-14.776	15	31333.05
		$\Sigma=15599.01$	$\Sigma= -98.844$	$\Sigma=1625.065$

- Détermination de la coordonnée de la résultante des forces

$$e = \frac{\Sigma N_i e_i + \Sigma M_i}{R} = \frac{1625.065 + (-98.844)}{15599.01} = 0.098 \text{ m}$$

- Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle

On a : $e = 0.098 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ m} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{15599.01}{30} \times \left(1 - \frac{6 \times (0.098)}{30} \right) = 509.77 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{15599.01}{30} \times \left(1 + \frac{6 \times (0.098)}{30} \right) = 530.15 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{15599.01}{30} \times \left(1 + \frac{3 \times (0.098)}{30} \right) = 525.06 \text{ KN/ml}$$

- Détermination de la largeur de la semelle

$$B \geq \frac{q \left(\frac{L}{4} \right)}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{525.06}{300} = 1.75 \text{ m}$$

Donc on opte pour $B = 2 \text{ m}$.

On aura : $S = 2 \times 30 = 60 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = (2 \times 30) \times 6 + (2 \times 27) \times 6 + (2 \times 7) = 698 \text{ m}^2$$

La surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_t = S_p + S_v = 698 + 46.57 = 744.57 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{\text{bat}} = 837.214 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{\text{bat}}} = \frac{744.57}{837.214} \times 100 = 88.93\%$$

Donc : $S_t > 50\% S_{\text{bat}}$

Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50%** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

VII.4.ETUDE DU RADIER GÉNÉRAL :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire)
- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution

VI.4.1.Pré dimensionnement du radier :

- a) Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 EI}{K b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \Rightarrow Ce \text{ qui conduit } ah \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{3 K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface K= 40 MPa pour un sol moyen

I : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m)

E : Module de déformation longitudinale déformée

$$E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa}$$

L_{max} : Distance maximale entre nus des nervures.

D'où

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 7\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 1.63\text{m}$$

Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{700}{8} \leq h \leq \frac{700}{5} \Rightarrow 87.5 \leq h \leq 140 \text{ cm}$$

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de **h_n = 165cm**

❖ **Dalle**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}, \text{ avec un minimum de 25cm}$$

$$h_d \geq \frac{700}{20} = 35 \text{ cm} \text{ Soit : } h_d = 65 \text{ cm}$$

❖ **Nervure (poutre)**

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{700}{10} = 70 \text{ cm}$$

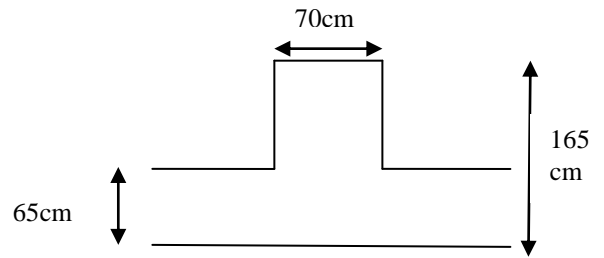
$$\text{Soit } h_n = 165 \text{ cm et } 0.4 h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n$$

$$0.4 \times 165 = 66 \leq b_n \leq 0.7 \times 165 = 115.5 \text{ cm soit : } b_n = 70 \text{ cm}$$

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant

- $h_n = 165\text{cm}$ (hauteur de la nervure)
- $h_d = 65\text{ cm}$ (hauteur de la dalle)
- $b_n = 70\text{ cm}$ (largeur de la nervure)



VI.4.2. Calcul de la surface nécessaire au radier :

Charge permanente de la structure : $G = 71952.43\text{ KN}$

Charge d'exploitation de la structure : $Q = 23084.36\text{ KN}$

a) Combinaison d'actions :

A'PELU :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 71952.43 + 1.5 \times 23084.36 = 131762.32\text{KN}$$

A'PELS :

$$N_s = G + Q = 71952.43 + 23084.36 = 95036.79\text{KN}$$

b) Détermination de la surface du radier :

A'PELU :

$$\sigma_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1.33 \sigma_{sol}} = \frac{131762.32}{1.33 \times 300} = 330.23\text{ m}^2$$

A'PELS :

$$\sigma_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_u}{\sigma_{sol}} = \frac{95036.79}{300} = 316.78\text{m}^2$$

D'où :

$$S_{rad} = \max (s_{nec}^{ELU} , s_{nec}^{ELU}) = 330.23\text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 837.214\text{ m}^2 > S_{rad} = 330.23\text{m}^2$$

Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire duradier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles duBAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \max \left(\frac{h}{2} ; 30\text{cm} \right) = \max \left(\frac{165}{2} ; 30\text{cm} \right) = 82.5\text{cm}$$

Soit un débord de : $L_{deb} = 85\text{cm}$

$$S_{deb} = P \cdot L_{deb} = 118.4366 \times 0.85 = 100.67\text{ m}^2$$

Donc on aura une **surface totale du radier :**

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 837.214 + 100.67 = 937.884\text{ m}^2$$

VI.4. 3. Calcul des sollicitations à la base du radier :

a) Charges permanentes :

$$\text{Poids du bâtiment : } G = 71952.43 \text{ KN}$$

Poids de radier :

$G =$ Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

Poids de la dalle :

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} h_d \rho_b$$

$$P_{\text{dalle}} = 937.884 \times 0.65 \times 25 = 15240.615 \text{ KN}$$

Poids des nervures :

$$P_{\text{nerv}} = b_n (h_n - h_d) \rho_b \sum (L_x \cdot n + L_y \cdot m)$$

$$P_{\text{nerv}} = 0.70 \times (1.65 - 0.65) \times 8725 = 6107.5 \text{ KN}$$

Poids de TVO :

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho_{\text{TVO}}$$

$$S_{\text{ner}} = b_n \sum (L_x \cdot n + L_y \cdot m) = 0.70 \times 349 = 244.3 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{TVO}} = (937.884 - 244.3) \times 1.20 \times 17 = 14149.11 \text{ KN}$$

Poids de la dalle flottante :

$$P_{\text{dalle flottante}} = S_{\text{rad}} \cdot e_{\text{pdalle flottante}} \cdot \rho_b$$

$$P_{\text{dalle flottante}} = 937.884 \times 0.15 \times 25 = 3517.06 \text{ KN}$$

$$G_{\text{rad}} = 15240.615 + 6107.5 + 14149.11 + 3517.06 = 39014.285 \text{ KN}$$

b) Surcharges d'exploitations :

Surcharge de bâtiment : $Q = 23084.36 \text{ KN}$

Surcharge du radier : $Q = 4 \times 23084.36 = 92337.44 \text{ KN}$

c) Poids total de la structure :

$$G_T = G_{\text{bat}} + G_{\text{rad}} = 71952.43 + 39014.285 = 110966.7 \text{ KN}$$

$$Q_T = Q_{\text{bat}} + Q_{\text{rad}} = 23084.36 + 92337.44 = 115421.8 \text{ KN}$$

d) Combinaison d'actions :

A P'ELU :

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 110966.7 + 1.5 \times 115421.8 = 322937.76 \text{ KN}$$

A P'ELS :

$$N_s = G + Q = 110966.7 + 115421.8 = 226388.5 \text{ KN}$$

D'où : $N_u = 322937.76 \text{ KN}$

$N_s = 226388.5 \text{ KN}$

VI.4.4.Vérifications:

a) Vérification à la contrainte de cisaillement :

Nous devons vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec : $b=100 \text{ cm}$; $d=0.9h_d = 0.9 \times 65 = 58.5 \text{ cm}$

$$T_U^{\max} = \frac{q_u L_{\max}}{2} = \frac{N_u b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{322937.76 \times 1}{937.884} \times \frac{7}{2} = 1205.14 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1205.14 \times 10^3}{1000 \times 585} = 2.06$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée

b) Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec :

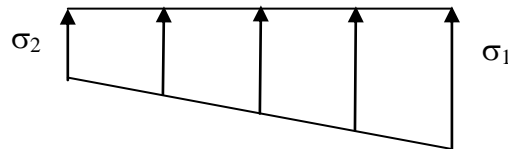
$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base de la structure ;

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base de la structure ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$



On doit vérifier que :

FigureVI-2 : Diagramme des contraintes

L'ELU :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \sigma_{\text{sol}}$$

L'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

Avec : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$

$$\sigma_{\text{sol}} = 300 \text{ KN/m}^2$$

Calcul du centre de gravite du radier :

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 13.57 \quad Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 15.14$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

Moment d'inertie du radier :

$$I_{XX} = 254669.28 \text{ m}^4$$

$$I_{YY} = 207975.86 \text{ m}^4$$

➤ **Sens longitudinal :**

$$M_X = 1215.45 + 2930.64 \times 1.65 = 6051.006 \text{ KN.m}$$

A l'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{322937.76}{937.884} + \frac{6051.006}{207975.86} \times 13.57 = 344.72 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{322937.76}{937.884} - \frac{6051.006}{207975.86} \times 13.57 = 343.93 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 344.72 + 343.93}{4} = 344.52 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 344.52 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \sigma_{\text{sol}} = 399 \text{ KN/m}^2$$

Condition vérifiée.

A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{226388.5}{937.884} + \frac{6051.006}{207975.86} \times 13.57 = 241.77 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{226388.5}{937.884} - \frac{6051.006}{207975.86} \times 13.57 = 240.98 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 241.77 + 240.98}{4} = 241.57 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 241.57 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 300 \text{ KN/m}^2$$

Condition vérifiée.

➤ **Sens transversal :**

$$M_Y = 1264.037 + 2988.84 \times 1.65 = 6195.62 \text{ KN.m}$$

APELU:

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{322937.76}{937.884} + \frac{6195.62}{254669.28} \times 15.14 = 344.69 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{322937.76}{937.884} - \frac{6195.62}{254669.28} \times 15.14 = 343.95 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 344.69 + 343.95}{4} = 344.50 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 344.50 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \sigma_{sol} = 399 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

APELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{226388.5}{937.884} + \frac{6195.62}{254669.28} \times 15.14 = 241.75 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{226388.5}{937.884} - \frac{6195.62}{254669.28} \times 16.44 = 241.01 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 241.75 + 241.01}{4} = 241.56 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 241.56 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 300 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.4.4.Ferraillage du radier :

1) Ferraillage du radier :

Pour le ferraillage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié 99) ; on considère le radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastré sur 04 appuis

Identification du panneau le plus sollicité :

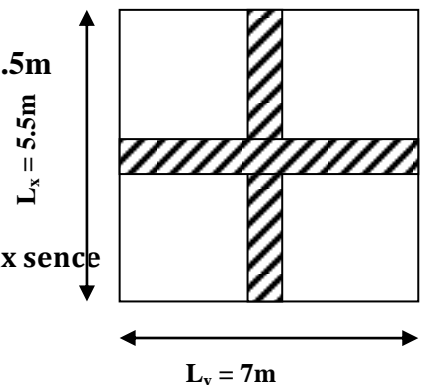
Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements voisins et afin d'homogénéiser le ferraillage et de faciliter la mise en pratique, on considérera pour les calculs le panneau le plus sollicité, ensuite on adoptera le même ferraillage pour tout le radier.

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes : $l_y = 7\text{m}$ et $l_x = 5.5\text{m}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{5.5}{7} = 0.78$$

$$0.4 \leq \rho = 0.78 \leq 1 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$



Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte maximale σ_m^{max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

Avec :

A l'ELU :

$$\sigma_m^{max} = \max(\sigma_u^1; \sigma_u^2) = \max(344.52; 344.50) = 344.52 \text{ KN/m}^2$$

A l'ELS :

$$\sigma_m^{max} = \max(\sigma_s^1; \sigma_s^2) = \max(241.57; 241.56) = 241.57 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

E.L.U :

$$q_u = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(344.52 - \frac{39014.285}{937.884} \right) \times 1 \text{ m} = 302.92 \text{ KN/ml}$$

E.L.S :

$$q_s = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(241.57 - \frac{39014.285}{937.884} \right) \times 1 \text{ m} = 199.97 \text{ KN/ml}$$

Calcul a l'ELU :

Calcul des sollicitations:

On a : $\rho = 0.78$ et $\nu = 0$

A l'ELU : $\mu_x = 0.0587$ $\left\{ \begin{array}{l} \mu_y = 0.559 \end{array} \right.$

Moments fléchissant :

Suivant (x-x) :

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 0.0587 \times 302.92 \times 5.5^2 = 537.88 \text{ KN.m}$$

Suivant (y-y) :

$$M_{0y} = \mu_y M_x = 0.559 \times 537.88 = 300.67 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur affectant un coefficient de 0.3 aux appuis et 0.85 en travée.

- Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel :

Moment en travée : $0.85 M_{0x}$ ou $0.85 M_{0y}$

Moment sur appuis de rive : $0.3 M_0$

Moment sur appui intermédiaire : $0.5 M_0$

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 537.88 = 457.19 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 300.67 = 255.56 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis :

$$M_{ax} = -0.3 M_{0x} = -0.3 \times 537.88 = -161.36 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_{0y} = -0.5 \times 300.67 = -150.33 \text{ KN.m}$$

Ferraillage :

Le ferraillage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml

Avec : **b = 100 cm ; h = 65 cm**

Tableau VI-4 : Ferraillage du radier.

Sens	zone	M _u (KN.m)	μ _u	β	Section	A (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	st (cm)
xx	Appuis	161.36	0.029	0.985	SSA	6.88	7HA12 = 7.92	14
	Travée	457.19	0.084	0.956	SSA	20.08	7HA20 = 21.99	14
yy	Appuis	146.11	0.024	0.987	SSA	6.21	7HA12 = 7.92	14
	travée	255.56	0.042	0.976	SSA	10.99	7HA16 = 14.07	14

VI.4.5.Vérification à L'ELU :

a) condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL.91/ modifié 99) :

$$\omega_x = \frac{A_{min}^x}{b h} \geq \omega_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \Rightarrow A_{min}^x \geq \omega_0 \frac{3 - \rho}{2} b h$$

Avec : ω₀ = 0.0008 pour fe 400

$$A_{min}^x \geq 0.0008 \frac{3 - 0.78}{2} \times 100 \times 65 = 5.77 \text{ cm}^2$$

Tableau VI-5 : Vérification de la condition de non fragilité.

Sens	zone	A(cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation
xx	Appuis	7.92	5.77	Condition vérifiée
	Travée	21.99		Condition vérifiée
yy	Appuis	7.92		Condition vérifiée
	travée	14.07		Condition vérifiée

b) Vérification des espacements (Art A8.2, 42 BAEL91/modifié 99) :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

Dans le sens xx :

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 65; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 14 \text{ cm} < 33\text{cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

Dans le sens yy :

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 65; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 14\text{cm} < 45\text{cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

c) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$p = q_{um} l_x l_y = 302.92 \times 5.5 \times 7 = 11662.42 \text{ KN/m}^2$$

Sens x-x :

$$V_u = \frac{P}{3 l_y} = \frac{11662.42}{3 \times 7} = 555.35 \text{ KN}$$

Sens y-y :

$$V_u = \frac{P}{2 l_y + l_x} = \frac{11662.42}{2 \times 7 + 5.5} = 598.07 \text{ KN}$$

Sens x-x :

$$\tau_u = \frac{555.35 \times 10^{-3}}{1 \times 0.62} = 0.89 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.89 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

Sens y-y :

$$\tau_u = \frac{647.91 \times 10^{-3}}{1 \times 0.62} = 1.04 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.04 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

VI.4.5. Calcul et vérification à l'E.L.S :

$$\text{On a : } \rho = 0.78 \quad \text{et} \quad v = 0.2$$

$$\text{A l'E.L.S : } \left. \begin{array}{l} \mu_x = 0.0652 \\ \mu_y = 0.683 \end{array} \right\}$$

Moments fléchissant :

Suivant (x-x) :

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 0.0652 \times 302.92 \times 5.5^2 = 597.44 \text{ KN.m}$$

Suivant (y-y) :

$$M_{0y} = \mu_y M_x = 0.683 \times 597.44 = 408.05 \text{ KN.m}$$

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 597.44 = 507.82 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 408.05 = 346.84 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis :

$$M_{ax} = -0.3 M_{0x} = -0.3 \times 597.44 = -179.23 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_{0y} = -0.5 \times 408.05 = -204.02 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes :

Dans le béton :

On doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot 1.d \cdot A_{st}} \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b.d} \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Tableau VI-6: Vérification des contraintes à l'ELS.

Se ns	zone	As (cm ²)	Ms	ρ ₁	β	K ₁	σ _{st}	σ̄ _{st}	σ _b	σ̄ _b	Obs
X _x	Appuis	7.92	179.23	0.127	0.941	69.75	387.88	348	5.56	15	Cv
	Travée	21.99	507.82	0.351	0.907	39.35	410.66	348	10.43	15	Cv
Y _y	Appuis	7.92	204.02	0.127	0.941	69.75	441.53	348	6.33	15	Cv
	travée	14.07	346.84	0.227	0.923	50.36	430.53	348	8.54	15	Cv

Remarque :

Pour faciliter les travaux de ferrailage, et pour des raisons économiques, il faut adopter un même ferrailage pour tous les panneaux.

VI.5.Ferrailage du débord:

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.

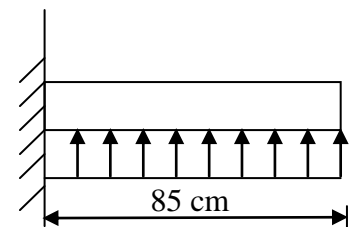


Figure VI-3: Schéma statique du débord.

Sollicitation de calcul :

A l'ELU :

$$P_u = q_u = 302.92 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u l^2}{2} = \frac{-302.92 \times 0.85^2}{2} = -109.42 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

$$P_s = q_s = 199.97 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s l^2}{2} = \frac{-199.97 \times 0.85^2}{2} = -72.23 \text{ KN.m}$$

Calcul des armatures : $b = 1 \text{ m}$; $d = 62 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{109.42 \cdot 10^3}{100 \times 62^2 \times 14.2} = 0.020 < 0.392 S S A \rightarrow$$

$$\mu = 0.022 \rightarrow \beta = 0.990$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{109.42 \cdot 10^3}{0.990 \times 62 \times 34.8} = 5.12 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_a = 5 \text{ HA}14 = 7.69 \text{ cm}^2$ avec : $S_t = 20 \text{ cm}$

Vérification à l'ELU :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 62 \times 2.1}{400} = 7.48 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 7.69 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 7.48 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{7.69}{4} = 1.922 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 4 \text{ HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ avec : $S_t = 25 \text{ cm}$

Vérification à l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 7.69}{100 \times 62} = 0.124$$

$$\rho_1 = 0.124 \rightarrow \beta_1 = 0.9415 \rightarrow k_1 = 70.48$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{72.23 \times 10^3}{0.9415 \times 62 \times 7.69} = 160.90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{160.90}{70.48} = 2.28 < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = 124.04 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; Afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

VI.6.Ferraillage de la nervure :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales. Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur L_m), et le même effort tranchant (largeur L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

Cas de chargement trapézoïdal :

$$\text{Moment fléchissant : } I_m = I_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{6} \right)$$

$$\text{Effort tranchant : } I_t = I_x \left(0.5 - \frac{\rho}{4} \right)$$

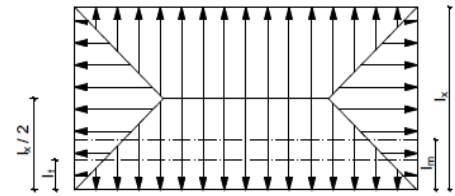


Figure VI-4: Répartition trapézoïdale.

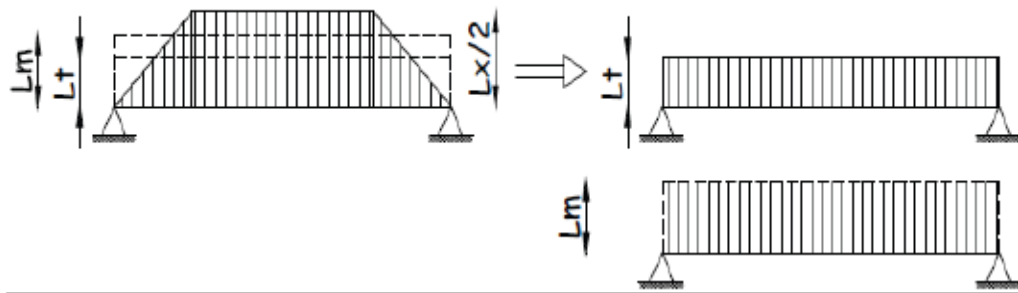


Figure VI-5: Présentation des chargements simplifiés.

Cas de chargement triangulaire :

$$\text{Moment fléchissant : } I_m = 0.333 \times I_x$$

$$\text{Effort tranchant : } I_t = 0.25 \times I_x$$

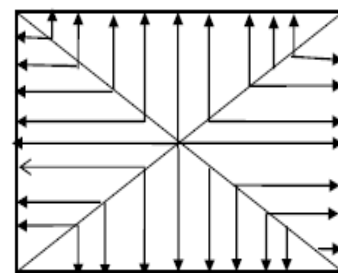


Figure VI-6 : Répartition triangulaire.

Déterminations des charges :

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} \right) = \left(344.52 - \frac{39014.285}{937.884} \right) \times 1 \text{ ml} = 302.92 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} \right) = \left(241.57 - \frac{39014.285}{937.884} \right) \times 1 \text{ ml} = 199.97 \text{ KN/ml}$$

Pour les moments fléchissant :

$$Q_U = q_u l_m$$

$$Q_S = q_s l_m$$

Pour les efforts tranchant :

$$Q_U = q_u l_t$$

$$Q_S = q_s l_t$$

Remarque :

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

Sens longitudinale :Tableau VI-7: charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal)

										MOMENT FLECHISSANT		EFFORT TRANCHANT	
travée	panneau	Ly	Lx	ρ	charge	lm	lt	qu	qs	Qu	Qs	Qu	Qs
A - B	1	7	5.5	0.78	trapézoïdale	2.19	0.30	302.92	199.97	663.39	437.93	90.87	59.99
	2	7	5.5	0.78	trapézoïdale	2.19	0.30	302.92	199.97	663.39	437.93	90.87	59.99
B - C	1	5.5	5.5	1	triangulaire	1.83	1.37	302.92	199.97	554.34	365.94	415	273.95
	2	5.5	5.5	1	triangulaire	1.83	1.37	302.92	199.97	554.34	365.94	415	273.95
C - D	1	5	5.5	0.9	triangulaire	1.66	1.25	302.92	199.97	502.84	331.95	378.65	249.96
	2	5	5.5	0.9	triangulaire	1.66	1.25	302.92	199.97	502.84	331.95	378.65	249.96
D - E	1	5.5	5.5	1	triangulaire	1.83	1.37	302.92	199.97	554.34	365.94	415	273.95
	2	5.5	5.5	1	triangulaire	1.83	1.37	302.92	199.97	554.34	365.94	415	273.95
E - F	1	7	5.5	0.78	trapézoïdale	2.19	0.30	302.92	199.97	663.39	437.93	90.87	59.99
	2	7	5.5	0.78	trapézoïdale	2.19	0.30	302.92	199.97	663.39	437.93	90.87	59.99

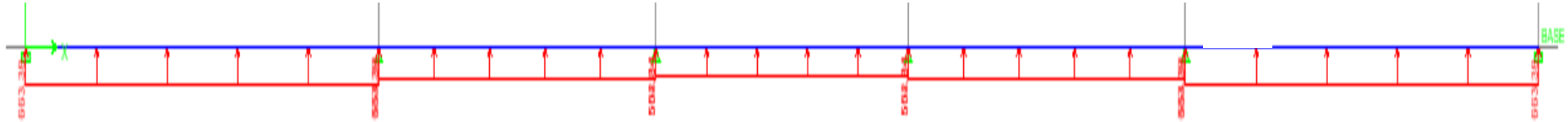
Sens transversal :Tableau VI-8 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

										MOMENT FLECHISSANT		EFFORT TRANCHANT	
travée	panneau	Ly	Lx	ρ	charge	lm	lt	qu	qs	Qu	Qs	Qu	Qs
1-2	a	7	5.5	0.78	triangulaire	1.83	1.37	302.92	199.97	554.34	365.94	415	273.95
	b	7	5.5	0.78	triangulaire	1.83	1.37	302.92	199.97	554.34	365.94	415	273.95
2-3	a	7	5.5	0.78	triangulaire	1.83	1.37	302.92	199.97	554.34	365.94	415	273.95
	b	7	5.5	0.78	triangulaire	1.83	1.37	302.92	199.97	554.34	365.94	415	273.95
3-4	a	7	5.5	0.78	triangulaire	1.83	1.37	302.92	199.97	554.34	365.94	415	273.95
	b	7	5.5	0.78	triangulaire	1.83	1.37	302.92	199.97	554.34	365.94	415	273.95
4-5	a	7	5.5	0.78	triangulaire	1.83	1.37	302.92	199.97	554.34	365.94	415	273.95
	b	7	5.5	0.78	triangulaire	1.83	1.37	302.92	199.97	554.34	365.94	415	273.95
5-6	a	7	5.5	0.78	triangulaire	1.83	1.37	302.92	199.97	554.34	365.94	415	273.95
	b	7	5.5	0.78	triangulaire	1.83	1.37	302.92	199.97	554.34	365.94	415	273.95

Détermination des sollicitations:

Pour le calcul des efforts, on utilisera le logiciel ETABS.

Sens longitudinal :



FigureVI-7 :Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).

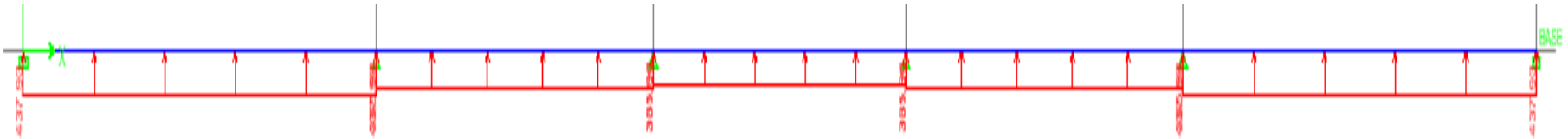
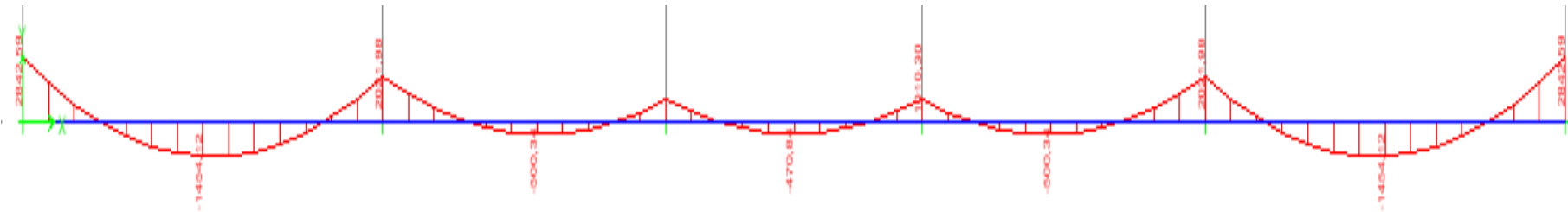
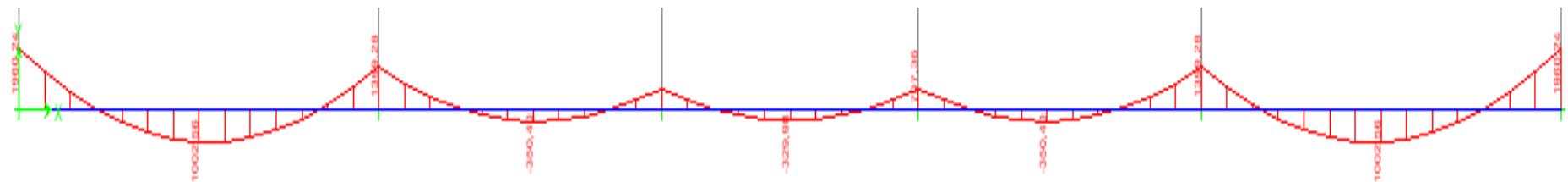


Figure VI-8 : Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).



FigureVI-9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.



FigureVI-10 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

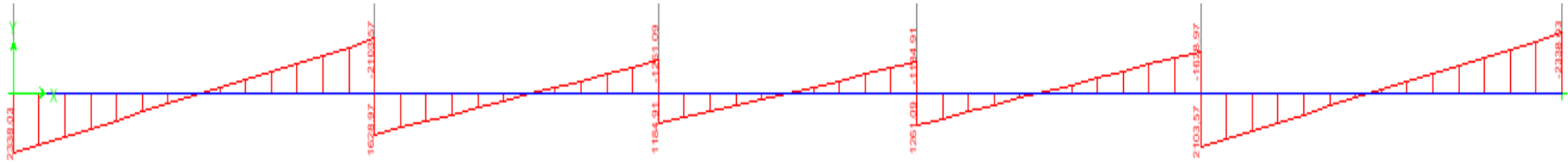


Figure VI-11 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

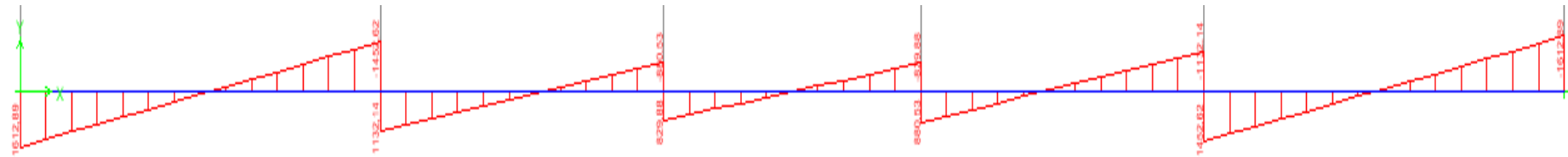


Figure VI-12: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

Sens transversal :

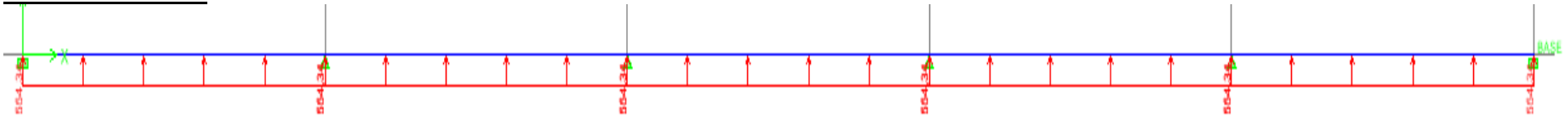


Figure VI-13 : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).

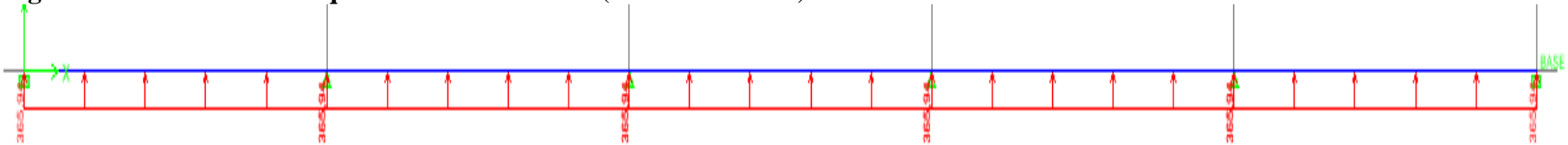


Figure VI-14 : Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal).

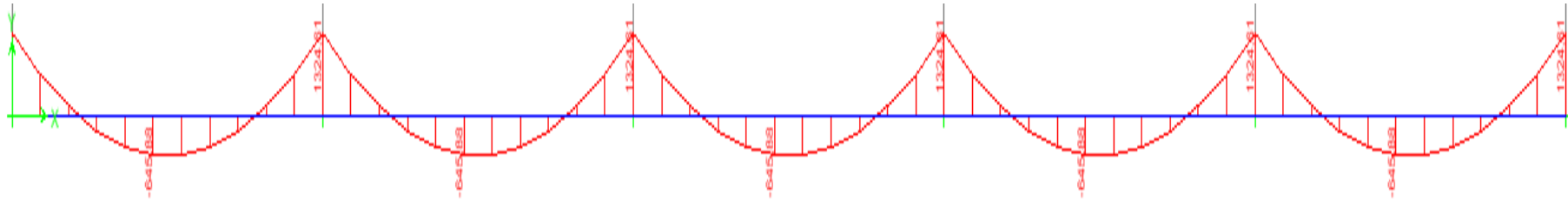


Figure VI-15 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

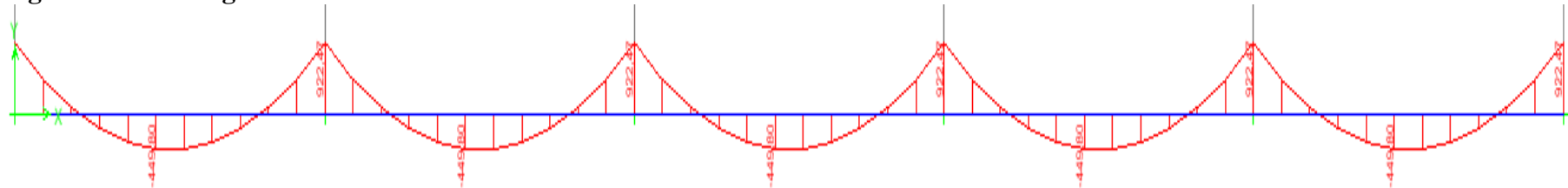


Figure VI-16: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

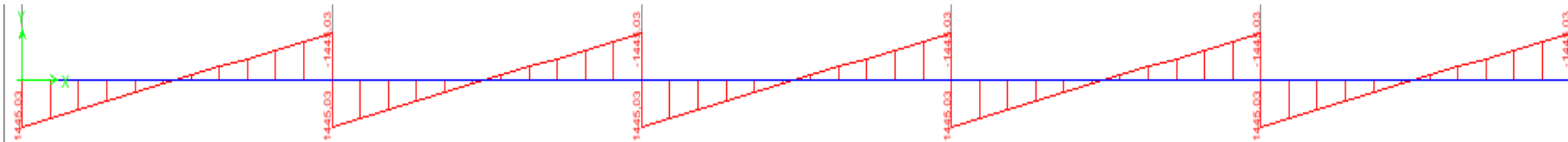


Figure VI-17 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

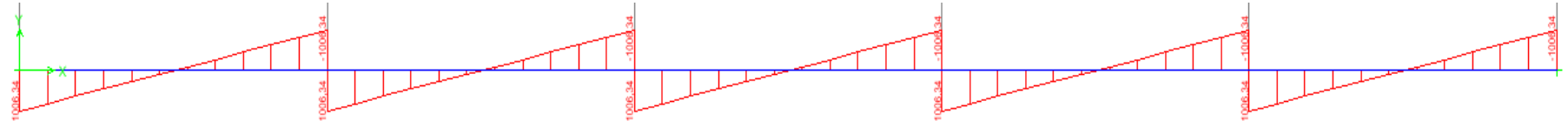


Figure VI-18 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{amax} (KN.m)	2842.59	1960.24	1324.61	922.47
M_{tmax} (KN.m)	1454.12	1002.56	645.88	449.80
T_{max} (KN)	2338.03	1612.89	1445.03	1006.34

TableauVI-9 :Les efforts internes dans les nervures.

Calcul des Armatures :

Armatures longitudinales :b=70 cm d= 160 cm

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Sens	zone	M_u (KN.m)	μ_u	β	Section	A (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
xx	Appuis	2842.58	0.110	0.942	SSA	49.04	5HA25 filante + 5HA25chap =49.08
	Travée	1454.12	0.057	0.9715	SSA	24.37	5HA20 filante + 5HA16chap = 25.75
yy	Appuis	1324.61	0.052	0.973	SSA	22.15	5HA20 filante + 4HA16chap = 23.74
	travée	645.88	0.25	0.988	SSA	10.64	5HA14 filante + 5HA12chap = 13.34

TableauVI-10 : Le ferrailage adopté pour la nervure.

Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{1max}}{3} = \frac{25}{3} = 8.33 \text{ mm} \quad \text{Soit : } \phi = 10 \text{ mm}$$

Espacement des armatures :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_{1max} \right\} = \min \left\{ \frac{165}{4} ; 12 \times 2.5 \right\} = \min \{ 41.25 ; 30 \} = 10 \text{ cm}$$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{165}{2} = 82.5 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

$$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 65 = 1.95 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t=4HA8=2.01 \text{ cm}^2 \text{ (un cadre et un étrier)}$$

Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 99) :

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins (3cm²/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 165cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1.65 = 4.95 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **6HA12 = 6.78 cm²**

Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 160 \times \frac{2.1}{400} = 12.55 \text{ cm}^2$$

Sens XX

Aux appuis :

A_a = 49.08cm² > A_{min} = 12.55 cm² Condition vérifiée

En travées :

A_t = 25.75 cm² > A_{min} = 12.55 cm² Condition vérifiée

Sens YY

Aux appuis :

A_a = 23.74cm² > A_{min} = 12.55 cm² Condition vérifiée

En travées :

A_t = 13.34 cm² > A_{min} = 12.55 cm² Condition vérifiée

Vérification de la contrainte de cisaillement : (Effort tranchant)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 2.5 \text{ Mpa}$$

Sens longitudinale : T_u^{max} = 2338.03KN

τ_u = $\frac{2338.03}{70 \times 160} = 0.20 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$ Condition vérifiée

Sens transversal: T_u^{max} = 1445.03

τ_u = $\frac{1445.03}{70 \times 160} = 0.12 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$ Condition vérifiée

Dans le béton :

On doit vérifier que :

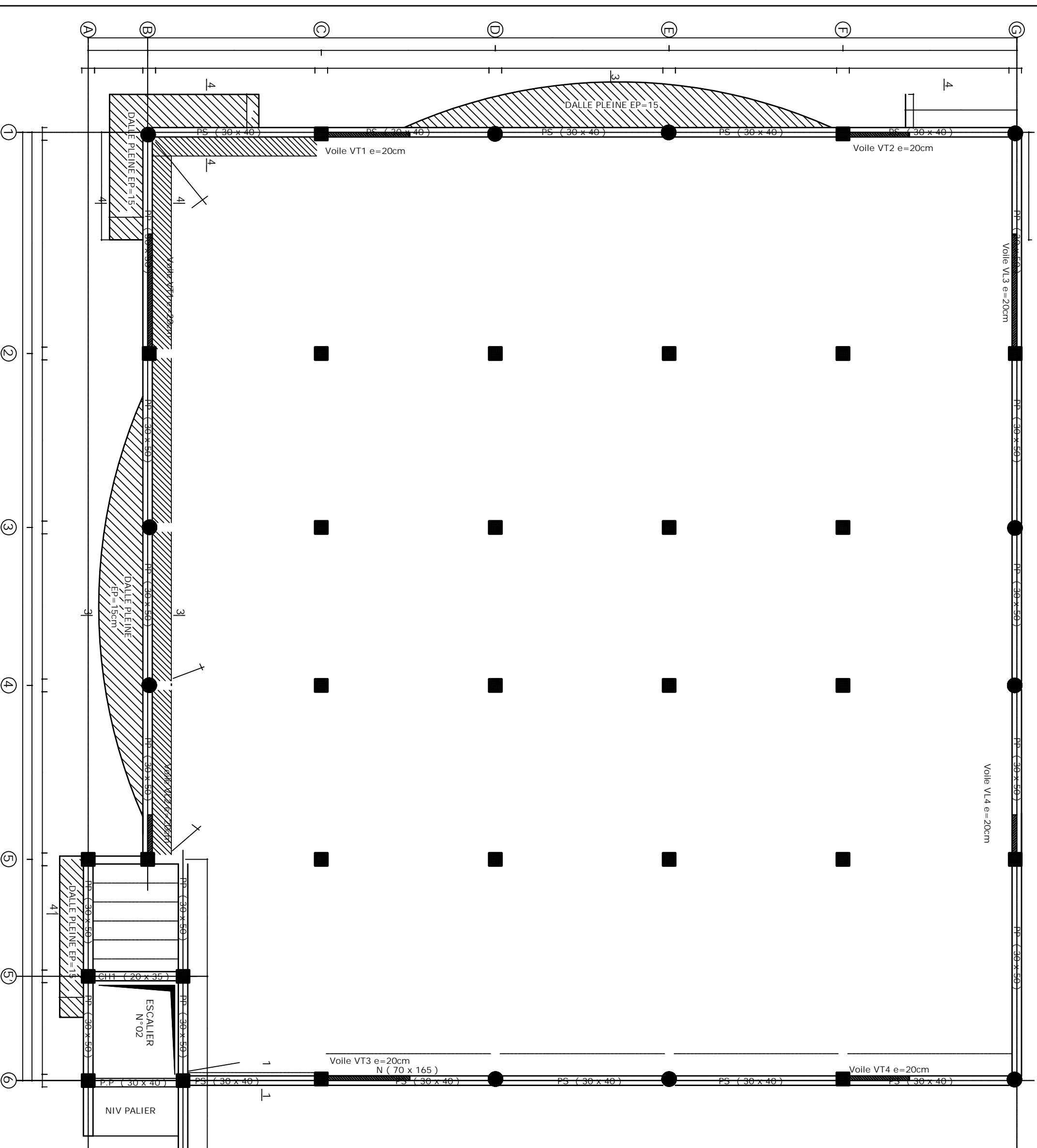
$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Tableau VI-11 : Vérification des contraintes à l'ELS

Se ns	zone	As (cm ²)	Ms	ρ_1	β	K ₁	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
xx	Appuis	49.08	2842.58	0.438	0.900	34.75	402.20	348	11.57	15	Cv
	Travée	25.75	1454.12	0.229	0.914	43.14	386.15	348	8.95	15	Cv
yy	Appuis	23.74	1324.61	0.211	0.926	52.57	376.59	348	7.16	15	Cv
	travée	13.34	645.88	0.118	0.943	72.72	320.89	348	4.41	15	Cv

COFFRAGE PLANCHER ETAGE COURANT



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE & POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL
 -TIZI OUZOU-

PROJET:
 ETUDE DE LA STRUCTURE D UN CENTRE
 HOSPITALIER EN R+7

Présenté par: MOUSSI ALI
 BEN BOUAZZA TILLELI
 MASTER 2

Encadré par: M^{me}MEGHLAT.E

Désignation: Coffrage du plancher étage courant

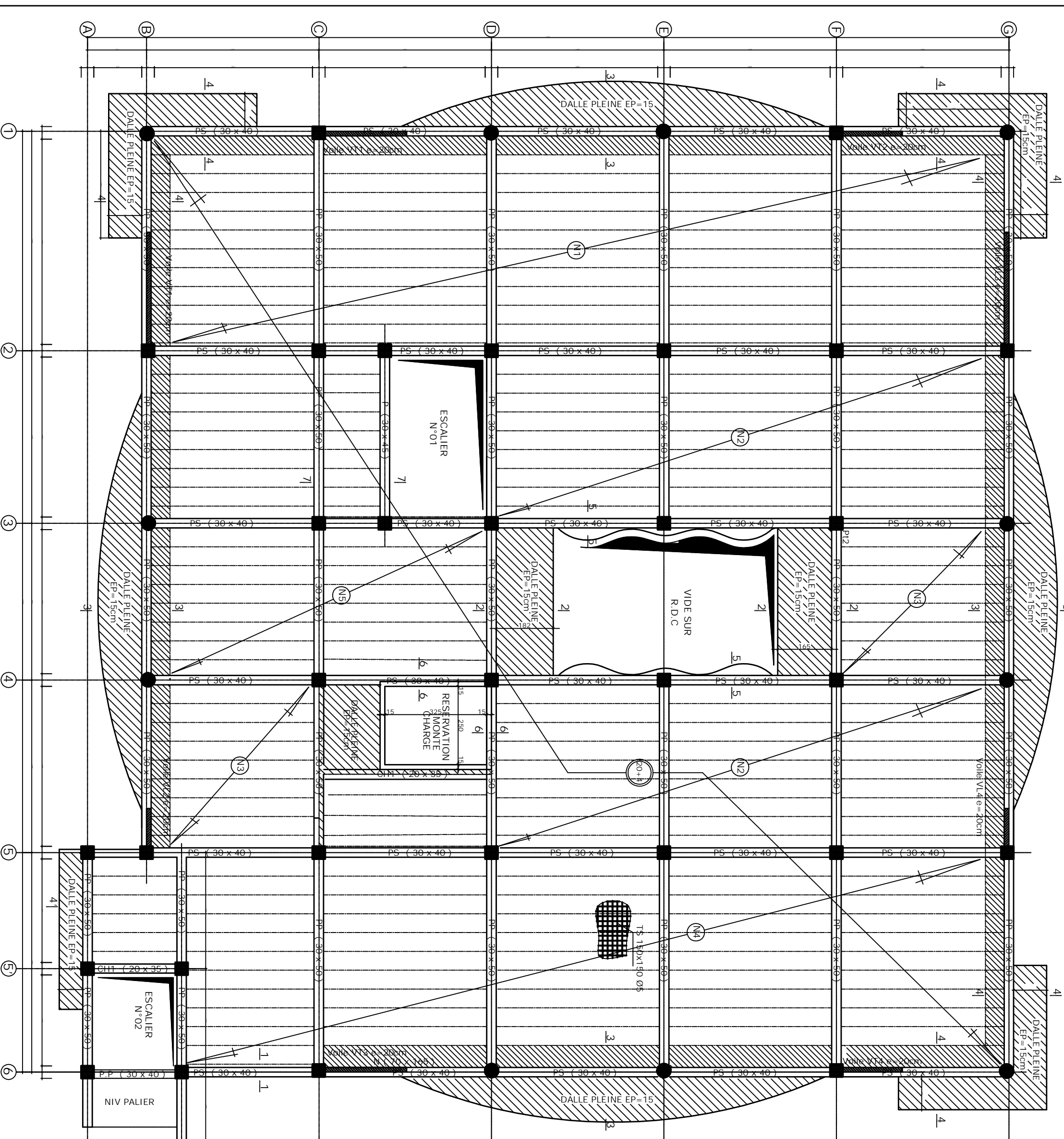
Date: septembre 2015

Echelle: 1/50

Plan: 01

COFFRAGE PLANCHER ETAGE COURANT

NIV. : +3.74; +7.48; +11.22; +14.86; +18.70; +22.44; +26.18



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE & POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL
-TIZI OUZOU-

PROJET:
ETUDE DE LA STRUCTURE D UN CENTRE
HOSPITALIER EN R+7

Présenté par: MOUSSI ALI
BEN BOUAZZA TILLELI
MASTER 2

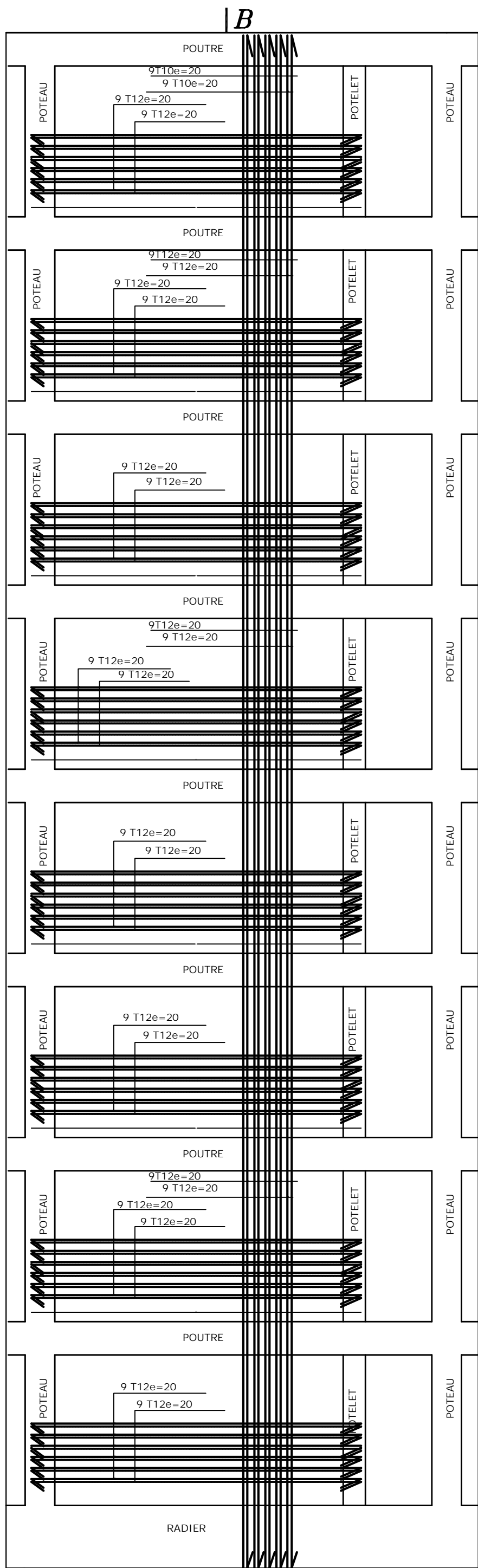
Encadré par: M^{me}MEGHLAT.E

Désignation: Coffrage du plancher étage courant

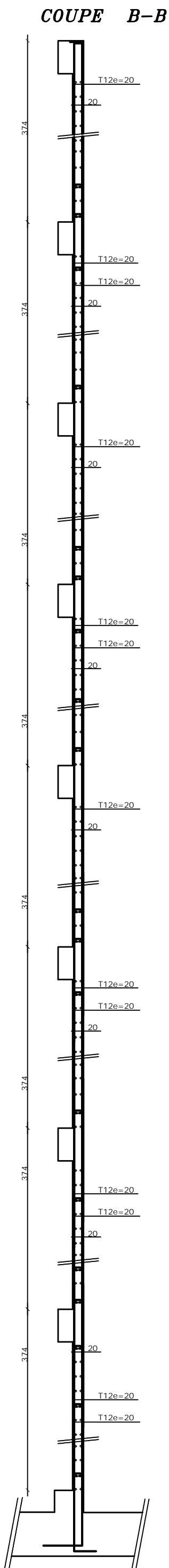
Date: septembre 2015

Echelle: 1/50

Plan: 01



B
Voile VL1 , VL3



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE & POPULAIRE

UNIVERSITE MOULUD MAMMERI
FACULTE DE GEINE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

-TIZI OUZOU -

PROJET:
ETUDE DE LA STRECTURE D UN CENTRE
HOSPITALIER EN R+7

Présenté par : MOUSSI ALI
BEN BOUAZZA TILLELI
MASTER 2

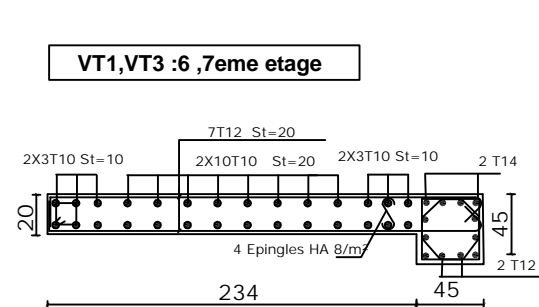
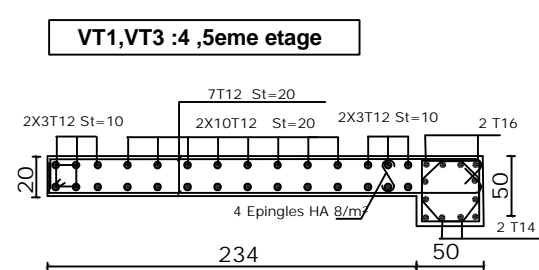
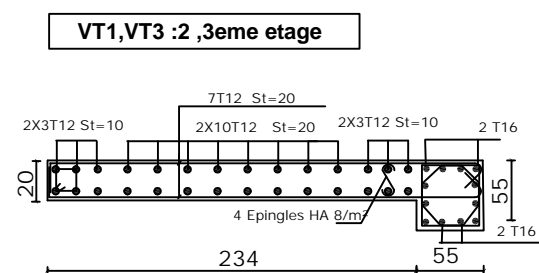
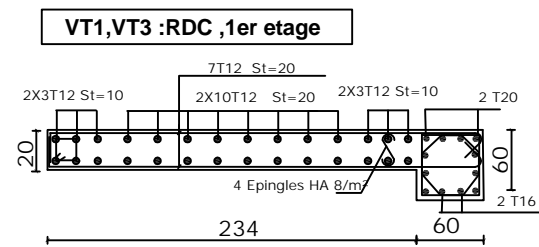
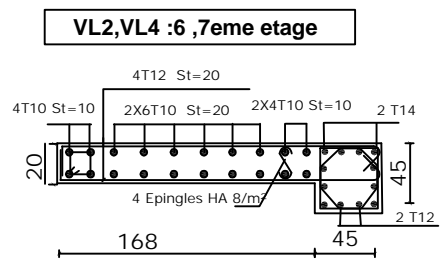
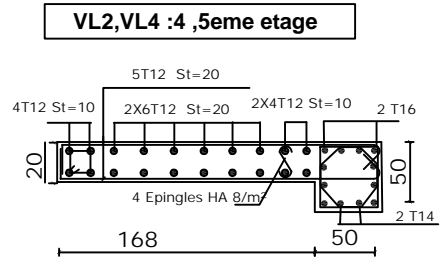
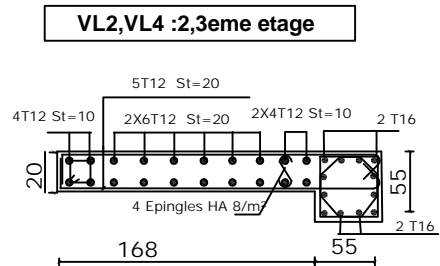
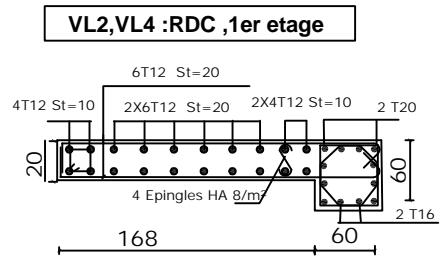
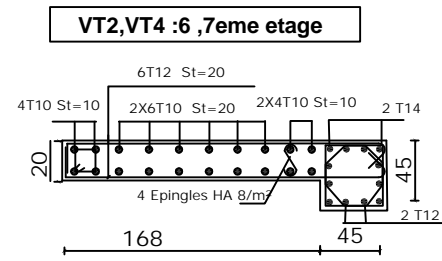
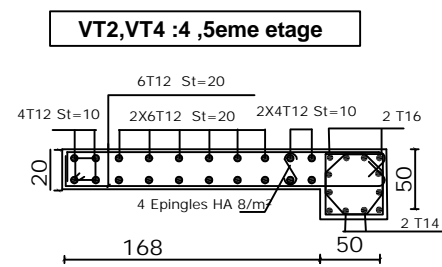
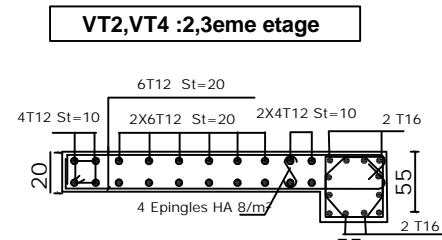
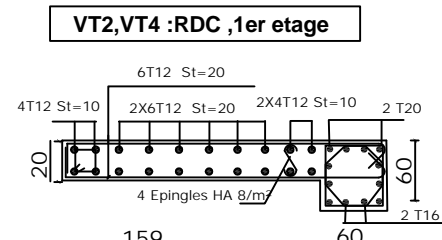
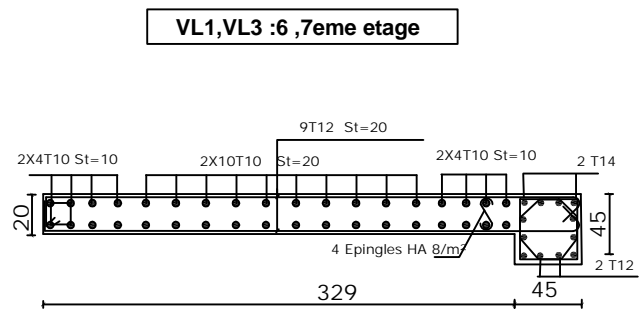
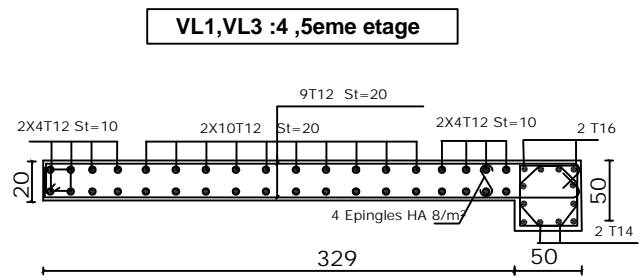
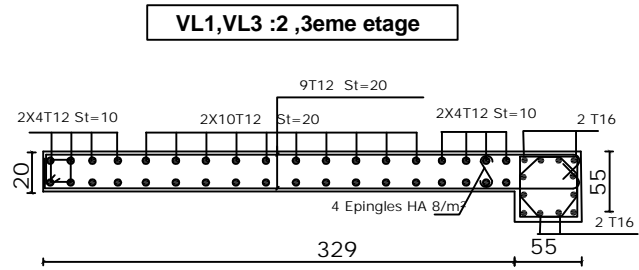
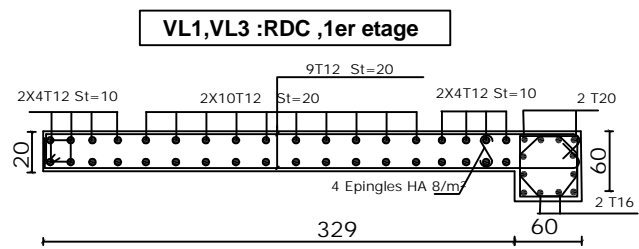
Encadré par : M^rMEGHLAT.E

Désignation : Coffrage et ferrailage des voiles

Date : SEPTEMBRE 2017

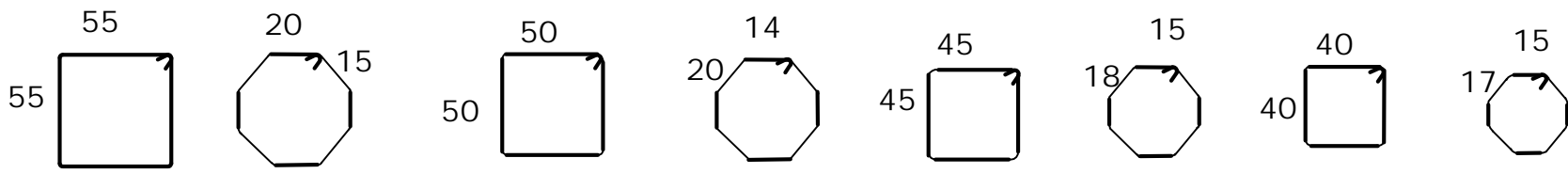
Echelle: 1 / 25

Plan N° : 06

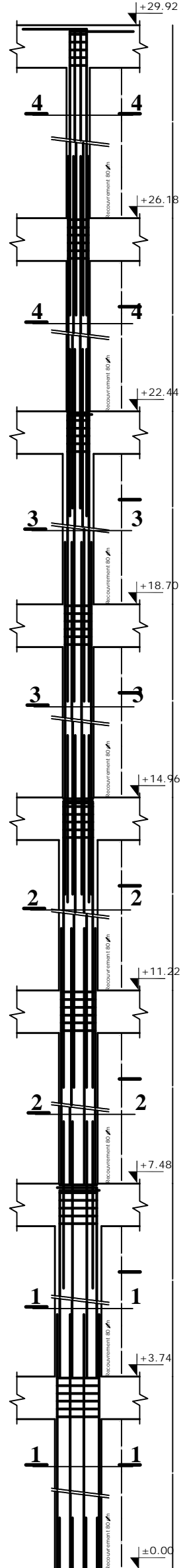


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI	
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION	
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
-RD OUZOU-	
PROJET	
ETUDE DE LA STRUCTURE D UN CENTRE HOSPITALIER EN R+7	
Présenté par	Encadré par
MOUSTAJI BEN BOUJAZZA TILLELI MAITRE 2	M' MEGHAT.E
Designé par	
Coffrage et ferrailage des voiles	
Date :	Echelle :
SEPTEMBRE 2017	1/20
Plan	
06	

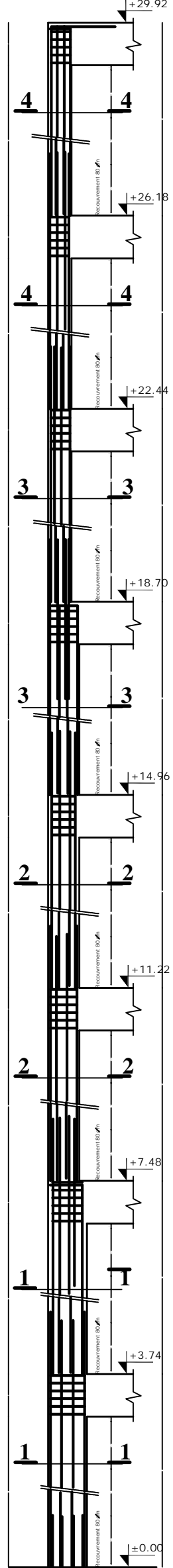
COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES POTEAUX



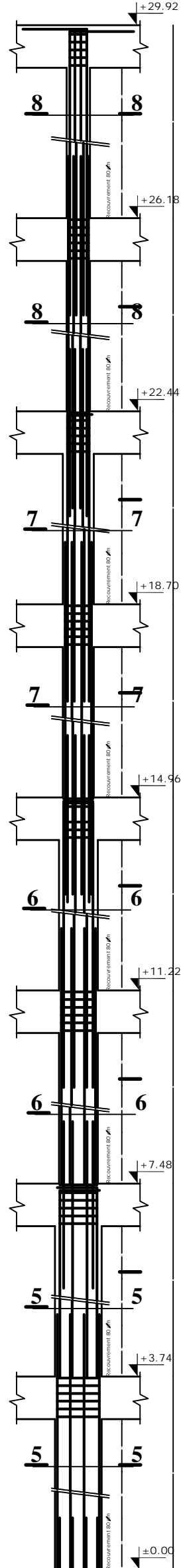
Poteaux P1



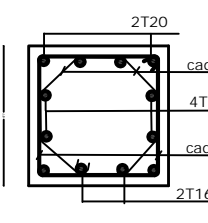
Poteaux P2



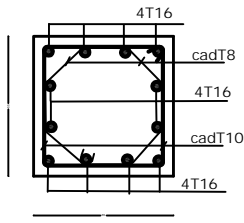
Poteaux P3



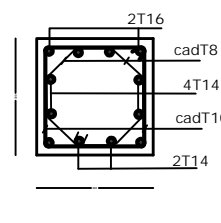
COUPE 1-1



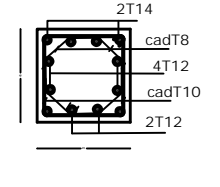
COUPE 2-2



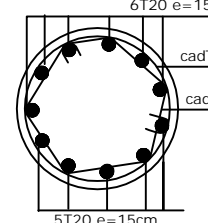
COUPE 3-3



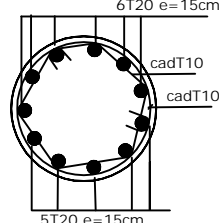
Coupe 4-4



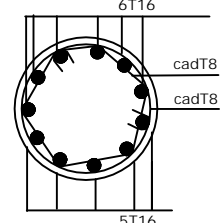
COUPE 5-5



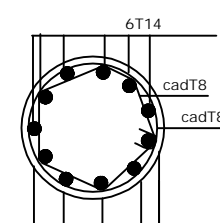
Coupe 6-6



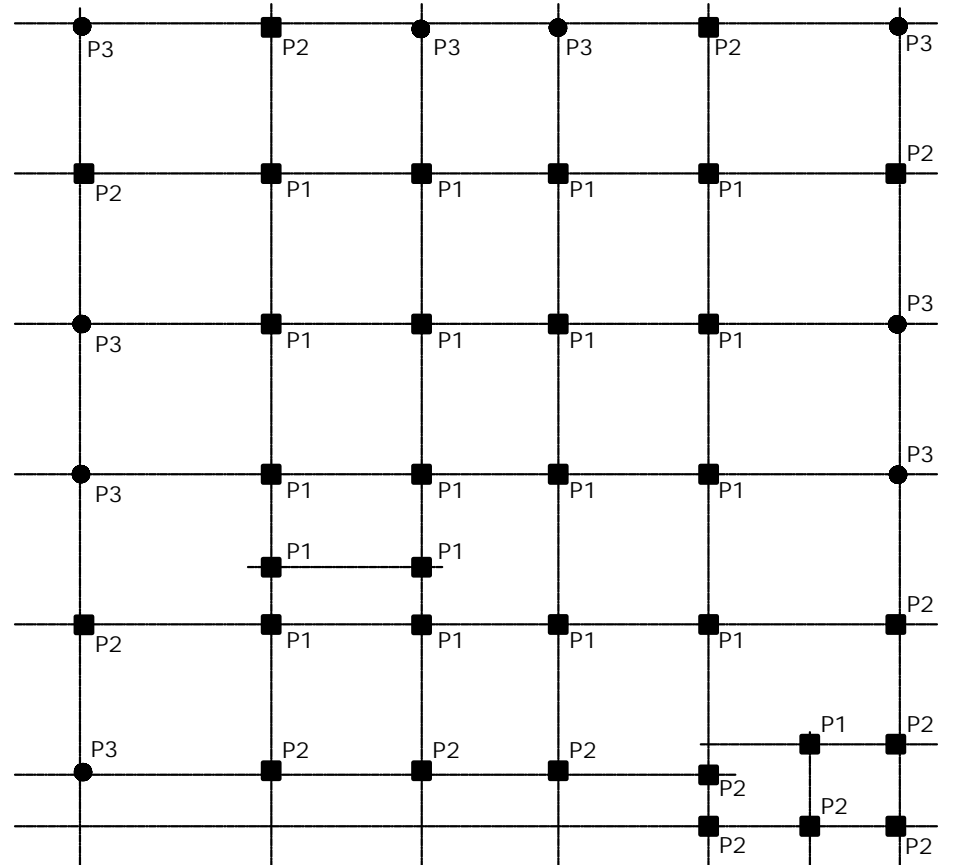
COUPE 7-7



COUPE 8-8



Plan de repérage des poteaux



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE & POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOD MAMMERI
 FACULTE DE GEINE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL
 -TIZI OUZOU -

PROJET:
 ETUDE DE LA STRUCTURE D UN CENTRE
 HOSPITALIER EN R+7

Présenté par: MOUSSI ALI
 BEN BOUAZZA TILLELI
 MASTER 2

Encadré p
 M' MEGHLAT.E

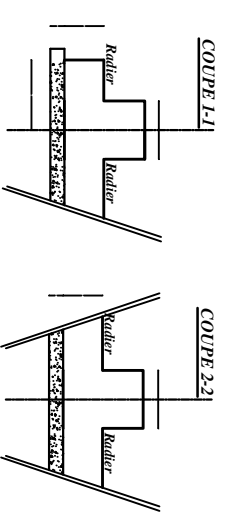
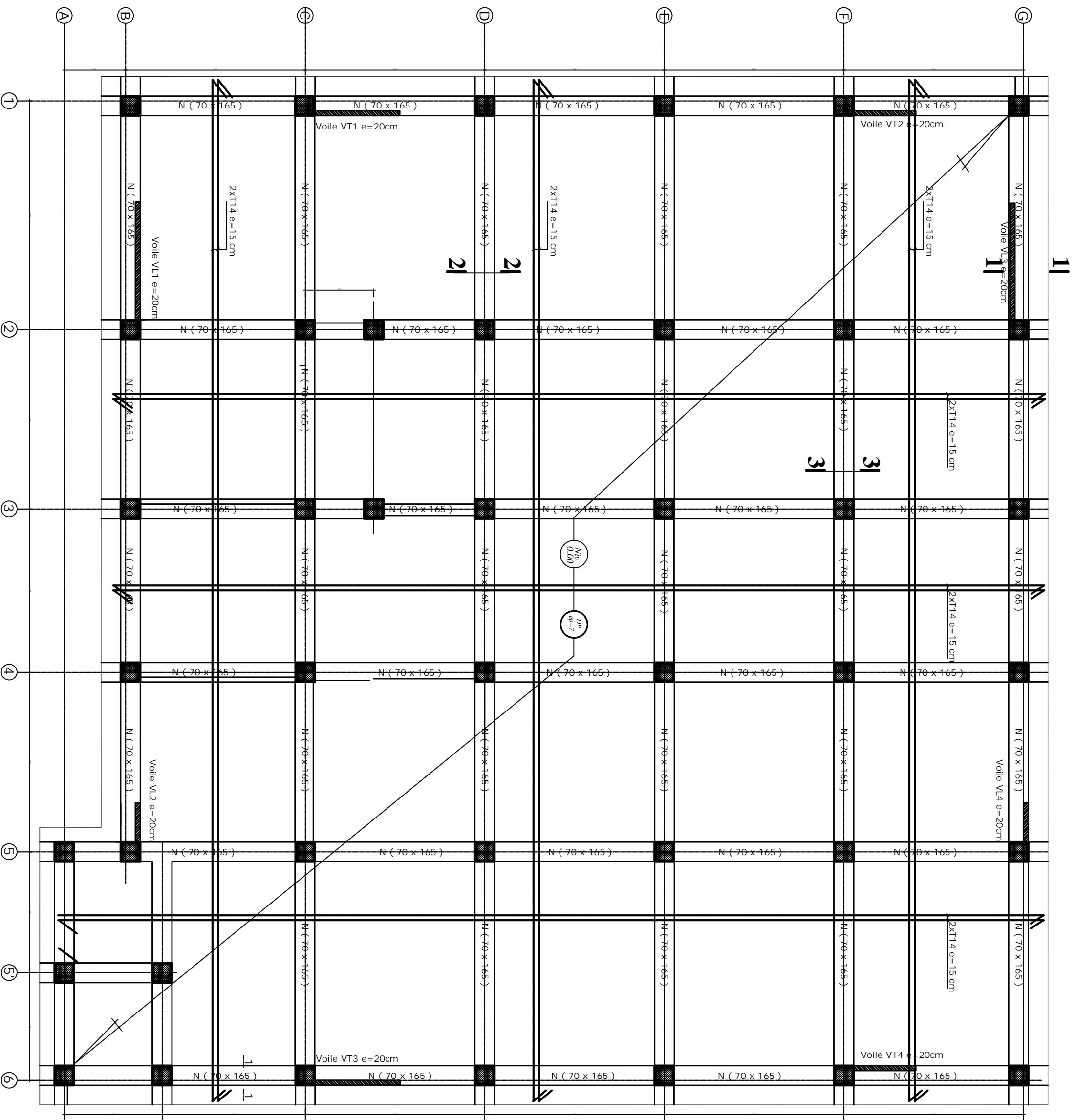
Désignation:
 Coffrage et ferrailage de poteaux

Date: septembre 2017

Echelle:

Plan
 05

COFFRAGE DES FONDATIONS.



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE & POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL
 -TIZI OUZOU-

PROJET:
 ETUDE DE LA STRUCTURE D UN CENTRE
 HOSPITALIER EN R+7

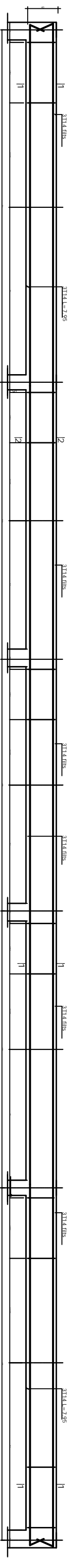
Présenté par : Encadré p
 MOUSSI ALI
 BEN BOUAZZA TILLELI
 MASTER 2
 M^{re}MEGHILAT.E

Désignation : Coffrage des fondations

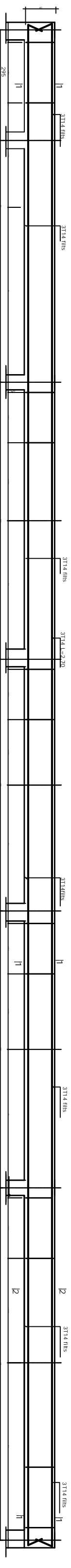
Date : SEPTEMBRE 2017
 Echelle: BREI / 50
 Plan : 07

COFFRAGE ET FERRAILLAGE DE POUTRES secondaires (30x40)

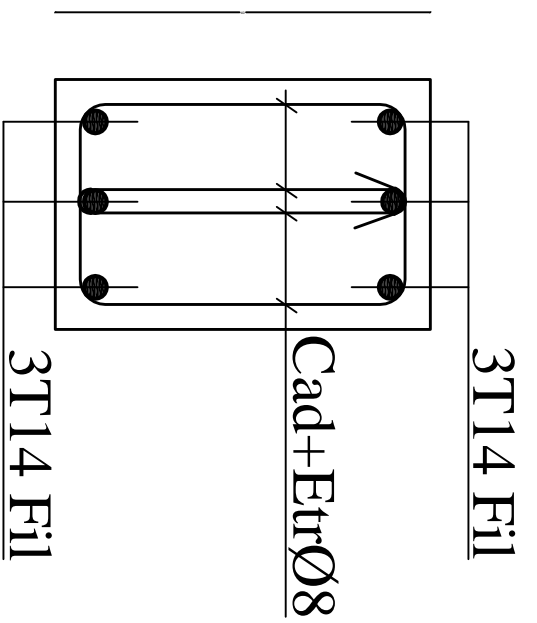
POUTRE Axe 1,2,3,4



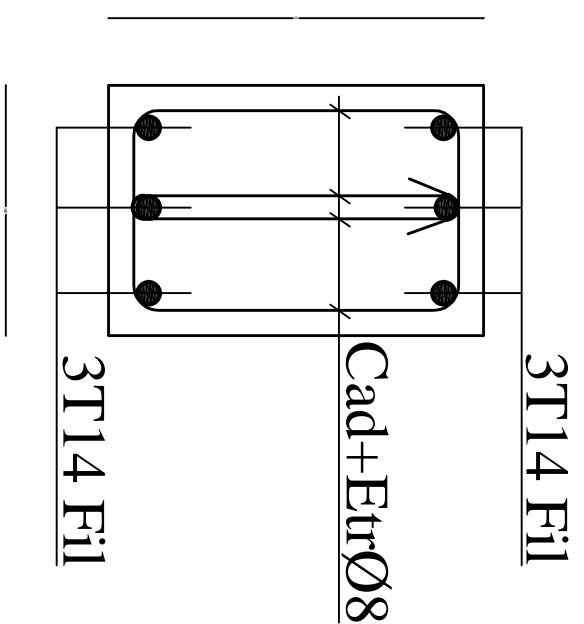
POUTRES Axes: 6



Coupe 1-1



Coupe 2-2



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE & POPULAIRE

UNIVERSITE Mouloud Mammeri TIZ OUZOU
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL
-Tizi Ouzou-

PROJET:
ETUDE DE LA STRUCTURE D UN CENTRE
HOSPITALIER EN R++7

Présenté par: Encadré p
MOUSSALI BEN BOUAZZA TILLELI
MASTER 2 MMEGHILAT.E

Désignation et ferrillage de poutres secondaires

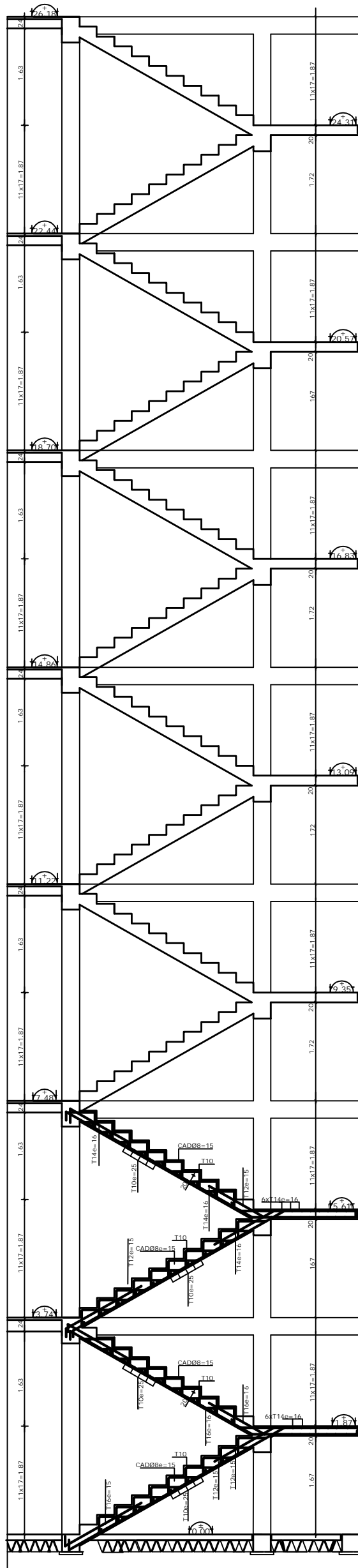
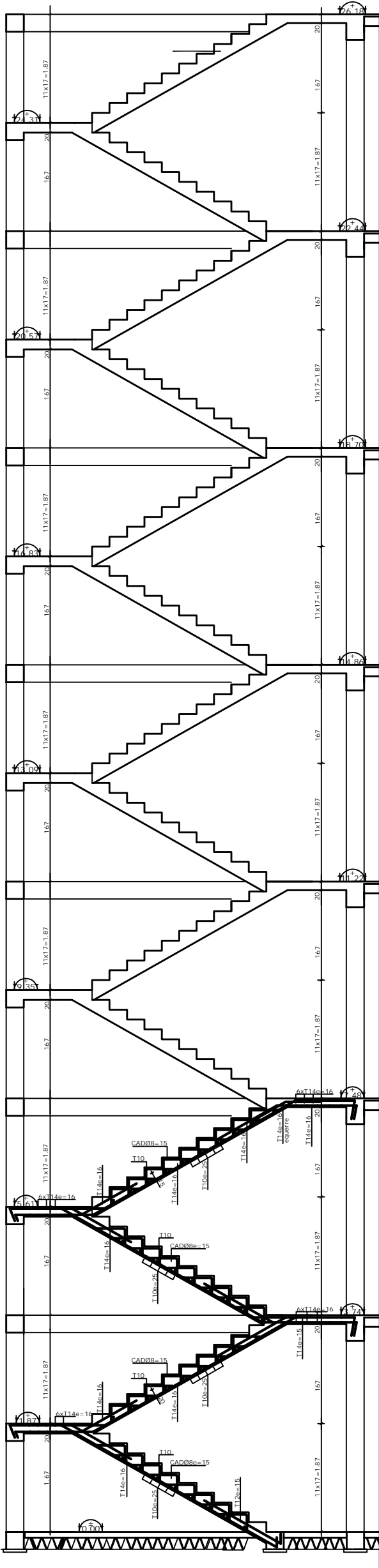
Date: 04
septembre 2025
Echelle: 1/20
Plan

Coffrage escalier 01

COUPE A-A

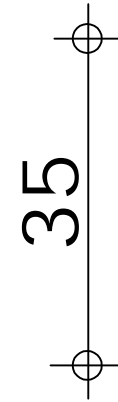
Coffrage escalier 02

COUPE B-B



1 — 1

3T14

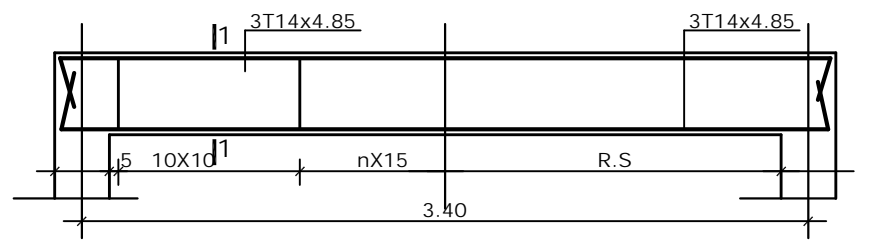


cad+etrØ8

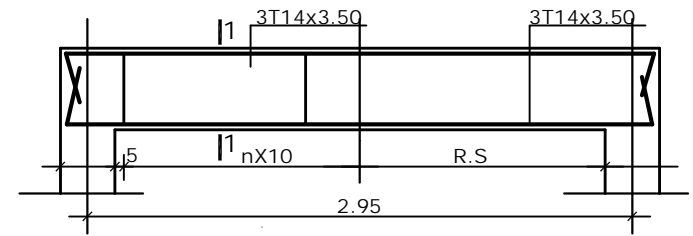
3T14

20

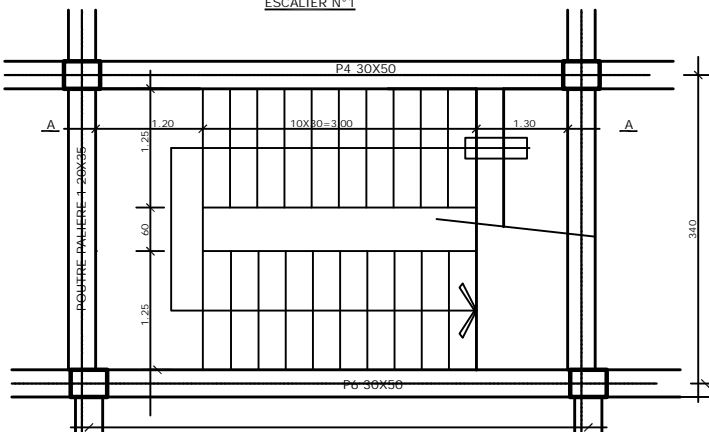
POUTRE PALIERE 1 20X35



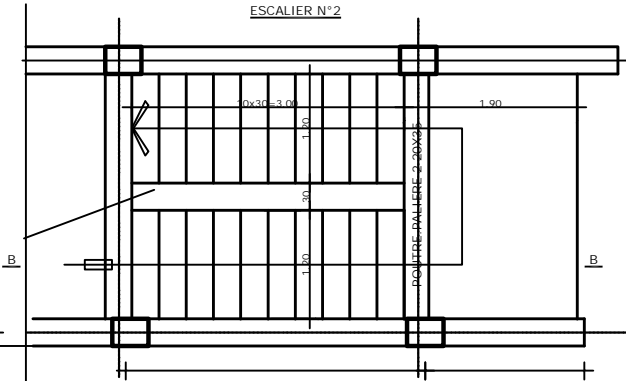
POUTRE PALIERE 2 20X35



ESCALIER N°1



ESCALIER N°2



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE & POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOU D MAMMERIE
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

-TIZI OUZOU-

PROJET:

ETUDE DE LA STRUCTURE D UN CENTRE
HOSPITALIER EN R+7

Présenté par: Moussi Ali
Ben Bouazza Tilleli
MASTER 2

Encadré par:
M^{me} MEGHLAT.E

Désignation: Coffrage et ferrillage des escaliers

Date: septembre 2025 Echelle: Plan N°: 02

CONCLUSION GÉNÉRALE

Ce projet qui consiste à faire l'étude d'un centre hospitalier (groupe d'usage A1), nous a permis de mettre en avant toutes les connaissances acquises au long de notre cursus, de nous enrichir d'avantage dans ce vaste domaine, tout en appliquant les différentes méthodes et logiciel ainsi que la réglementation.

Nous avons choisi l'utilisation du logiciel ETABS dans le but d'avoir un calcul rapide et précis qui nous assure un ferrailage adéquat pour les différents éléments de la structure.

Après avoir finalisé notre projet de fin d'étude, il convient de souligner combien la collaboration de l'ingénieur civil et l'architecte est importante pour une bonne conception parasismique.

Nous espérons bien que notre modeste travail soit plus ou moins satisfaisant et qu'il soit acceptable et conforme aux règles de calcul et de sécurité.

BIBLIOGRAPHIE :

Règlements :

- Règles parasismiques Algériennes RPA 99/ version 2003.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93.
- Règles de calcul de béton armé aux états limites BAEL 91.
- Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2) : Charge permanentes et charges d'exploitation.

Logiciels :

- Logiciel ETABS 9.7
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC
- EXCEL 2010
- WORD 2010
- AUTOCAD 2013

Ouvrages :

- Formulaire du béton armé de **Victor DAVIDOVICI**.
- Les abaques de **PIGEAUD**.
- Cours et TD des années spécialité (RDM, BETON, DDS...)
- Mémoire de fin d'études des promotions précédentes.
- Béton armé **jean pierre mougien**
- Formulaire de RDM **youde xiong**