

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



Mémoire de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme Master en génie civil
Option : construction civile et industrielle

THEME

Etude d'un bâtiment(R+8) à usage d'habitation
Contreventée par voiles et portiques
Avec l'application ETABS



Etudié par : M^r : MESSAD Ahmed

Dirigé par : M^{me} : CHERIFI.F

M^{elle} : MORSLI Nesrine

Promotion
2016/2017

Remerciements

Au terme de ce travail,

On tient en premier lieu à remercier le Bon Dieu pour le courage et la patience qu'il nous a donné afin de mener ce projet à terme.

Nous remercions vivement notre promotrice madame Chirifi.F d'avoir accepté de nous encadrer et de nous avoir proposé ce thème, ainsi que pour son travail encourageant, et ses conseils judicieux.

Nous remercions également nos parents et tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

Sans oublier de remercier les membres de jury d'avoir accepté de juger notre travail.

Enfin, nos remerciements vont à tous ceux qui, de loin ou de près ont aidé à l'élaboration de ce mémoire.



Dédicaces



Je dédie ce modeste travail :

✚ A mes chers parents

En témoignage de ma profonde gratitude et de mon incontestable reconnaissance, pour tous les sacrifices qu'ils me contentent, toute la confiance qu'ils m'accordent et tout l'amour dont ils m'entourent.

✚ A mes chers frères et sœurs

Zahia, Djamila, sadia, brahim et que je ne trouverais jamais assez de mots pour leurs exprimer mon amour, En leurs espérant le plein succès.

✚ A la famille

Ma grand-mère maternel, mes chères tantes et oncles à qui je souhaite le parfait bonheur.

✚ A ma binôme Nesrine

✚ Aux amis

Chères amies et que je remercie pour leur soutien et leurs encouragements, à tous les collègues du Master II, à mes amis et à tous ceux qui me sont chers.









Ahmed



DEDICACES

Je dédie ce modeste travail :

-  *A mes très chers parents qui m'ont guidée durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenue durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*
-  *A mon très cher frère Yazid et ma chère sœur Cylia.*
-  *A mon cher mari qui ma soutenue durant toute l'année.*
-  *A toute ma famille et ma belle famille sans exception.*
-  *A tous mes amis.*
-  *En fin, je remercie mon binôme AHMED qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

NESRINE

SOMMAIRE

❖ **Plan d'architecture**

❖ **Introduction générale**

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.

I.1 Introduction	1
I.2 Présentation de l'ouvrage à étudier	1
I.3 Elément de la structure	1
I.4 Hypothèse de calcul	3
I.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux	4

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.

II.1 Introduction	12
II.2 pré dimensionnement des planchers	12
II.3 pré dimensionnement des poutres	13
II.4 pré dimensionnement des poteaux	15
II.5 pré dimensionnement des voiles	24

Chapitre III : Calcul des éléments.

III.1 Calcul de l'acrotère	26
III.2 Le Plancher à corps creux	36
III.3 Etude de la salle machine	60
III.4 Les escaliers	70
III.5 Calcul des balcons	108
III.6 Etude de la poutre de chaînage	116

Chapitre IV : Etude de contreventement.

IV.1 Introduction	124
IV.2 Méthode de calcul	124
IV.3 Calcul des rigidités au niveau des portiques	126
IV.4 Calcul des coefficients \bar{K} relatifs aux portiques	128
IV.5 Calcul rigidités des voiles par niveaux	142
IV.6 Inertie fictive des portiques	142
IV.7 Comparaison des inerties des voiles et des portiques	151
IV.8 Vérification de l'effort vertical	152

Chapitre V : Modélisation et Vérification des conditions du RPA.

V.1 Introduction	154
V.2 Modélisation mathématique	154
V.3 Modélisation de la structure étudiée	154
V.4 Calcul sismique du bâtiment	154
V.5 Vérification des conditions du règlement parasismique Algérien	155

Chapitre VI : Ferrailage des éléments.

VI.1 Ferrailage des poteaux	162
VI.2 Ferrailage des poutres	176
VI.3 Ferrailage des voiles	191

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure.

VII.1 Introduction	202
VII.2 Etude géotechnique du sol	202
VII.3 Calcul du radier général	206
VII.4 Détermination de la surface nécessaire du radier	209
VII.5 Ferrailage du radier	215
VII.6 Ferrailage du débord	220
VII.7 Calcul des nervures	222
VII.8 Le ferrailage	233

❖ **Conclusion générale**

❖ **Références bibliographiques**

Introduction générale

Introduction général

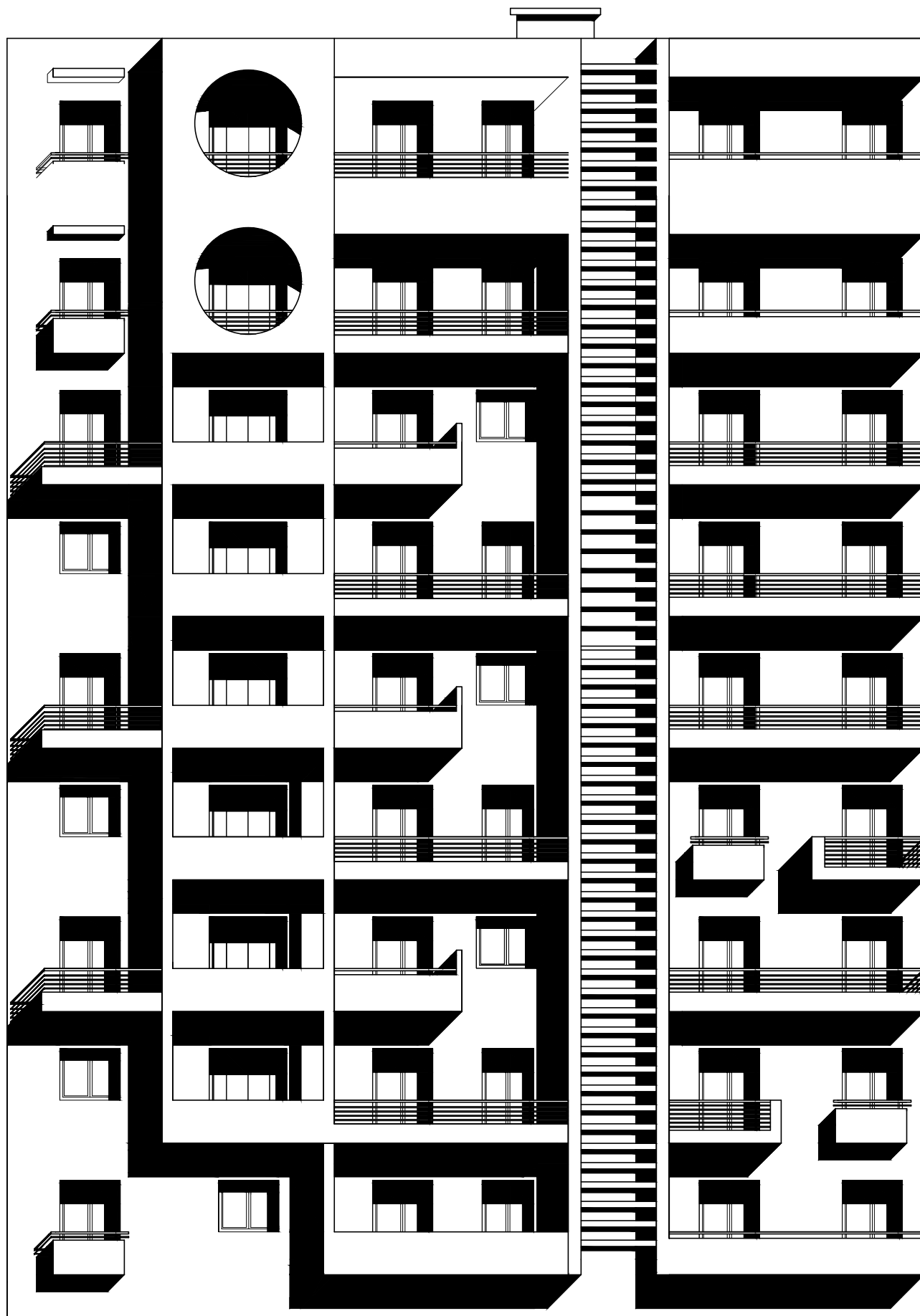
La construction des bâtiments a connu un développement rapide, surtout après la seconde guerre mondiale. L'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles techniques de construction qui permettent d'améliorer le comportement des structures et assurer une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des dégâts naturels tel que les séismes.

Comme l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se présente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense. Le dernier séisme dévastateur du 21 mai 2003, qui a touché les régions de centre du pays (Boumèdes, Alger et Tizi ouzou) est un grand exemple très probant d'énormes pertes tant humaines que matérielles.

Les expertises effectuées suite au séisme 2003 ont révélé que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

A cet effet, et à travers le monde, on a créé et imposé des règlements visant à cadrer les constructions en zones sismiques et à les classer, afin de mieux les concevoir et réaliser. Dans notre pays, on utilise le RPA99 révisé en 2003 comme règlement parasismique.

Ces règlements sont le fruit de longues années d'expériences et de recherche approfondie, dont le but est d'offrir un seuil de sécurité qui permettra de protéger les vies humaines et de limiter les dommages lors des secousses sismiques.



facade principale

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

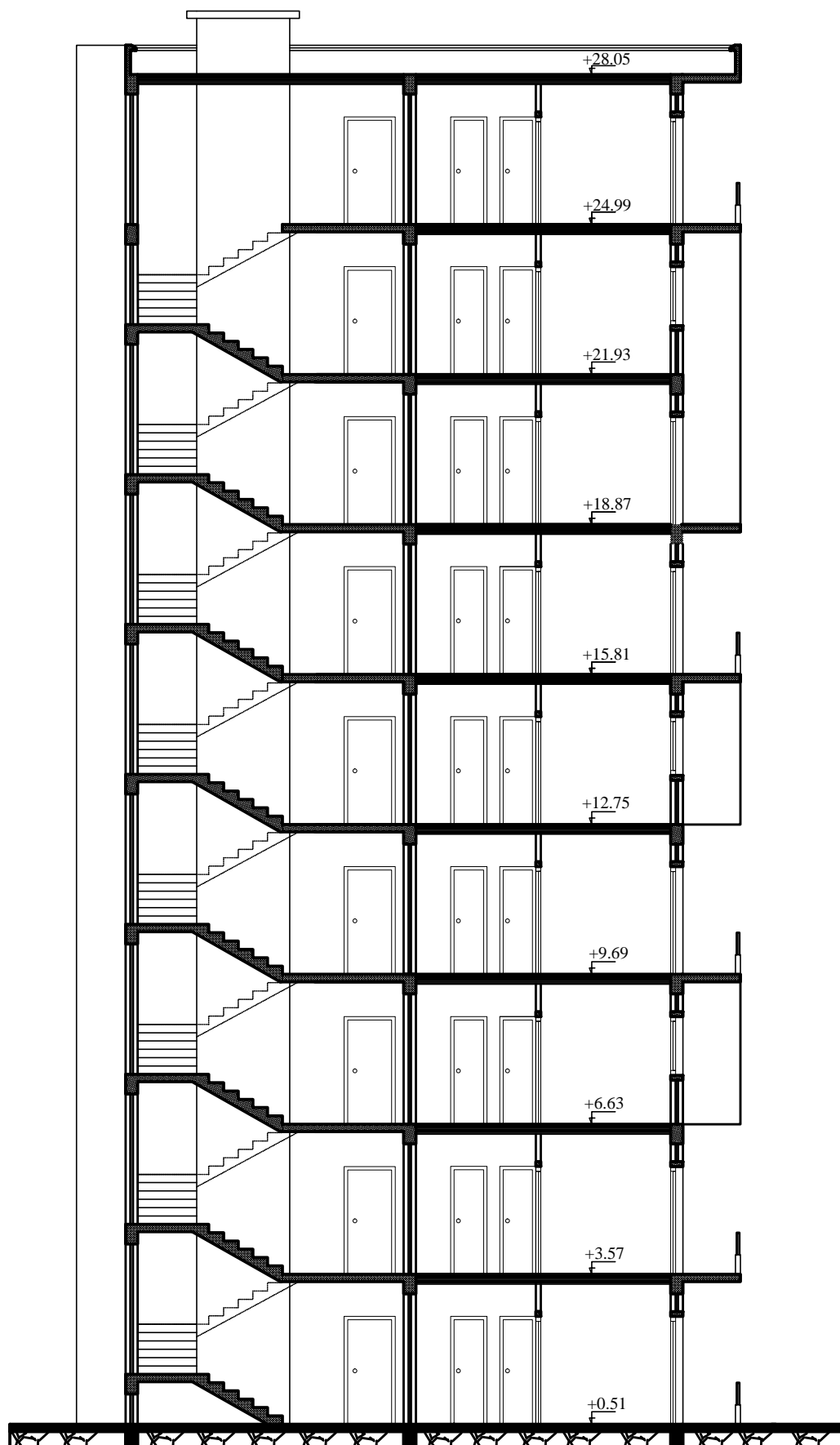
Meur: Messad Ahmed
Melle: Morsli Nesrine

Madamme: Chirifi

Façade
principale

plan :

Promotion :
2017



coupe AA

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

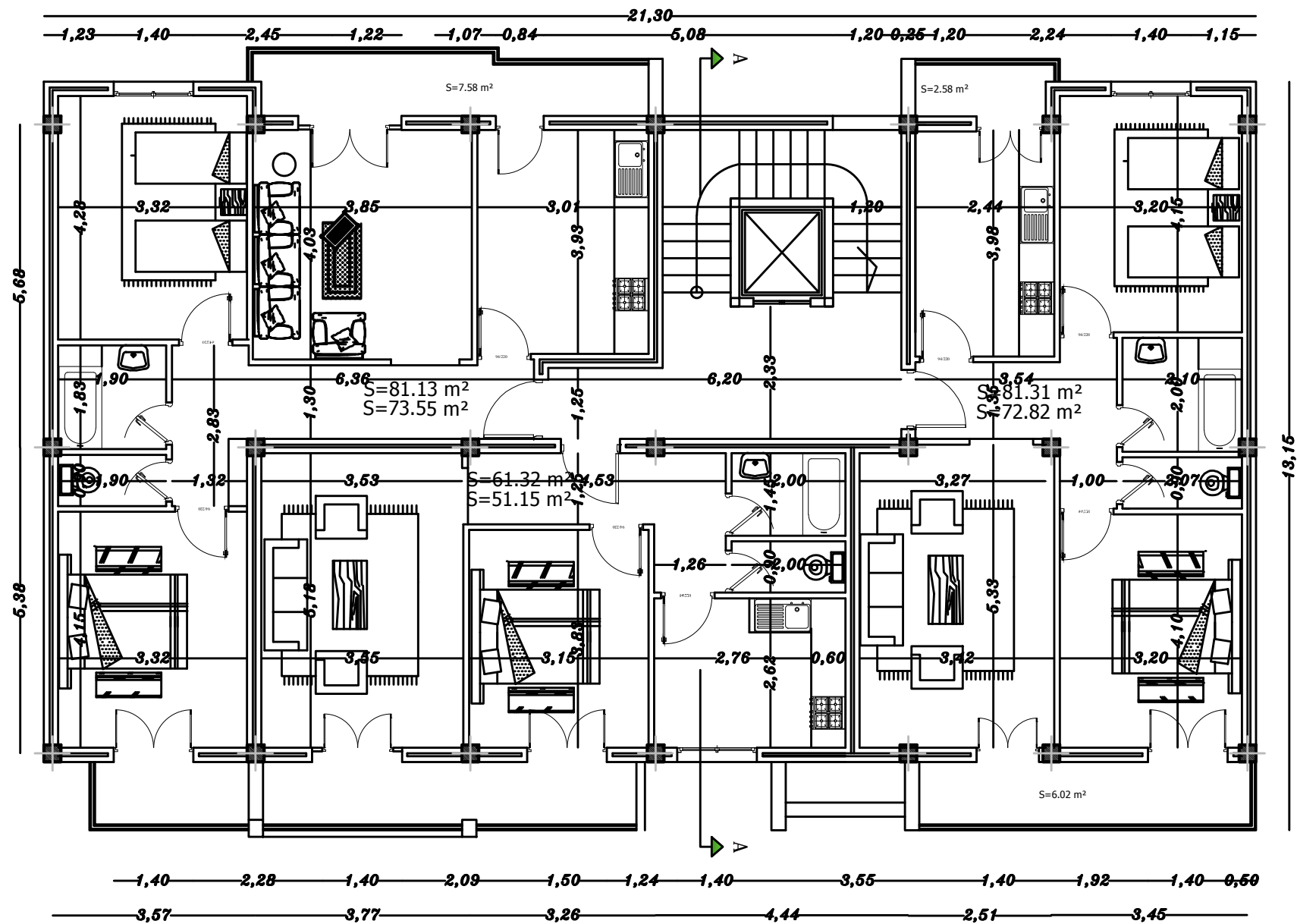
Meur: Messad Ahmed
Melle: Morsli Nesrine

Madamme: Chirifi

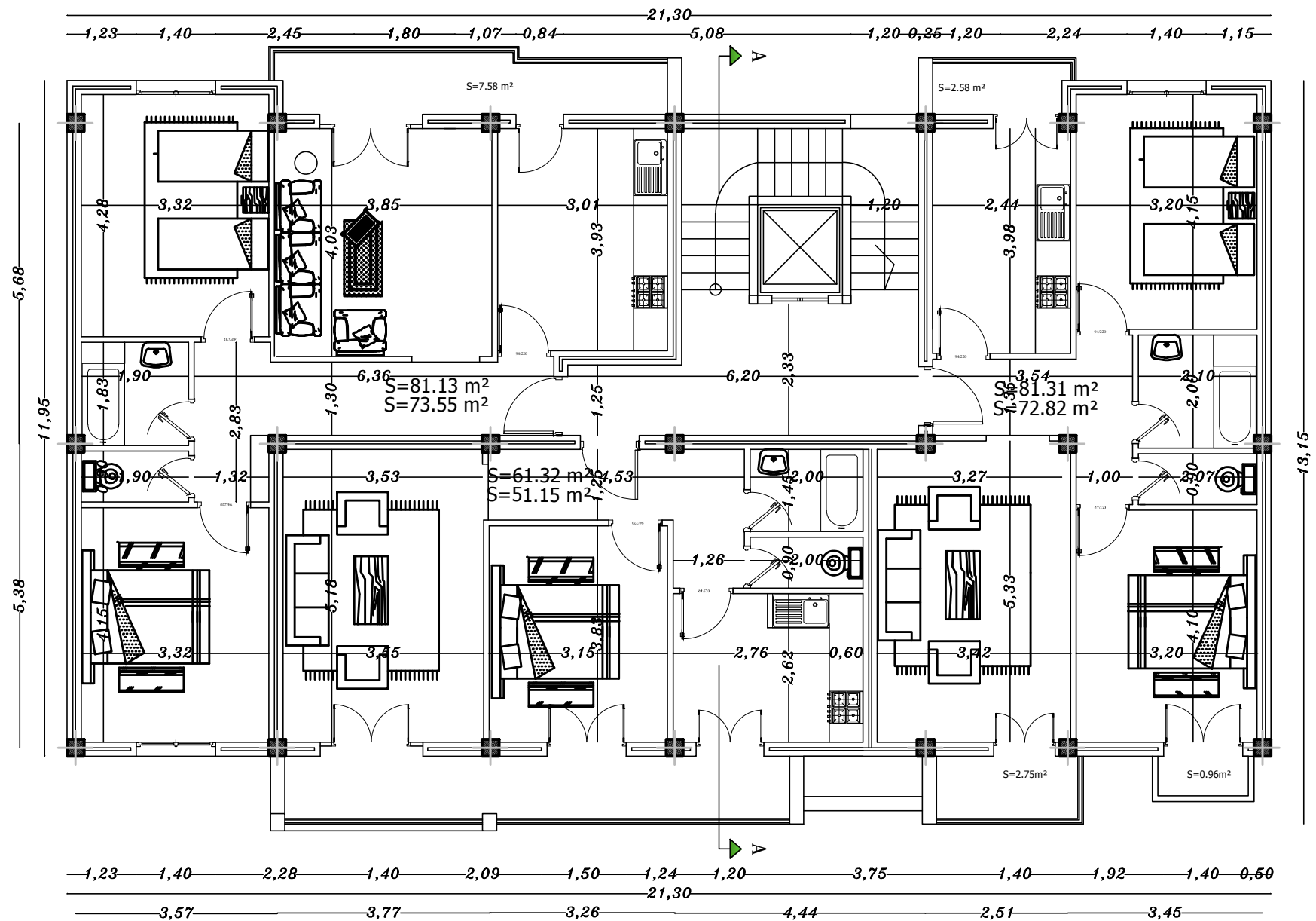
Coupe AA

plan :

Promotion :
2017



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Meur: Messad Ahmed	Plan 2°, 4°, 6° étage		plan :
Melle: Morsli Nesrine			Promotion :
Madamme: Chirifi			2017



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

Meur: Messad Ahmed

Melle: Morsli Nesrine

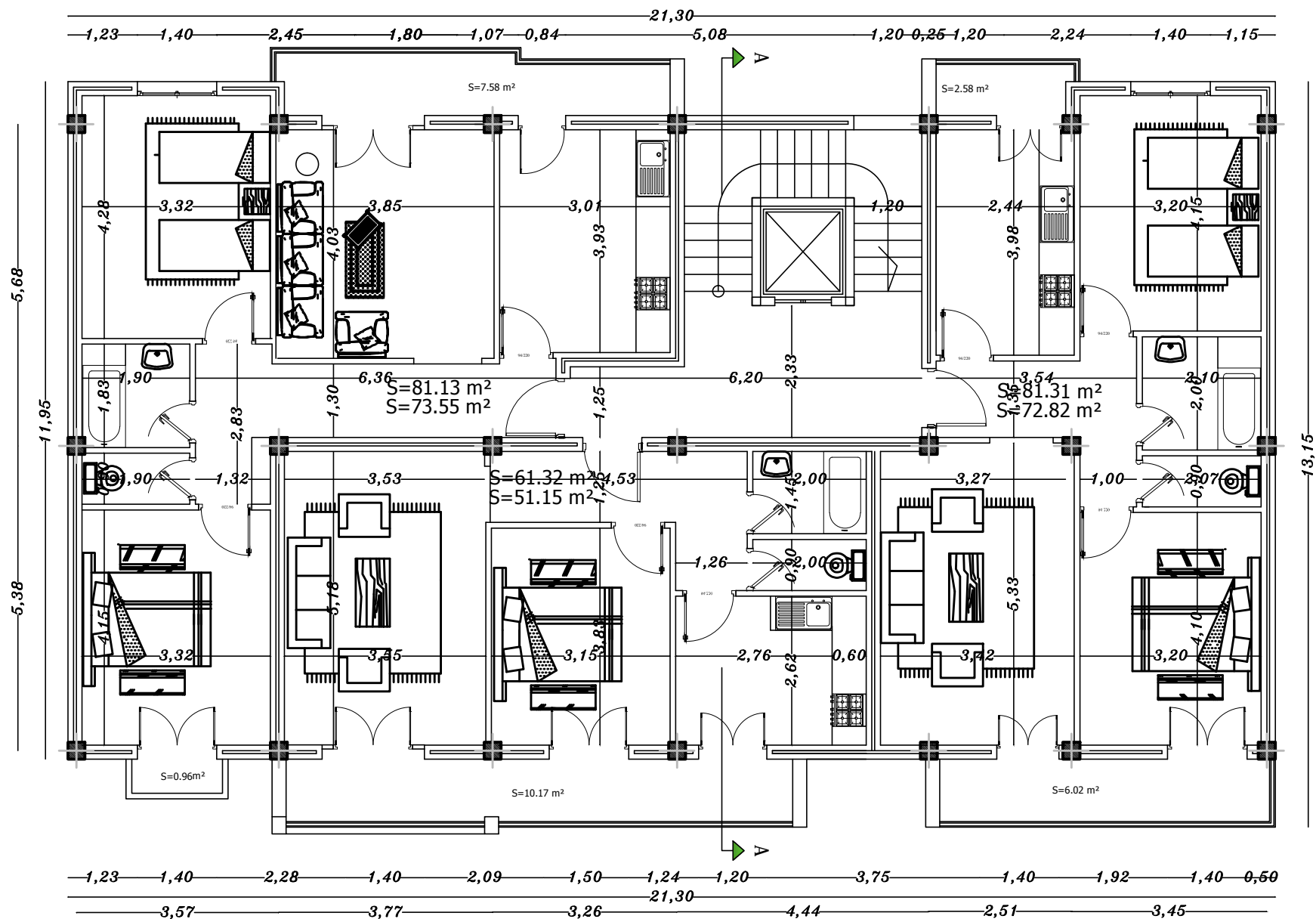
Madamme: Chirifi

Plan 1°, 3°, 5° étage

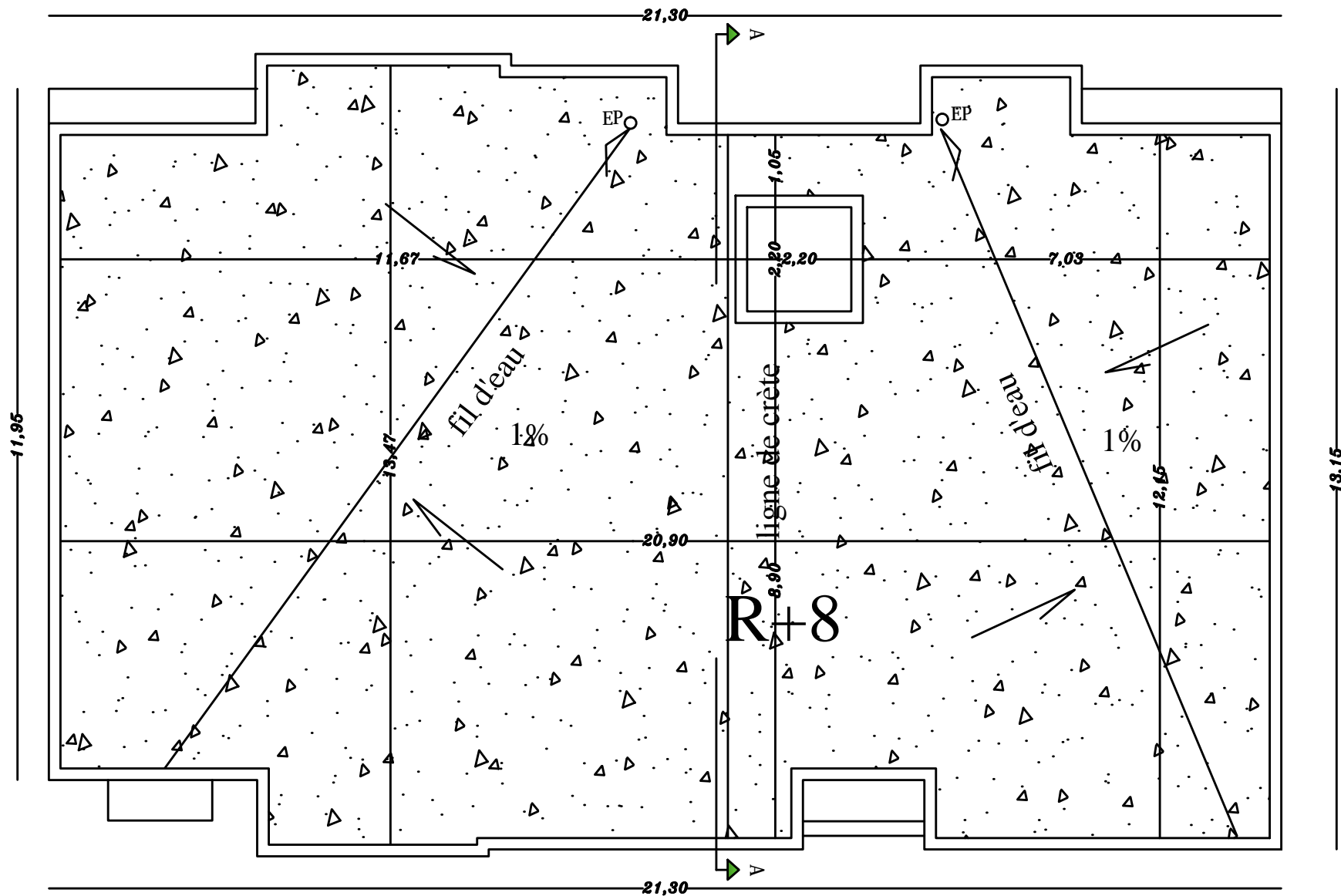
plan :

Promotion :

2017



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Meur: Messad Ahmed	Plan 7 et 8° étage		plan :
Melle: Morsli Nesrine			Promotion :
Madamme: Chirifi			2017



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Meur: Messad Ahmed	plan terrasse	plan :	
Melle: Morsli Nesrine		Promotion :	
Madamme: Chirifi		2017	

Chapitre I :
Présentation de l'ouvrage.

I.1 Introduction :

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage à savoir :

- * ses caractéristiques géométriques (longueur et largeur)
- * ses éléments constitutifs (éléments structuraux et non structuraux).
- * les caractéristiques des matériaux composant l'ouvrage.

I.2 Présentation de l'ouvrage à étudier :

Notre projet consiste en l'étude et calcul des éléments résistants d'un bâtiment **R+8** à usage d'habitation à ossature mixte (constituée de portiques et de voiles en béton armé). Ce bâtiment classé comme ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage 2) sera implanté à la wilaya de **Tizi ousou** qui est, selon le **RPA99** modifié en 2003, une zone de moyenne sismicité (**zone IIa**).

C'est un bâtiment qui comporte :

- un RDC et 08 étages courants à usage d'habitation.
- 01 cage d'escalier.
- 01 cage d'ascenseur.
- une terrasse inaccessible.

I.2.1 Caractéristique géométrique de l'ouvrage :

Le bâtiment est constitué d'un seul bloc en forme rectangulaire de dimensions suivantes :

- La hauteur totale du bâtiment28,05 m
- La hauteur du RDC 3,06 m
- La hauteur des étages courants3,06 m
- La longueur totale du bâtiment.....21,50 m
- La largeur totale du bâtiment 11,56 m
- La hauteur de l'acrotère 0,60 m

I.2.2 Propriétés mécanique du sol d'assise :

Le dossier géotechnique nous a fourni les données suivantes :

- La contrainte admissible du sol : **2.0 bar**
- Le site est considéré comme **meuble : s3**

I.3 Elément de la structure :

I.3.1 L'ossature :

Le bâtiment a une ossature mixte constituée de :

- portiques transversaux et longitudinaux destinés essentiellement à reprendre les charges et les surcharges verticales.

- voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) constituant un système de contreventement rigide et assurant la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales en plus des charges verticales (séismes, vent... etc.)

I.3.2 Les planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les différents niveaux, supportant et transmettent aux éléments porteurs les charges et les surcharges.

Notre bâtiment comporte deux types de planchers

Les planchers des étages courants sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.

Le plancher terrasse est inaccessible et comportera un système complexe d'étanchéité multicouche en forme de pente de **1,00 %** pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

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

Dans notre cas nous avons opté pour un plancher à corps creux pour les raisons suivantes :

- 1- facilité de réalisation.
- 2- réduction de la masse du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- 3- économie dans le coût de coffrage (les poutrelles et le corps creux forment un coffrage perdu)

I.3.3 Maçonnerie (remplissage) :

- **Les murs extérieurs** : ils seront réalisés en double cloisons de 25 [cm] d'épaisseur, en briques creuses de 10 [cm] avec une lame d'air de 5 [cm].
- **2- Les murs de séparation intérieurs** : ils seront réalisés en simples cloisons (briques creuses de 10 [cm] d'épaisseur).

I.3.4 Les escaliers :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux. Notre bâtiment est composé d'une cage d'escaliers

I.3.5 Cage d'ascenseur :

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

I.3.6 L'acrotère :

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

I.3.7 Les revêtements :

Les revêtements seront comme suit :

- carrelage pour les planchers et les escaliers.
- céramique pour les salles d'eaux et cuisines.
- mortier de ciment pour les murs de façades, cages d'escaliers et les locaux humides.
- plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

I.3.8 Les Coffrages :

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

I.3.9 Les fondations :

Par leur position et leur fonction stabilisatrice dans la structure, elles constituent une partie importante de l'ouvrage. C'est une liaison directe entre la structure et le sol.

Elles assurent aussi la transmission des charges et surcharges au sol.

Leur choix dépend du type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I.4 Hypothèse de calcul :

Le calcul de cet ouvrage est effectué conformément au règlement **BAEL 91**(béton armé aux états limites) basé sur la théorie des états limites.

I.4.1 Etats limites ultimes (ELU) :

Les états correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction soit :

- équilibre statique.
- résistance des matériaux de la structure.
- stabilité de forme.
- **Hypothèses :**
 - les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
 - pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
 - le béton tendu est négligé dans les calculs.

- l'allongement unitaire de l'acier est limité à 10 ‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de la compression simple.

I.4.2 Etats limites de service (ELS) :

Ils constituent les frontières au-delà des quelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- ouverture des fissures.
- déformation des éléments porteurs.
- compression dans le béton.
 - **Hypothèses :**
 - les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
 - pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
 - le béton tendu est négligé dans les calculs.
 - le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
 - le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s = 15E_b$; $n = 15$)

I.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.5.1 Le béton :

Le béton est un matériau de construction hétérogène constitué par 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. Le béton sera conforme aux normes **BAEL 91** et le **RPA 99** version **2003** applicable en **ALGERIE**.

Dans le cas courant, le béton utilisé est dosé à **350kg/ m³** de ciment (**CPJ 325**).

Les composants du béton :

Ciment : est un liant hydraulique, c'est-à-dire une matière inorganique finement moulue qui, gâchée avec de l'eau, forme une pâte faisant prise et durcit, et qui après durcissement conserve sa résistance.

L'eau de gâchage : l'eau employée pour le béton doit être de l'eau potable car tout usage d'autres eaux peut nuire au béton. Tout excès se traduit par augmentation du retrait, une augmentation de porosité et une chute de résistance.

Les granulats : leur taille est comprise entre 0 et 125 mm, leur nature et leur forme varient en fonction des gisements et les techniques de production. Dans un béton, les granulats apportent la consistance, le volume et la résistance. Ils présentent le squelette du béton.

I.5.1.1 Résistance du béton :

On définit deux types de résistance :

a) Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance mécanique à la compression à l'âge de 28 jours notée f_{c28} . Cette valeur est déterminée à la base d'écrasements d'éprouvettes normalisées de forme cylindrique ($d=16$ et $h=32$) par compression axiale après 28 jours de durcissement.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée par les formules données par le BAEL91 modifié 99.

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

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{cj} > 40\text{MPa.}$$

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

b) La Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{pour } f_{cj} \leq 60\text{MPa,}$$

Dans notre cas :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 (25) = 2,1 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL 91, Art A.2.1, 12})$$

I.5.1.2. Les contraintes limites:**a) La contrainte limite ultime à la compression :**

Elle correspond à la perte d'équilibre statique (bascullement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance mécanique (rupture), qui conduise à la ruine de l'ouvrage.

La contrainte limite à la compression est donnée par la formule suivante :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad \text{en Mpa} \quad (\text{BAEL 91, Art A.4.3, 41})$$

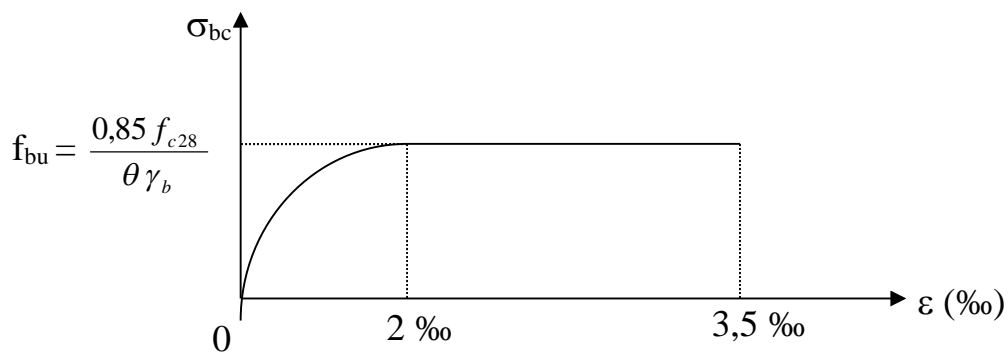


Figure I .1 Diagramme contrainte – déformation à L'ELU

Avec :

f_{bu} : contrainte ultime du béton en compression.

θ : coefficient dépendant de la durée (t) de l'application des combinaisons d'actions

$$\begin{cases} \theta = 1 & \text{si } t > 24 \text{ heures} \\ \theta = 0,9 & \text{si } 1 \text{ heure} \leq t \leq 24 \text{ heures} \\ \theta = 0,85 & \text{si } t \leq 1 \text{ heure} \end{cases}$$

t : durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

γ_b : coefficient de sécurité $\begin{cases} \gamma_b = 1,5 & \text{en situation courante} \\ \gamma_b = 1,15 & \text{en situation accidentelle} \end{cases}$

b) La contrainte limite de Service à la compression :

C'est l'état au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{bc} : \text{contrainte admissible à l'ELS}$$

$$j = 28 \text{ jour : } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa.}}$$

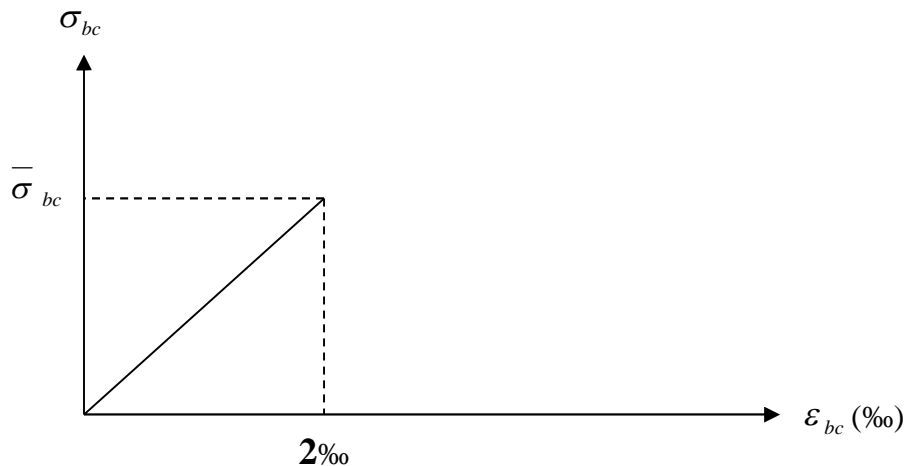


Figure I.2 Diagramme Contrainte – Déformation à l'ELS

c) La contrainte de cisaillement :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \quad (\text{BAEL91, art A.5.1})$$

Avec :

V_u : valeur de l'effort tranchant dans la section étudiée à (L'E.L.U)

b_0 : largeur de l'

d : hauteur utile.

- Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :
- ❖ $\tau_u = \min (0,13 f_{c28}, 5) \text{ MPa}$ pour la fissuration peu nuisible.
- ❖ $\tau_u = \min (0,10 f_{c28}, 4) \text{ MPa}$ pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

I.5.1.3. Module d'élasticité :

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et de la déformation engendrée.

Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de modules d'élasticité.

a) Module de déformation longitudinal du béton :**a-1) Module de déformation longitudinal instantané :**

Lorsque la contrainte appliquée est d'une durée inférieure à 24 heures, il résulte un module égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ en MPa}$$

$$\text{Pour } j = 28 \text{ jours} \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad E_{i28} = 32164,195 \text{ MPa}$$

a-2) Module de déformation longitudinal différée :

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

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ en MPa} \quad \text{D'où} \quad E_{vj} = 10818,865 \text{ MPa.}$$

Le fluage : il correspond à un raccourcissement dans le temps sous contrainte qui se stabilise au bout d'une période comprise entre 3 et 5 ans.

Le retrait : c'est un phénomène de raccourcissement différé due principalement au départ de l'eau libre interne.

b) Module de déformation transversale du béton :

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

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

Avec :

E : module de Young

$$\nu = \frac{\text{déformation relative transversale}}{\text{déformation relative longitudinale}}$$

ν : coefficient de Poisson ;

$\nu = 0,000000$ pour le calcul des déformations en considérant le béton à l'ELU

$\nu = 0,200000$ pour le calcul des déformations en considérant le béton à l'ELS

I.5.2. Acier :**a) Définition :**

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression.

Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 03 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

b) Caractéristiques mécaniques des aciers utilisés :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe en MPa	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement ψ
Aciers en Barre	Rond Lisse FeE235	R L	235	1	1
Aciers en Barre	Haute adhérence FeE400	H A	400	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL 520($\Phi < 6$)	T S	520	1,3	1

Tableau I.1 Caractéristiques mécaniques des aciers.

c) Module d'élasticité longitudinale de l'acier : Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à : $E_s = 200000 \text{ MPa}$.

d) Coefficient de poisson des aciers : il est pris égale $\nu = 0,3$.

- ✓ Dans notre cas, on utilise des aciers à haute adhérence avec une nuance Fe E400 avec $f_e = 400 \text{ Mpa}$

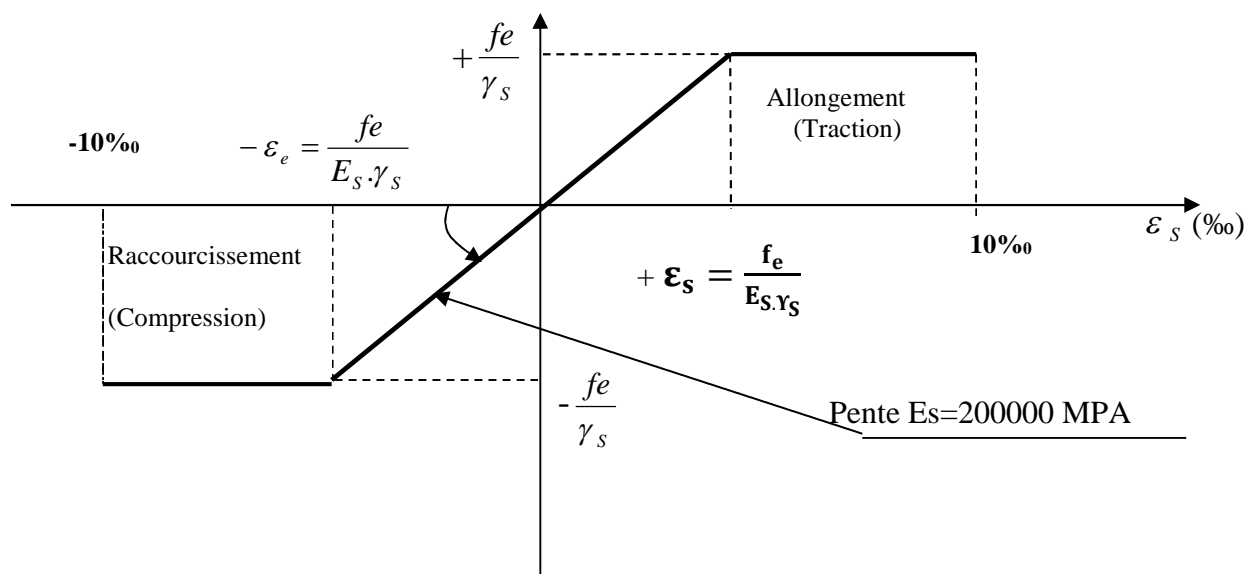
e) Contrainte limite :

e-1) à l'ELU Contrainte limite ultime :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Avec : } \gamma_s : \text{coefficient de sécurité de l'acier.}$$

$\gamma_s = 1,00$ en situation courante

$\gamma_s = 1,15$ en situation. Accidentelle ou transitoires.


Figure I.3 Diagramme de contrainte déformation de l'acier

e-2) à l'ELS Contrainte limite de service :

Pour limiter les fissurations et l'importance des ouvertures dans le béton, on doit limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service, en fonction de la fissuration.

e-2-1) Fissuration peu préjudiciable : (BAEL91, art A.4.5, 32)

Dans ce cas l'élément se trouve dans des locaux couverts, il n'est soumis à aucune condensation donc il n'est pas nécessaire de limiter les contraintes dans les aciers.

e-2-2) Fissuration préjudiciable : (BAEL91, art A.4.5, 33)

Lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations ou peuvent être alternativement noyés et émergés en eau douce, il faut vérifier que :

$$\sigma_{st} \leq \min \left[\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) \right] \text{ MPA.}$$

f_e : limite d'élasticité des aciers utilisés (Mpa)

f_{t28} : résistance caractéristique à la traction du béton (Mpa)

η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses et treillis soudés.

$\eta = 1,3$ pour les aciers à haute adhérence ($\Phi < 6\text{mm}$)

$\eta = 1,6$ pour les aciers de moyenne adhérence ($\Phi > 6\text{mm}$)

e-2-3) Fissuration très préjudiciable : (BAEL91, art A.4.5.34)

Lorsque les éléments sont exposés à un milieu agressif (eau de mer, l'atmosphère marine ou aux gaz) ou bien doivent assurer une étanchéité, on observe la règle suivante :

$$\sigma_s = \min \{ 0,5 f_{ij}, 90 \sqrt{\eta f_{ij}} \} \quad (\text{Mpa})$$

✓ Protection des armatures : (BAEL 91, art A.7.2.4)

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

- $C \geq 1\text{cm}$: pour les parois situées dans les locaux couverts et ceux non exposés aux condensations.
- $C \geq 3\text{cm}$: pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).

- $C \geq 5\text{cm}$: pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.

- ✓ **La réglementation utilisée :** L'étude du présent ouvrage sera menée suivant les règles :
 - BAEL 91 modifié (règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé suivant la méthode des états limites).
 - RPA 99 modifié 2003 (règles parasismiques algériennes).

Chapitre II :
pré dimensionnement des éléments.

II.1 Introduction :

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure (poutres, poteaux et voiles) passe impérativement par un dimensionnement préliminaire appelé pré dimensionnement. Pour cela, nous évaluons les charges et les surcharges qui vient à chaque élément porteur de la structure.

II.2 pré dimensionnement des planchers :

Le plancher est une partie horizontale de la construction, ses fonctions essentielles sont :

- la séparation entre chaque deux niveau successif d'un bâtiment.
 - la transmission des différentes charges aux éléments porteurs.
 - la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement.
 - la résistance aux charges et surcharges.
 - l'isolation thermique et phonique d'où l'assurance du confort et de protection des occupants.
- ❖ Dans notre structure on a opté pour deux types de planchers : planchers à corps creux pour les étages courants et des dalles pleines pour les balcons.

a) Plancher en corps creux :

Il constitué de corps creux et une dalle de compression en béton armé coulé sur place et ferrailée de treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées suivant le sens de la plus petite portée.

La hauteur du plancher est donnée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad (\text{BAEL 91, modifié 99, Art B.6.8.423})$$

Avec :

h_t : hauteur total du plancher en (cm).

L_{\max} : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles en (cm).

✓ Remarque :

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

$$L_{\max} = 444 - 25 = 419 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{419}{22,5} = 18,62 \text{ cm}$$

Nous adopterons un plancher de 20 cm d'épaisseur de (16+4) $\Rightarrow h_t=20 \text{ cm}$.

Soit :

Epaisseur de corps creux = 16 cm.

Epaisseur de la dalle de compression = 4 cm.

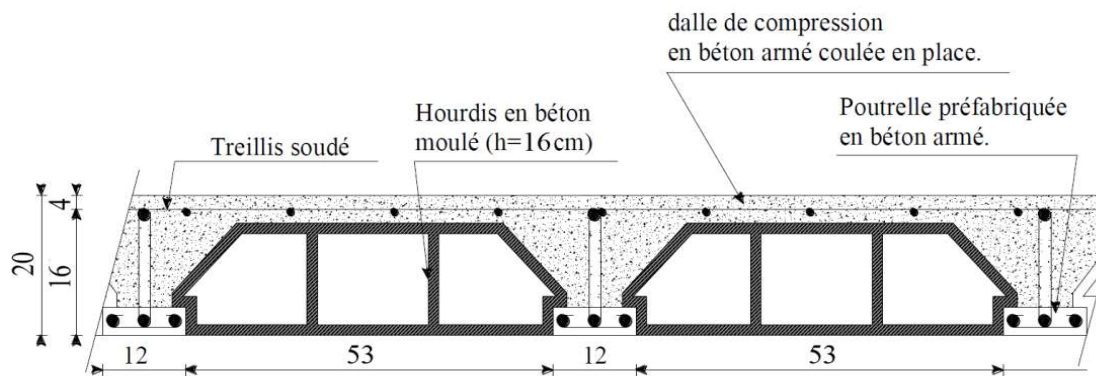


Figure II.1 plancher en corps creux (16+4)

b) Plancher en dalle pleine

Les planchers en dalle pleine sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions.

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

$$e \geq L_0 / 10$$

$L_0 = 1,20 \text{ m}$: portée libre du porte à faux.

e : épaisseur de la dalle.

$$e \geq 120 / 10 \rightarrow e \geq 12,00 \text{ cm}$$

On adoptera une épaisseur de **15 cm**

II.3 pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé qui transmettent les charges aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Les dimensions d'une poutre de section rectangulaire simplement appuyée (poutres isostatiques) sont données par la formule empirique suivante :

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

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

- h_t : hauteur de la poutre.
- L_{\max} : portée libre entre nus d'appuis.
- b : largeur de la poutre.

❖ On distingue deux types des poutres :

a) Poutres principales (sens transversal) :

Ce sont des poutres porteuses.

La hauteur de la poutre : $L_{\max} / 15 \leq h_t \leq L_{\max} / 10$

$$L_{\max} = 568 - 25 = 543 \text{ cm}$$

$$543/15 \leq h_t \leq 543/10 \Rightarrow 36,2 \leq h_t \leq 54,3 \text{ cm} \quad \text{soit } h_t = 45 \text{ cm}$$

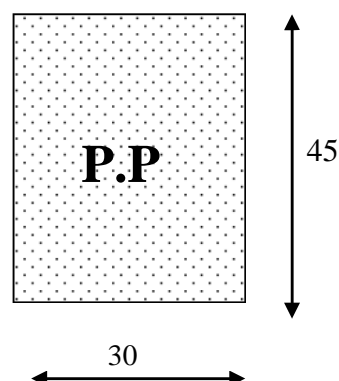
La largeur de la Poutre : $0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$

$$0,4(45) \leq b \leq 0,7(45) \Rightarrow 18,00 \leq b \leq 31,50 \text{ cm} \quad \text{soit } b = 30 \text{ cm}$$

➤ **Vérifications relatives aux exigences du RPA : (RPA99, Art 7.5.1)**

- $b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 30 \geq 20 \text{ cm}$ condition Vérifiée
- $h_t \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 45 \geq 30 \text{ cm}$ condition Vérifiée
- $h_t / b \leq 4 \dots\dots\dots 45 / 30 = 1,5 \leq 4$ condition Vérifiée

❖ donc la section de la poutre principale (sens transversal) : **(30x45) cm²**



b) Poutres secondaires (sens longitudinal) :

Ce sont des poutres parallèles aux poutrelles.

La hauteur de la poutre : $L_{\max} / 15 \leq h_t \leq L_{\max} / 10$

$$L_{\max} = 444 - 25 = 419 \text{ cm}$$

$$419 / 15 \leq h_t \leq 419 / 10 \Rightarrow 27.93 \leq h_t \leq 41.9 \text{ cm} \quad \text{soit } h_t = 35 \text{ cm}$$

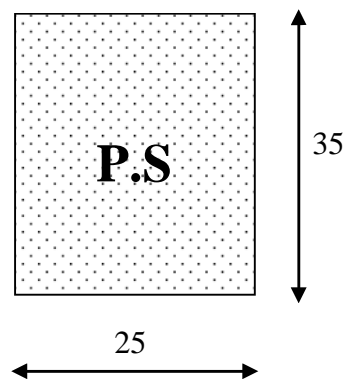
La largeur de la Poutre : $0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$

$$0,4(35) \leq b \leq 0,7(35) \Rightarrow 14,00 \leq b \leq 24.50 \text{ cm} \quad \text{soit } b = 25 \text{ cm}$$

➤ **Vérifications relatives aux exigences du RPA :** (RPA99, Art 7.5.1)

- $b \geq 20 \text{ cm}$ $25 \geq 20 \text{ cm}$ condition Vérifiée
- $h_t \geq 30 \text{ cm}$ $35 \geq 30 \text{ cm}$ condition Vérifiée
- $h_t / b \leq 4$ $35 / 25 = 1,40 \leq 4$ condition Vérifiée

❖ donc la section de la poutre secondaire (sens longitudinal) : **(25x35) cm²**



II.4 pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs qui transmettent aux fondations tous les efforts provenant de la superstructure le pré dimensionnement des poteaux sera fait à l'ELS en compression simple, en considérant un effort N qui sera appliqué sur la section de béton du poteau le plus sollicité, cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$S \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma}_{bc}}$$

N_s : effort de compression $N_s = G + Q$

S : section transversale du poteau.

$\overline{\sigma}_{bc}$: contrainte limite de service du béton en compression.

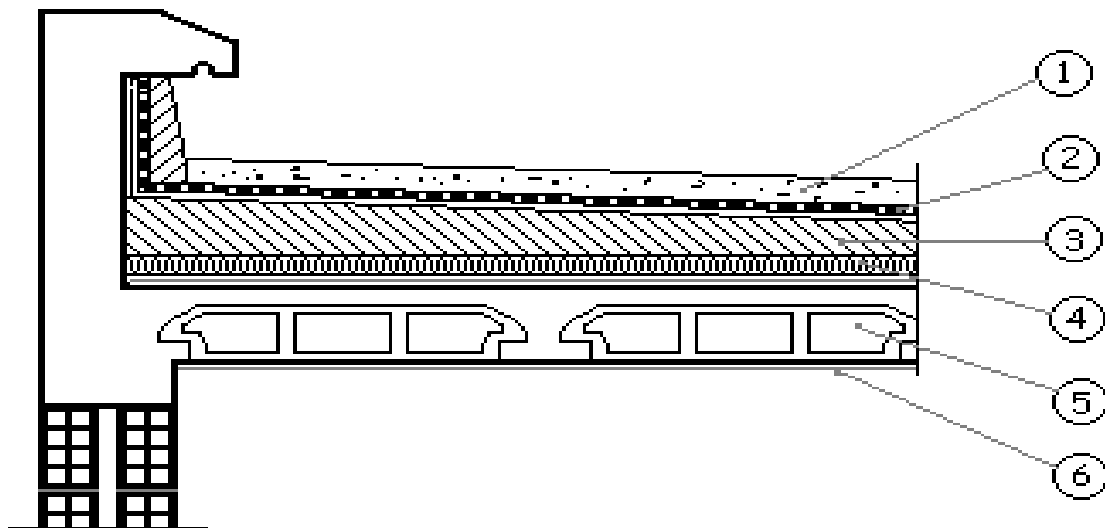
$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

II.4.1 détermination des charges et surcharges :

Il s'agit de déterminer la nature et l'intensité des différentes charges ou actions qui agissent sur la structure en tenant compte du document technique réglementaire en l'occurrence le **DTR BC.2.2** (charges permanentes et charges d'exploitation).

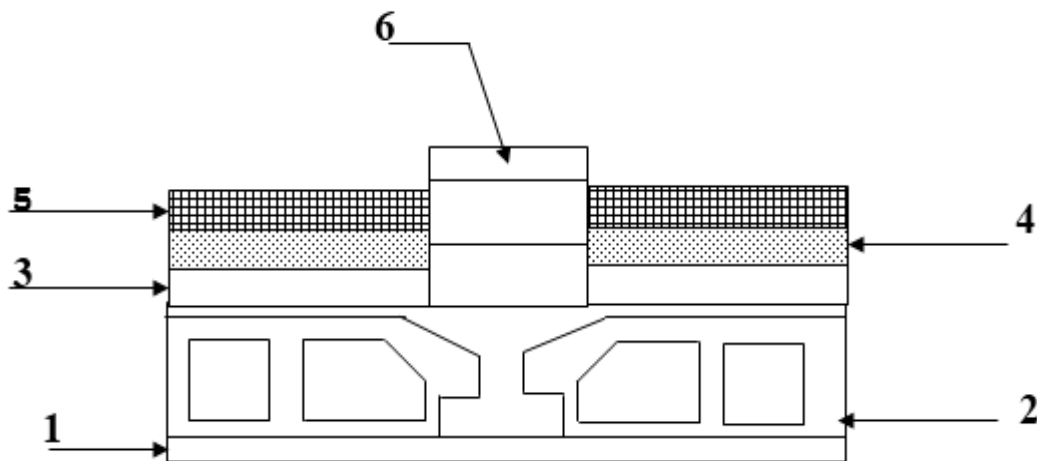
II.4.1.1 Les charges permanentes :**a) Plancher terrasse inaccessible (Figure II.2) :****Tableau II.1 Charge permanente de la terrasse.**

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Protection gravillon	0,05	20	1,00
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Béton en forme de pente	0,07	22	1,54
4	Isolation thermique	0,04	4	0,16
5	Plancher à corps creux	0,20	14	2,8
6	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
				GTOT = 5,83

**Figure II.2 plancher terrasse.**

b) Plancher d'étage courant (Figure II.3) :
Tableau II.2 : Charge permanente de l'étage courant.

N°	Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN /m ²)
1	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
2	Dalle en corps creux	0,2	14	2,80
3	Couche de sable	0,03	18	0,54
4	Mortier de pose	0,02	20	0,4
5	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
6	Cloison de séparation interne	0,10	13	1,30
				G_{TOT} = 5,68


Figure II.3 plancher étage courant.
b-1) balcon (Figure II.4) :
Tableau II.3 : Charge permanente du balcon.

N°	Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN /m ²)
1	Enduit en ciment	0,03	18	0,54
2	Dalle pleine	0,15	25	3,75
3	Couche de sable	0,03	18	0,54
4	Mortier de pose	0,02	20	0,40
5	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
6	Cloison de séparation interne	0,10	13	1,30
				G_{TOT} = 6,97

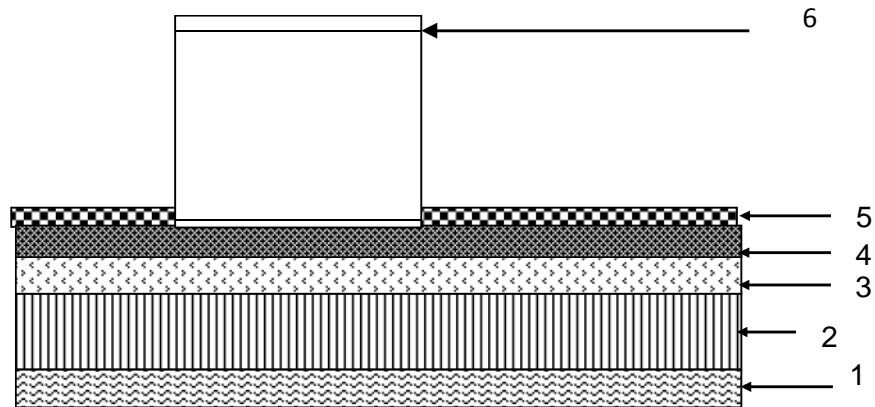


Figure II.4 balcon.

b-2) cloison extérieure (Figure II.5) :

Tableau II.4 : Charge du mur extérieur.

N°	Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN /m ²)
1	Enduit ciment	0,02	18	0,36
2	Brique creuse (10 cm)	0,10	9	0,90
3	Ame d'aire	0,05	/	0,00
4	Brique creuse (10 cm)	0,10	9	0,90
5	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
				G_{TOT} = 2.36

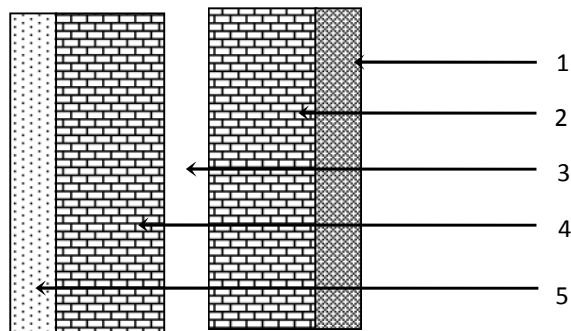
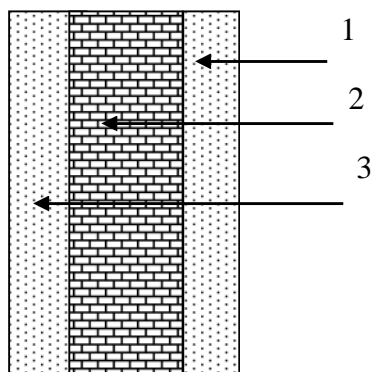


Figure II.5 Coupe verticale d'un mur extérieure.

b-3) Murs intérieurs (Figure II.6) :
Tableau II.5 : Charge du mur intérieur.

Elément	Epaisseur (m)	La charge (KN/m ²)
1. Enduit de plâtre	0,02	0,20
2. Briques creuses	0,10	0,90
3. Enduit de plâtre	0,02	0,20
		G = 1,3


Figure II.6 Coupe verticale d'un mur intérieur.
II.4.1.2 Les charges d'exploitation :

Les charges d'exploitation données par le **DTR** sont :

- ♦ Plancher terrasse (inaccessible)..... $Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$.
- ♦ Plancher étage courant à usage d'habitation..... $Q = 1,50 \text{ KN/m}^2$.
- ♦ Plancher à usage bureau..... $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$.
- ♦ Plancher à usage commercial..... $Q = 4,00 \text{ KN/m}^2$.
- ♦ L'escalier..... $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$.
- ♦ Balcon..... $Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$.
- ♦ L'acrotère..... $Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$.

II.4.2 charge et surcharge revenant au poteau :

Le poteau le plus sollicité correspond au croisement des portiques **(B)** et **(2)**

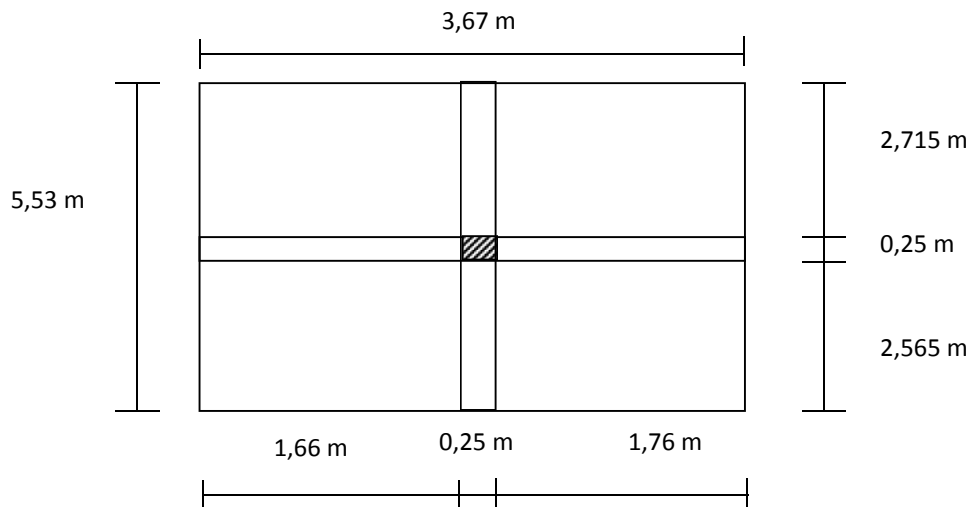


Figure II.7 Le poteau le plus sollicité.

a) Poids propre de chaque plancher :

Surface d'influence :

$$S_G = 1,66(2,565 + 2,715) + 1,76(2,565 + 2,715)$$

$$S_G = 18,06 \text{ m}^2$$

a-1) plancher terrasse (inaccessible) :

$$S_G \times G_{\text{terrasse}} = 18,06 \times 6,63 = 119,74 \text{ KN}$$

a-2) plancher d'étage courant :

$$S_G \times G_{\text{étage}} = 18,06 \times 5,68 = 102,58 \text{ KN}$$

▪ Poids propre de chaque poutre :

Poutre principale :

$$P_p = 0,30 \times 0,45 \times (2,715 + 2,565) \times 25$$

$$P_p = 17,82 \text{ KN.}$$

Poutre secondaire :

$$P_s = 0,25 \times 0,35 \times (1,66 + 1,76) \times 25$$

$$P_s = 7,48 \text{ KN.}$$

➔ Poids propres total des poutres **$P_{\text{tot}} = 25,30 \text{ KN}$**

▪ Poids propre des poteaux :

Pour le poids propre du poteau on utilisera la section minimale du RPA préconisé pour la zone IIa à savoir $(25 \times 25) \text{ cm}^2$

➔ Poids du poteau des étages courants

$$G = 0,25 \times 0,25 \times 3,06 \times 25 = 4,781 \text{ KN.}$$

b) charges d'exploitation :

b-1) plancher terrasse inaccessible :

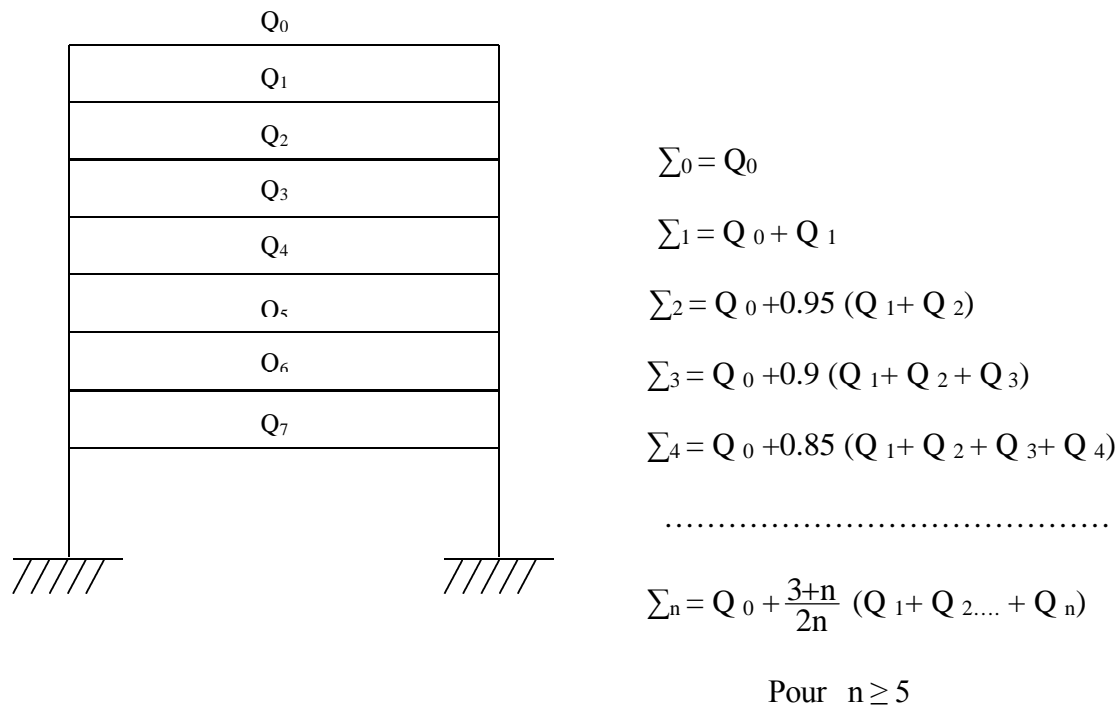
$$Q_0 = 1 \times 18,06 = 18,06 \text{ KN.}$$

b-2) plancher étage courant :

$$Q_{1 - rdc} = 1,5 \times 18,06 = 27,09 \text{ KN.}$$

II.4.3 La loi de dégression des charges en fonction du nombre d'étage :

Les règles du **BAEL** nous imposent une dégression des charges d'exploitation et ceci pour tenir compte de non simultanéité du chargement sur tous les plancher.



II.6 Tableau des Coefficients de dégression de surcharges

	Q_0	Q_1	Q_2	Q_3	Q_4	Q_5
Niveau (m)	27,54	24,48	21,42	18,36	15,30	12,24
Coefficient	1	1	0,95	0,9	0,85	0,8

	Q_6	Q_7	Q_8	Q_9
Niveau (m)	09,18	06,12	03,06	00,00
Coefficient	0,75	0,714	0,687	0,667

$$\text{Terrasse} = Q_0$$

$$08^{\text{ème}} = Q_0 + Q_1$$

$$07^{\text{ème}} = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$$

$$06^{\text{ème}} = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$05^{\text{ème}} = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

$$04^{\text{ème}} = Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$$

$$03^{\text{ème}} = Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$$

$$02^{\text{ème}} = Q_0 + 0,714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$$

$$01^{\text{er}} = Q_0 + 0,687 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$$

$$\text{RDC} = Q_0 + 0,636 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$$

Application numérique :

$$\text{Terrasse} = 18,06 \times 1 = 18,06 \text{ [KN]}$$

$$08^{\text{ème}} = 18,06 + 27,09 = 45,15 \text{ [KN]}$$

$$07^{\text{ème}} = 18,06 + 0,95 (2 \times 27,09) = 69,531 \text{ [KN]}$$

$$06^{\text{ème}} = 18,06 + 0,90 (3 \times 27,09) = 91,203 \text{ [KN]}$$

$$05^{\text{ème}} = 18,06 + 0,85 (4 \times 27,09) = 110,166 \text{ [KN]}$$

$$04^{\text{ème}} = 18,06 + 0,80 (5 \times 27,09) = 126,42 \text{ [KN]}$$

$$03^{\text{ème}} = 18,06 + 0,75 (6 \times 27,09) = 139,965 \text{ [KN]}$$

$$02^{\text{ème}} = 18,06 + 0,714 (7 \times 27,09) = 153,456 \text{ [KN]}$$

$$01^{\text{er}} = 18,06 + 0,687 (8 \times 27,09) = 166,947 \text{ [KN]}$$

$$\text{RDC} = 18,06 + 0,667 (9 \times 27,09) = 180,681 \text{ [KN]}$$

Tableau II.7 Tableau récapitulatif des calculs relatifs à chaque niveau et la détermination de la section des poteaux.

Niveau	Poids des planchers (KN)	Poids des poteaux (KN)	Poids des poutres (KN)	G _{tot}	G _{cumul}	Q _{cumul}	N _s = G _c +Q _c	S _{min} (cm ²)	S _{adopté} (cm ²)
terrasse	119.74	/	25.30	145.04	145.04	18.06	145.04		/
08	100.77	4,781	25.30	130.851	275.891	45.15	275.891	214.03	40x40
07	100.77	4,781	25.30	130.581	406.742	69.531	406.742	317.52	40x40
06	100.77	4,781	25.30	130.581	537.593	91.203	537.593	419.20	40x40
05	100.77	4,781	25.30	130.581	668.444	110.166	668.444	519.07	45x45
04	100.77	4,781	25.30	130.581	799.295	126.42	799.295	617.14	45x45
03	100.77	4,781	25.30	130.581	930.146	139.965	930.146	713.41	45x45
02	100.77	4,781	25.30	130.581	1060.997	153.456	1060.997	809.64	50x50
01	100.77	4,781	25.30	130.581	1191.848	166.947	1191.848	905.86	50x50
RDC	100.77	4,781	25.30	130.581	1322.699	180.681	1322.699	1002.25	50x50

Les sections adoptées sont comme suite :

- Du RDC au 02^{ème} étage 50x50 cm²
- Du 03^{ème} au 05^{ème} étage 45x45 cm²
- Du 06^{ème} au 08^{ème} étage 40x40 cm²

NB : Les sections des poteaux adoptées dans ce chapitre risquent d'être modifiées prochainement pour les raisons suivantes :

- si les sections de ferrailage sont importantes on est appelé à augmenter les sections du béton
- si la période de vibration n'est pas vérifiée.

II.4.4 vérification des sections des poteaux (RPA99/2003/ art.7.7) :

❖ $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \dots \text{Zone II.}$ Condition vérifiée.

❖ $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$ Condition vérifiée.

❖ $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$ Condition vérifiée.

➔ Les recommandations de RPA citées ci-dessus ont été vérifiées pour les sections des poteaux adoptées.

II.4.5 vérification au flambement :

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

Cette instabilité dépend de :

- ✓ La longueur de flambement.
- ✓ La section (caractéristiques géométriques).
- ✓ La nature des appuis.

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier les conditions suivantes :

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

Avec :

λ : élancement du poteau.

L_f : longueur de flambement du poteau ($L_f = 0,707l_0$).

L_0 : longueur libre du poteau.

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

I : moment d'inertie du poteau : $I = b \times h^3 / 12$ tel que $b=h$. $I = b^4 / 12$

B : section transversal du poteau ($B = b \times h$) tel que $b=h$

$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0,707 L_0}{\sqrt{\frac{h^2}{12}}} = 0,707 L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

➤ Poteau (50 x 50) : $L_0 = 3,06$ m $\longrightarrow \lambda = 14,99 < 50$

➤ Poteau (45 x 45) : $L_0 = 3,06$ m $\longrightarrow \lambda = 16,65 < 50$

➤ Poteau (40 x 40) : $L_0 = 3,06$ m $\longrightarrow \lambda = 18,74 < 50$

Conclusion :

Toutes les sections des poteaux de notre structure sont conformes aux conditions de non flambement (stabilité de forme).

II.5 pré dimensionnement des voiles :

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

Leur pré dimensionnement se fera conformément (**RPA99modifié 2003, Art 7.7.1**).

a) L'épaisseur :

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre h_e et des conditions de rigidité aux extrémités. (Voir la figure II.7)

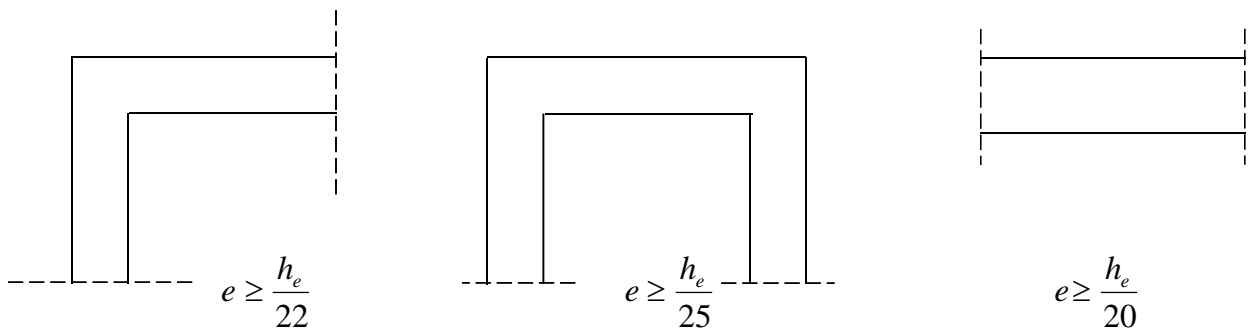


Figure II.7 Epaisseurs des voiles.

$$e = \left(\frac{h_e}{25} ; \frac{h_e}{22} ; \frac{h_e}{20} \right)$$

Relativement à notre cas : $h_e = h - e_{\text{placher}}$

h : hauteur de l'étage

e_{plancher} : épaisseur du plancher

$$h_e = 3,06 - 0,20 = 2,86 \text{ m.}$$

$$e = \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14,30 \text{ cm}$$

❖ On adopte une épaisseur $e = 20 \text{ cm}$

b) Longueur :

Un élément est considéré comme étant voile si la condition suivante est satisfaite :

$$L \geq 4e$$

Dans le cas contraire cet élément n'est pas un voile.

$$L_{\min} \geq 4e \rightarrow L_{\min} = 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$$

❖ Dans notre cas $L_{\min} = 1,2 \text{ m}$ et $L_{\max} = 4,44 \text{ m}$.

Donc la condition du RPA est vérifiée. Tous les voiles de la structure seront considérés comme étant des voiles de contreventement.

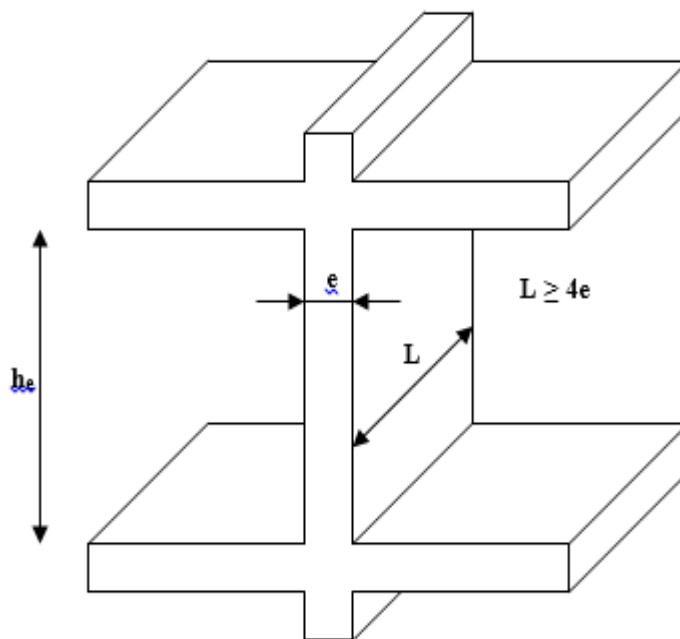


Figure II.8 Coupe du voile en élévation.

Chapitre III :
Calcul des éléments secondaires.

Introduction :

Dans le présent chapitre nous calculerons les éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons les escaliers, les planchers, l'acrotère et les balcons.

Le calcul de ces éléments s'effectuera suivant le règlement **BAEL91** en respectant le règlement parasismique algérien **RPA99**, version 2003.

III.1 Calcul de l'acrotère :

III.1.1 Définition :

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, il forme un écran évitant toute chute, il sera calculé comme une console encastrée au niveau de la poutre du plancher.

Le calcul des armatures se fera à l'ELU et la vérification à l'ELS pour une bande d'un mètre de largeur soumise à la flexion composée due au poids propre de l'acrotère « G » et à une poussée latérale « Q » due à la main courante provoquant un moment de renversement « Mr ».

L'acrotère est exposé aux intempéries donc les fissurations sont préjudiciables.

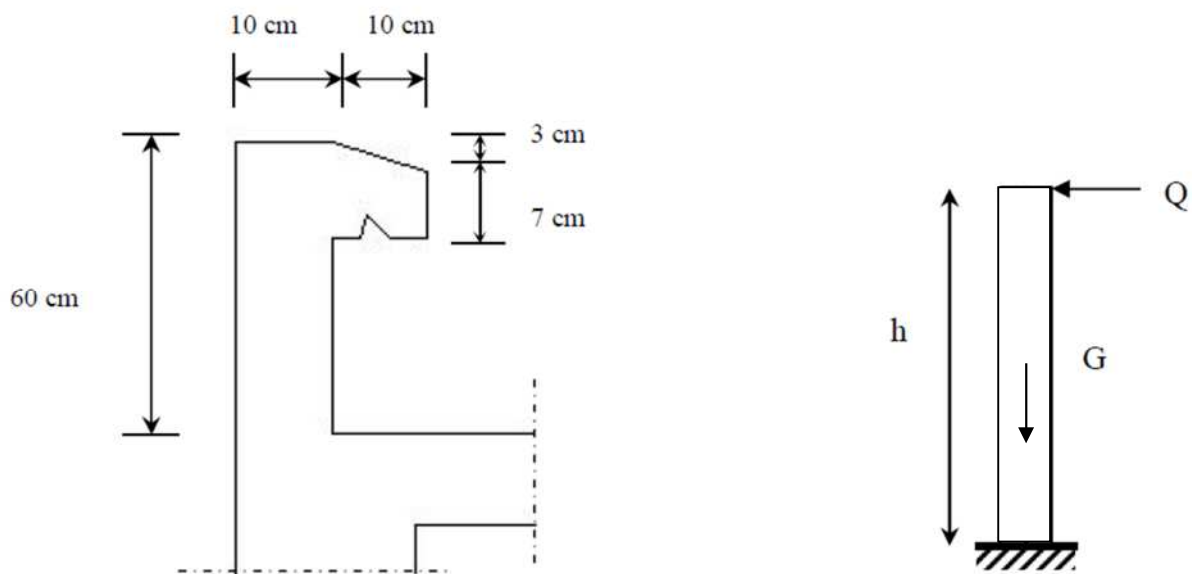


Figure III.1 Coupe transversale de l'acrotère. Figure III.2 Schéma statique de l'acrotère.

III.1.2 Calcul des sollicitations :

Le calcul des sollicitations se fait pour une bande de 1 m de largeur.

a) Inventaire des charges :

➤ Poids propre « G » :

$$G = \rho \times S \times 1\text{ml} \longrightarrow G = 25 \times S$$

Avec :

ρ : Masse volumique du béton.

S : Section transversale de l'acrotère.

$$G = 25 \left[\frac{0,03 \times 0,1}{2} + 0,07 \times 0,1 + 0,1 \times 0,6 \right] = 1,7125 \text{ [KN/ml]}$$

➤ **Surcharge d'exploitation « Q » (Effort horizontal dû à la main courante) :**

$$Q = 1 \text{ [KN/ml]}.$$

b) Les efforts internes :

b.1) Effort normal dû au poids propre « G » :

$$N_G = G \times 1\text{ml} = 1,7125 \text{ [KN]}.$$

b.2) Moment de flexion (renversement) dû à la main courante « Q » :

$$M_Q = Q \times H \times 1\text{ml} = 1 \times 0,6 \times 1 = 0,6 \text{ [KN.m]}$$

b.3) Effort tranchant dû à la main courante « Q » :

$$T_Q = Q \times 1\text{ml} = 1 \text{ [KN.m]}$$

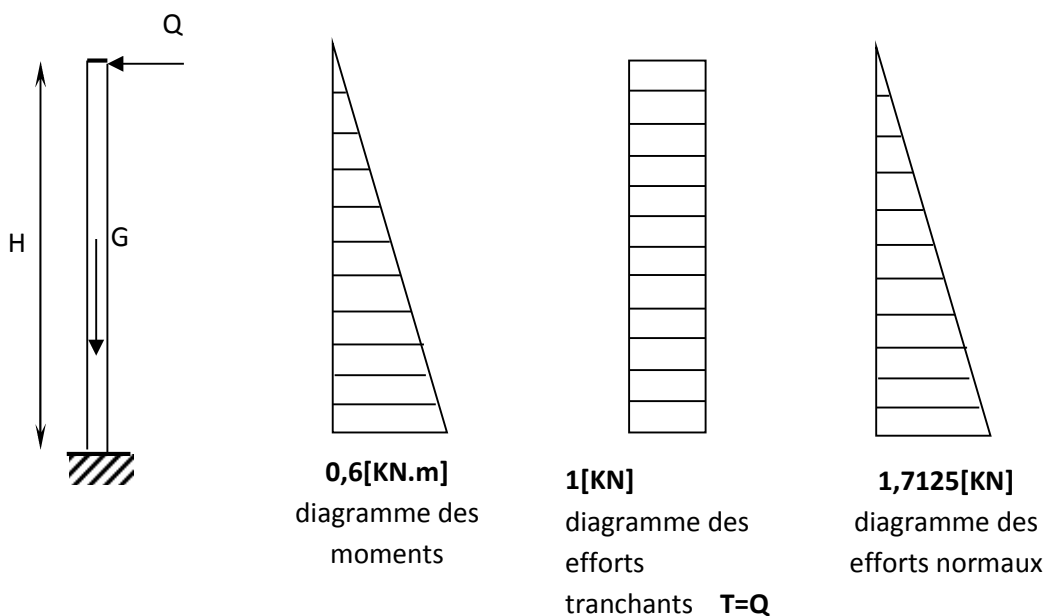


Figure III.3 Diagramme des efforts internes.

III.1.3 Combinaison des efforts (art A.3.2.2 BAEL) :**III.1.3.1 à l'état limite ultime (ELU) :****➤ Effort normal :**

$$N_U = 1,35 N_G + 1,5 N_Q \longrightarrow N_U = 1,35 \times 1,7125$$

$$\longrightarrow N_u = 2,312 \text{ [KN]}.$$

➤ Moment de renversement :

$$M_U = 1,35 M_G + 1,5 M_Q \longrightarrow M_U = 1,5 \times 0,6$$

$$\longrightarrow M_U = 0,9 \text{ [KN.m]}$$

➤ Effort tranchant :

$$T_U = 1,5 \times T_Q \longrightarrow T_U = 1,5 \times 1$$

$$\longrightarrow T_U = 1,5 \text{ [KN]}$$

III.1.3.2 à l'état limite de service (ELS) :**➤ Effort normal :**

$$N_S = N_G + N_Q \longrightarrow N_S = 1,7125 + 0$$

$$\longrightarrow N_S = 1,7125 \text{ [KN]}$$

➤ Moment de renversement :

$$M_S = M_G + M_Q \longrightarrow M_S = 0 + 0,6$$

$$\longrightarrow M_S = 0,6 \text{ [KN.m]}$$

➤ Effort tranchant :

$$T_S = T_Q \longrightarrow T_S = 1 \text{ [KN]}$$

III.1.4 Ferrailage de l'acrotère :

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

La fissuration est considérée comme préjudiciable puisque ces éléments sont exposés aux intempéries (variation de température, eau, neige....etc.).

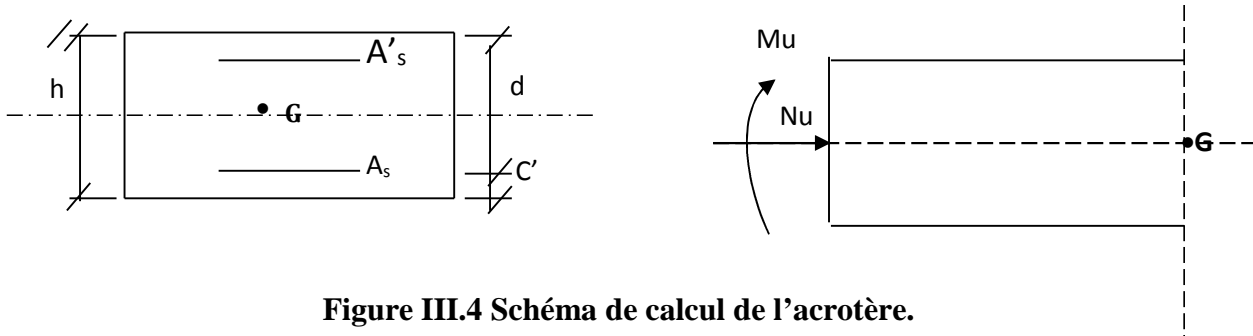


Figure III.4 Schéma de calcul de l'acrotère.

h : épaisseur de la section = 10 [cm].

b : largeur de la section = 100 [cm].

c' : enrobage (c'est la distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton) **c'** = 2 [cm].

d : hauteur utile = **h** - **c** = 8 [cm].

III.1.4.1 calcul a l'ELU :

• Position de l'axe neutre :

➤ Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

Avec :

M_U : moment dû à la compression.

N_U : effort de compression.

e_u : excentricité

Donc :

$$e_u = \frac{0,9}{2,312} = 0,389[\text{m}] \longrightarrow e_u = 38,9[\text{cm}]$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = [3\text{cm}] \longrightarrow e_u > \frac{h}{2} - c$$

Donc : le centre de pression (point d'application de l'effort normal) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures.

$\frac{h}{2} - c$: la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité des armatures tendus, et l'effort normal (N) est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée (**SPC**).

Donc : la section sera calculée en **flexion simple** sous l'effet d'un moment fictif « **M_f** » puis on déduira la section d'armatures réelles « **A_S** » en **flexion composée**.

• **Calcul de la section en flexion simple :**

➤ **Moment fictif :**

$$M_f = N_u \times g$$

g : la distance entre le centre de compression et le centre de gravité des armatures.

$$\text{Avec : } g = e_u + \frac{h}{2} - c'$$

$$M_f = 2,312 \left[0,389 + \left(\frac{0,1}{2} - 0,02 \right) \right] = 0,969 [\text{KN.m}]$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0,969 \times 10^3 \times 10^2}{100 \times 8^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,01066$$

Avec :

$$f_{bu} = \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{bu}}{\gamma_b}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} \longrightarrow f_{bu} = \sigma_{bc} = 14,2 [\text{MPa}]$$

$\mu_b = 0,01066 < \mu = 0,392 \longrightarrow$ la section est simplement armée (SSA)

à partir des abaques on tire la valeur de $\longrightarrow \beta = 0,995$

➤ **Armature fictives :**

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 [\text{MPa}] \quad \text{avec : } \beta = 0,995$$

$$A_{stf} = \frac{0,969 \times 10^3}{0,995 \times 8 \times 348} = 0,350 [\text{cm}^2]$$

• **Calcul de la section en flexion composée :**

➤ **Armatures réelles :**

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,350 - \frac{2,312 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,284 [\text{cm}^2]$$

$$\longrightarrow A_{st} = 0,284 [\text{cm}^2]$$

III.1.4.2 vérifications a L'ELU :**a) Condition de non fragilité (BAEL 91/Art A.4.2.1) :**

Un élément est considéré non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaillent à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de la première fissuration de la section droite.

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}(e_s - 0,455 \times d)}{f_e(e_s - 0,185 \times d)}$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,7125} = 0,350 \text{ [m]} \longrightarrow e_s = 35 \text{ [cm]}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \longrightarrow f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times (25) \\ \longrightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ [MPa]} .$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1(35 - 0,455 \times 8)}{400(35 - 0,185 \times 8)} = 0,90 \text{ [cm}^2\text{]}$$

➤ Armatures principales :

$$A_{st} = 0,284 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_{\min} = 0,90 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_{\min} = 0,90 \text{ [cm}^2\text{]} \geq A_{st} = 0,284 \text{ [cm}^2\text{]} \longrightarrow A = \max (A_{st}; A_{\min})$$

La condition de non fragilité n'étant pas vérifiée, on adoptera alors la section minimale.

$$A_s = A_{\min} = 0,90 \text{ [cm}^2\text{]}$$

La section d'acier est :

$$A_{adoptée} = 4HA8 = 2,01 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ avec un espacement : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ [cm]}$$

➤ Armatures de répartitions :

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

Soit : 3HA8 = 2,01 [cm²] avec un espacement :

$$S_t = \frac{60}{3} = 20 \text{ [cm]}$$

➤ vérification de l'espacement des barres :

Armatures principales :

$$S_t = 25 \text{ [cm]} < \min\{3h; 33 \text{ [cm]}\} = 30 \text{ [cm]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures de répartitions :

$$S_t = 20 \text{ [cm]} < \min\{4h; 45[\text{cm}]\} = 40[\text{cm}] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification au cisaillement : [Art A.5.1 ; 1.BAEL91]

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

Avec :

$$V_u = 1,5 \times Q \longrightarrow V_u = 1,5 \times 1$$

$$\longrightarrow V_u = 1,5[\text{KN}]$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,019[\text{MPa}]$$

V_u : la valeur de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU ;

b : largeur de la barde considérée = 100 [cm] ;

d : hauteur utile de la section, $d = h - c$.

Comme la fissuration est considérée comme étant préjudiciable, il est nécessaire de vérifier la condition suivante :

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

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,15 f_{ct28}}{\gamma_b}, 4 [\text{MPa}]\right)$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}, 4 [\text{MPa}]\right) = \min(2,5; 4) = 2,5 [\text{MPa}]$$

$\tau_u < \overline{\tau_u} \longrightarrow$ Condition vérifiée, pas de risque de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b) Vérification de l'adhérence des barres : [Art A 6.1, 3..BAEL]

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28}$$

Avec :

$$\Psi_s: \text{Coefficient de scellement droit} = \begin{cases} 1,5 \longrightarrow \text{HA} \\ 1 \longrightarrow \text{rond lisse} \end{cases}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 [\text{MPa}]$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum U_i : \text{Somme des périmètres ultimes des barres.} \\ \sum U_i = \pi \times n \times \varnothing = 3,14 \times 4 \times 0,8 = 10,048 \text{ [cm]} \end{array} \right.$$

Avec :

n : Nombre de barres.

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 8 \times 10,048} = \mathbf{0,207 \text{ [MPa]}}$$

$$\tau_{se} = 0,207 \text{ [MPa]} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ [MPa]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

c) ancrage des barres : [Art A.6.1, 23...BAEL 91]

La longueur de scellement l_s est donnée par : $l_s = 40\varnothing = 40 \times 0,8 = \mathbf{32 \text{ [cm]}}$.

Les barres étant comprimées, un scellement d'une longueur de $\mathbf{0,6L_s = 20 \text{ [cm]}}$ et un crochet normal suffiraient largement pour garantir son ancrage.

III.1.4.3 Calcul à L'ELS :

Le calcul consiste à vérifier les contraintes limites des aciers.

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \quad ; \quad \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte limite dans le béton comprimé.

σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.

$\overline{\sigma_{st}}$: Contrainte limite dans les aciers tendus.

➤ **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

$$\overline{\sigma_{bc}} = \mathbf{0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ [MPa]}}$$

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \rho_1 = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251 \longrightarrow \beta_1 = 0,921 \\ K_1 = 48,29 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{0,6 \times 10^3}{0,921 \times 8 \times 2,01} \mathbf{40,51 \text{ [MPa]}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{48,29} \times 40,51 = 0,839 \text{ [MPa]}$$

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$ \longrightarrow **Condition vérifiée**, cela veut dire qu'il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimé.

➤ **Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier : [Art. A.4.5.23]**

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

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

Avec :

$\eta = 1,6$: Coefficient de fissuration (barres à haut adhérence)

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} \longrightarrow \overline{\sigma}_{st} = \min \{266,67; 201,63\}$$

$$\longrightarrow \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = 40,51 \text{ [MPa]}$$

$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$ \longrightarrow **Condition vérifiée**

➤ **vérification de l'acrotère au séisme :**

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

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

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas, zone IIa et groupe 2 $\longrightarrow A = 0,15$

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 \longrightarrow soit $C_p = 0,8$

W_p : Poids propre de l'acrotère.

$$W_p = 1,7125 \text{ [KN/ml]}$$

D'où :

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,7125$$

$$F_p = 0,822 \text{ KN/ml} \leq Q = 1 \text{ [KN/ml]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Condition vérifiée, donc l'acrotère est calculé avec un effort horizontal

$Q = 1 \text{ KN/ml}$ supérieur à la force sismique, d'où le calcul au séisme est inutile.

On adopte donc pour le ferrailage celui choisi précédemment.

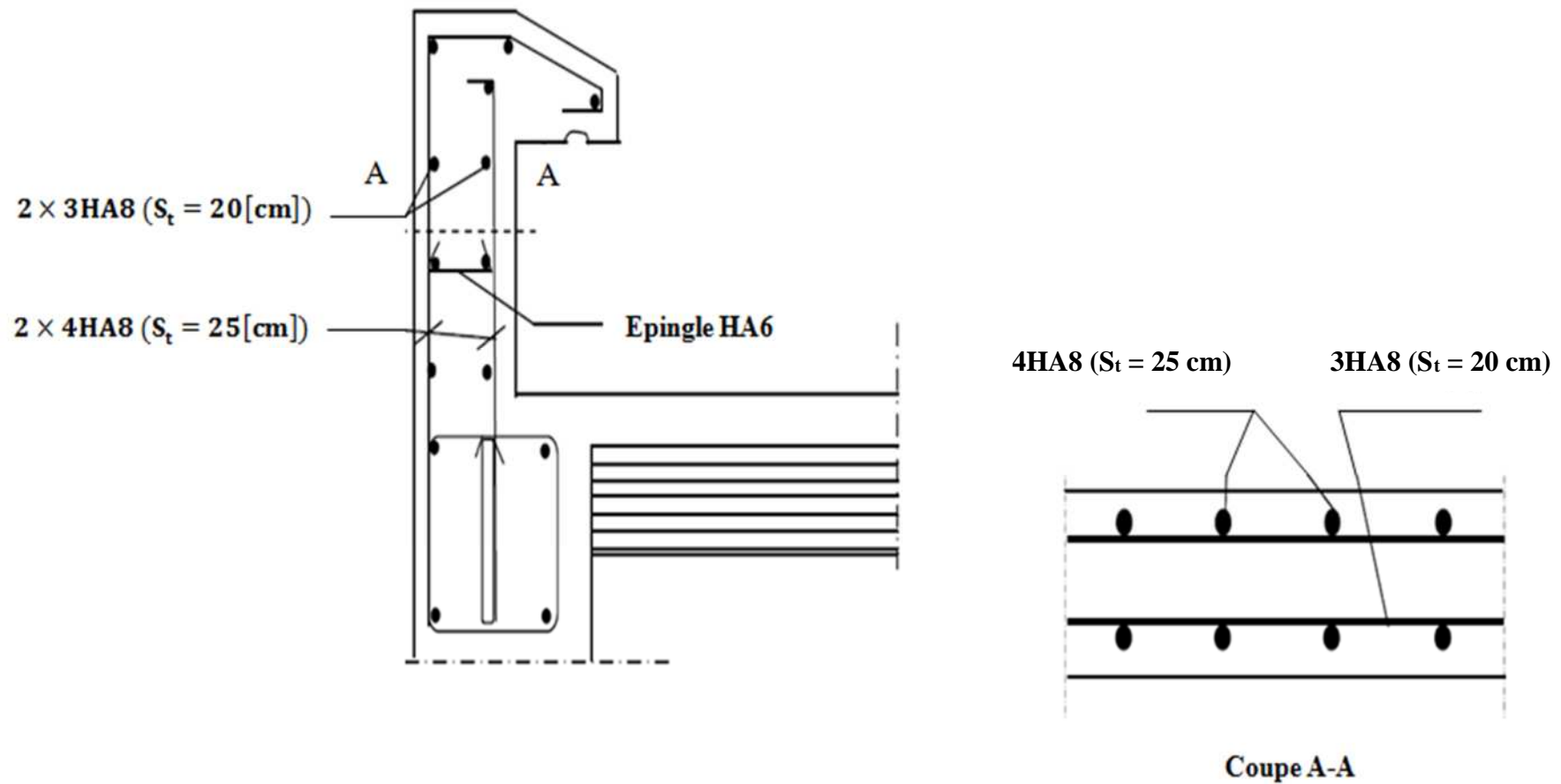


Figure.III.5.Ferraillage de l'acrotère.

Introduction :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux supposés infiniment rigides dans leur plan.

Dans notre cas, on a deux types de planchers :

- Plancher à corps creux d'épaisseur (16+4) pour les étages courants.
- Plancher à dalle pleine pour l'étage commercial, les porte-à-faux et le plancher porteur de l'appareil de levage (ascenseur).

III.2 Le Plancher à corps creux (étage courant) :

La dalle de compression en béton armé est de 4 [cm] d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage de treillis soudés de nuance TLE520 et ayant pour but de :

- limitée les risques de fissuration par retrait,
- résistance aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites,
- répartir aux poutrelles voisines les charges localisées notamment celles des cloisons.

Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

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

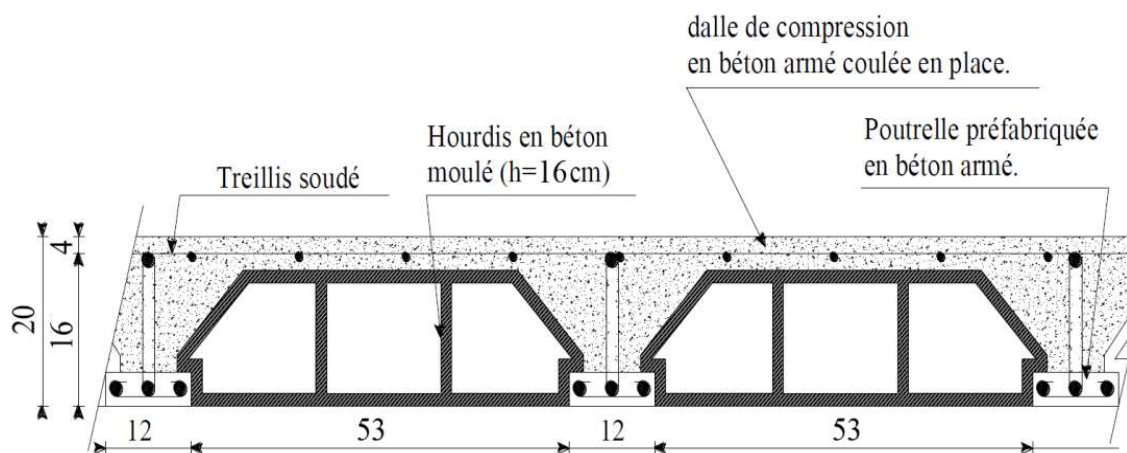


Figure III.2.1 Schéma descriptif d'un plancher en corps creux.

La hauteur d'un plancher doit être déterminée de manière à éviter la flèche défavorable.

Elle est donnée par la relation suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad (\text{BAEL 91, modifié 99, Art.6.8.423})$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} L_{\max} : \text{portée entre nu des plus grande portée dans le sens des poutrelles.} \\ h_t : \text{hauteur totale du plancher.} \end{array} \right.$

$$L_{\max} = 444 - 40 = \mathbf{404[cm]}$$

$$h_t \geq \frac{404}{22,5} = \mathbf{17,96 [cm]}$$

Nous adopterons un plancher de 20 [cm] d'épaisseurs de (16+4) \longrightarrow $\mathbf{h_t=20 [cm]}$.

III.2.1 ferrailage de la dalle de compression :

• Calcul des armatures :

➤ armatures perpendiculaire aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{4l'}{f_e} \quad \text{Lorsque } 50[cm] \leq l' \leq 80[cm]$$

$$A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \quad \text{Lorsque } l' \leq 50[cm].$$

l' : l'entraxe des poutrelles en [cm].

f_e : limite d'élasticité de l'acier en [MPa].

A_{\perp} : section d'armatures en cm^2 par mètre linéaire.

Dans notre cas $50[cm] \leq l' \leq 80[cm]$.

$$A_{\perp} \geq \frac{4(65)}{520} = 0,5 [cm^2/ml]$$

$$\text{Soit : } A_{\perp} = \mathbf{5T5} = 0,98[cm^2/ml] \quad \text{Avec : } e = \mathbf{20 [cm]}$$

➤ Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} \longrightarrow A_{//} = \frac{0,98}{2} = 0,49[cm^2/ml]$$

$$\text{Soit : } A_{//} = \mathbf{4T5} = 0,78cm^2 \quad \text{avec : } e = \mathbf{25 [cm]}.$$

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE520).

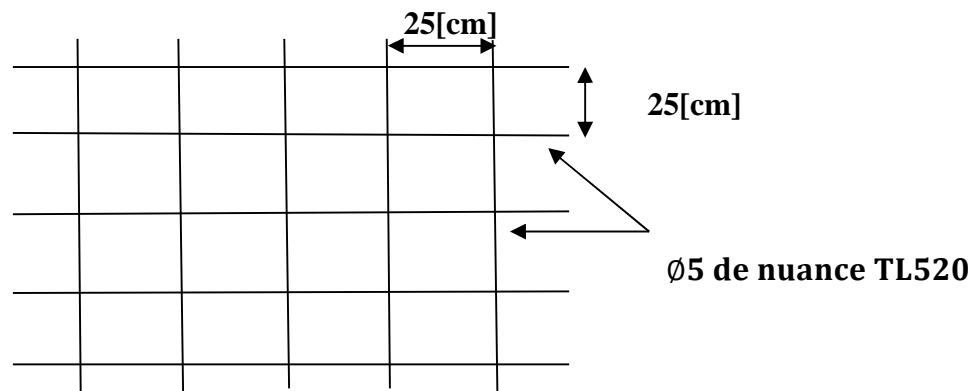


Figure III.2.2 Treillis soudé de (25×25) [cm²].

III.2.2 Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément réparti. Leur largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives.

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L}{2}, \frac{L_1}{10}, 8h_0\right)$$

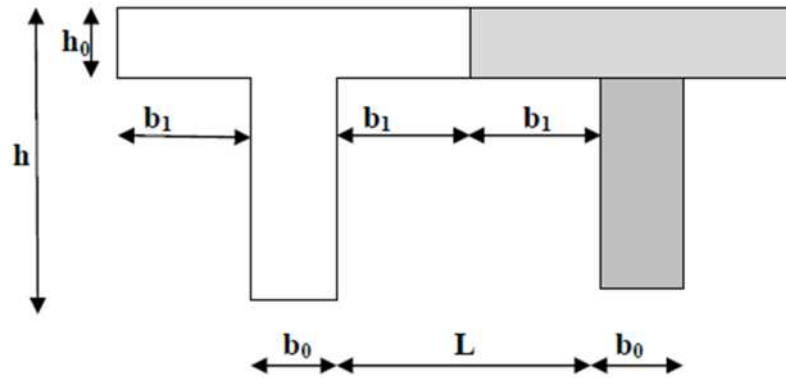


Figure III.2.3 Construction de la section en Té.

- La hauteur de la section : $h = 16 + 4 = 20$ [cm].
- L'épaisseur de la table de compression : $h_0 = 4$ [cm].
- L'enrobage : $c = 2$ [cm].
- La hauteur utile : $d = 18$ [cm].

b_1 : la largeur de l'hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure est limitée à la plus faible des valeurs ci-dessous :

- L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles.
- L_1 : longueur de la plus grande travée dans le sens de la poutrelle.

$$L = 65 - 12 = 53 \text{ [cm]}$$

$$L_1 = 444 \text{ [cm]}$$

Donc on a :

$$b_1 \leq \min\left(\frac{53}{2}, \frac{444}{10}, 8 \times 4\right) \longrightarrow b_1 \leq \min(26,5 ; 44,4 ; 32)$$

$$\begin{cases} b_1 = 26,5 \text{ [cm]} \\ b = 2 \times b_1 + b_0 \longrightarrow b = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ [cm]} \end{cases}$$

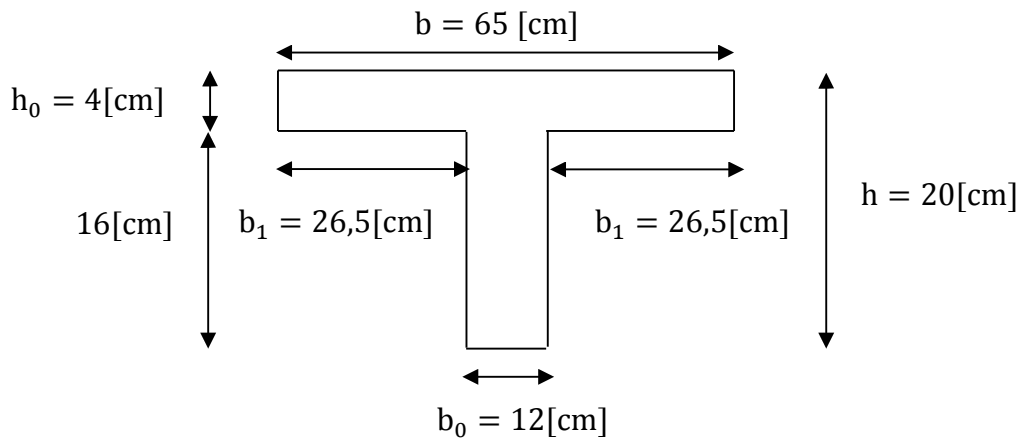


Figure III.2.4 Dimension de la poutrelle.

III.2.3 Calcul des poutrelles :

Le calcul des poutrelles est fait en deux étapes : avant coulage et après coulage de la dalle de compression.

a) Calcul avant coulage de la dalle de compression :

Avant le coulage de la dalle de compression les poutrelles sont considérées comme étant posées sur deux appuis simples. Elles travaillent en flexion simple et soumises aux charges suivantes : le poids propre, le poids du corps creux et le poids propre de l'ouvrier.

On a donc :

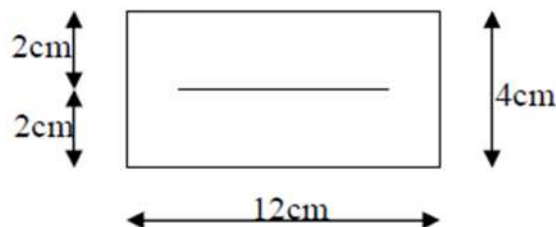


Figure III.2.5 Dalle de compression (section rectangulaire).

➤ Chargement de la poutrelle :

- **Poids de la poutrelle :**

$$G_1 = 0,04 \times 0,12 \times 25 = 0,12 \text{ [KN/ml]}$$

- **Poids propre du corps creux :**

$$G_2 = 0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ [KN/ml]}$$

Avec :

0,95 [KN/m²] est le poids propre du corps creux.

- **Charge permanente :**

$$G_{\text{tot}} = G_1 + G_2$$

$$G_{\text{tot}} = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ [KN/ml]}$$

- **Surcharge de l'ouvrier :**

$$Q=1 \text{ [KN/ml]}.$$

III.2.3.1 Calcul à l'ELU :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable (**L = 4,44 [m]**).

➤ **Combinaison de charges :**

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

$$q_u = 1,35 \times (0,74) + 1,5 \times (1)$$

$$q_u = 2,5 \text{ [KN/ml]}$$

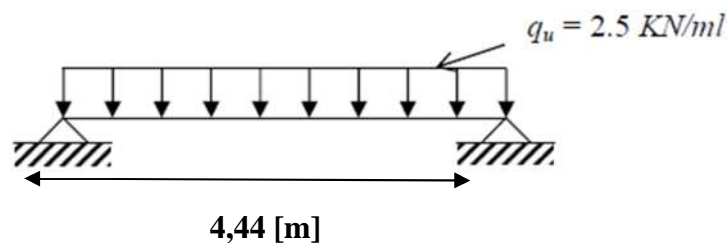


Figure III.2.6 Schéma de calcul des poutrelles.

➤ **Calcul du moment en travée :**

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

$$M_u = \frac{2,5 \times (4,44)^2}{8} = 6,16 \text{ [KN. m]}$$

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

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

$$T_u = \frac{2,5 \times 4,44}{2} = 5,55 \text{ [KN]}$$

➤ **Calcul des armatures :**

- **Dimensionnement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} B = 12 \text{ cm : largeur de la poutrelle} \\ h_0 = 4 \text{ cm : hauteur de la poutrelle} \\ C = 2 \text{ cm : enrobage} \\ D = 4 - 2 = 2 \text{ cm : hauteur utile} \\ \mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \end{array} \right.$$

Avec :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ [MPa]}$$

Donc on a :

$$\mu_u = \frac{6,16 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14,2} = 9,03 \longrightarrow \mu_u \gg \mu_l = 0,392$$

Donc :

La section est doublement armée **SDA**.

Conclusion :

La section de la poutrelle est petite, par conséquent, on ne peut pas placer la totalité des armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul. On prévoit alors des étais intermédiaires pour la conforter (l'aider à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression), de manière à ce que les armatures comprimées ne lui soient pas utiles.

a) Après coulage de la dalle de compression :

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, encastree partiellement à ses deux extrémités. Elle a une section en T et est soumise aux charges uniformes suivantes :

➤ **Dimensionnement de la poutrelle :**

h : hauteur de la poutrelle (**16+4**).

h₀ : hauteur de la dalle de compression (**h₀ = 4[cm]**).

b₀ : largeur de la nervure (**b₀ = 12 [cm]**).

b : distance entre axes de deux poutrelles (**b=65 [cm]**).

➤ **Charge et surcharge :**

- Poids propre du plancher étage courant : $G = 5,68 \times 0,65 = 3,69 \text{ [KN/ml]}$
- Poids propre du plancher terrasse : $G = 6,63 \times 0,65 = 4,309 \text{ [KN/ml]}$
- Surcharge : usage d'habitation : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ [KN/ml]}$
- Surcharge : plancher terrasse: $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ [KN/ml]}$

➤ **Combinaison de charge :**

Nous considérons pour nos calculs, les planchers qui présentent le cas le plus défavorable, à savoir l'étage courant.

- $q_u = 1,35G + 1,5 Q$

$$q_u = 1,35 \times 3,69 + 1,5 \times 0,975 = 6,444 \text{ [KN/ml]}$$

- $q_s = G + Q$

$$q_s = 3,69 + 0,975 = 4,665 \text{ [KN/ml]}$$

III.2.3.2 Choix de la méthode :

Les efforts internes peuvent être déterminés à l'aide des méthodes suivantes :

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

➤ **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire (Art B.6.2,210/BAEL91modifié 99) :**

1) La valeur de la surcharge doit vérifier la condition suivante :

$$Q \leq (2G; \text{ou bien } 5\text{KN/m}^2) .$$

$$\begin{cases} 2G = 2 \times 3,69 = 7,38[\text{KN/ml}] \\ Q = 0,975[\text{KN/ml}] \end{cases}$$

Donc : $Q \leq (2G; \text{ou bien } 5\text{KN/m}^2) \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$

2) Le moment d'inerte des sections transversales est le même pour les différentes travées considérées. $\longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$

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

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

$$\frac{3,57}{3,77} = 0,947 \leq 1,25$$

$$\frac{3,77}{3,26} = 1,156 \leq 1,25$$

$$\frac{3,26}{4,44} = 0,734 \leq 0,8 \longrightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{4,44}{2,51} = 1,769 \geq 1,25$$

$$\frac{2,51}{3,45} = 0,727 \leq 0,8$$

4)-la fissuration est considérée comme non préjudiciable $\longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$

Conclusion :

Une des conditions d'application de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée. Donc le calcul se fera par la méthode des trois moments.

➤ **Rappel sur la méthode des trois moments :**

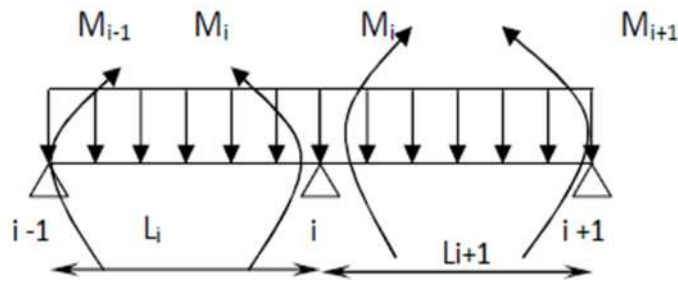


Figure III.2.7 Méthode des trois moments.

Les équations des trois moments sont données par les expressions suivantes :

➤ **Moment aux appuis :**

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

➤ **Moment en travée :**

$$M(x) = \mu(x) + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i} \dots\dots\dots(1)$$

$$\mu(x) = \frac{q_i l}{2} x - \frac{q_i}{2} x^2 \dots\dots\dots(2)$$

Avec :

M_{i-1} , M_i et M_{i+1} : sont respectivement les moments en valeur algébriques sur les appuis « i-1 », « i » et « i+1 ».

l_i : portée de la travée à gauche de l'appui « i ».

l_{i+1} : portée de la travée à droite de l'appui « i ».

q_i : charge répartie à gauche de l'appui « i ».

q_{i+1} : charge répartie à droite de l'appui « i ».

$$M(x) = \mu(x) + M_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{l} x \longrightarrow \text{Moment à l'abscisse } x \text{ de la travée (i, i+1)}$$

$$\mu(x) = q_i \frac{l}{2} x - q_i \frac{x^2}{2}$$

$M(x)$ prend la valeur maximale quand $T(x) = 0$ c'est-à-dire :

$$x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q_i l}$$

➤ **Effort tranchant :**

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = \frac{q_i l}{2} - q_i \cdot x + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

$$\text{Pour } x=i \longrightarrow T(i) = \frac{dM(x)}{dx} = \frac{q_i l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

$$\text{Pour } x=i+1 \longrightarrow T(i+1) = \frac{dM(x)}{dx} = -\frac{q_i l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

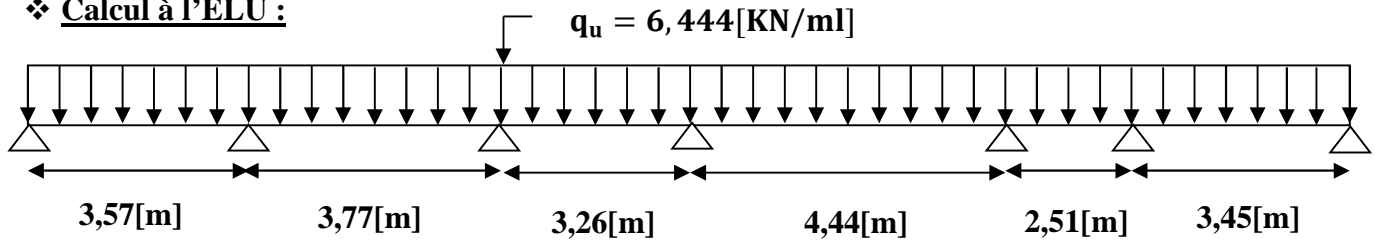
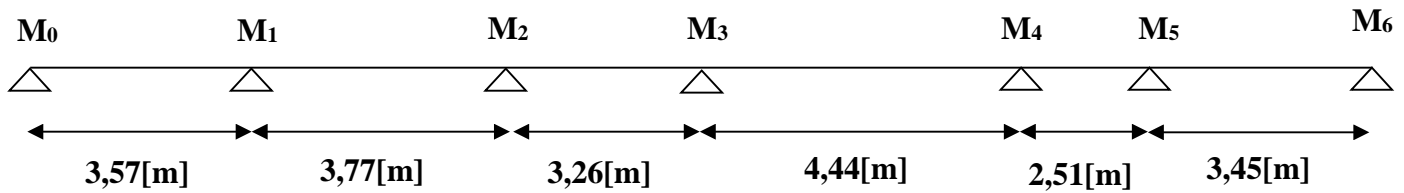
❖ Calcul à l'ELU :

Figure : III.2.8 Coupe transversale de la poutrelle à 6 travées.

• Moment aux appuis :

$$7,14M_0 + 3,57M_1 = -73,299 \dots\dots\dots (1)$$

$$3,57M_0 + 14,68M_1 + 3,77M_2 = -159,621 \dots\dots\dots (2)$$

$$3,77M_1 + 14,06M_2 + 3,26M_3 = -142,136 \dots\dots\dots (3)$$

$$3,26M_2 + 15,4M_3 + 4,44M_4 = -196,823 \dots\dots\dots (4)$$

$$4,44M_3 + 13,9M_4 + 2,51M_5 = -166,483 \dots\dots\dots (5)$$

$$2,51M_4 + 11,92M_5 + 3,45M_6 = -91,629 \dots\dots\dots (6)$$

$$3,45M_5 + 6,9M_6 = -66,153 \dots\dots\dots (7)$$

$$\begin{pmatrix} 7,14 & 3,57 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 3,57 & 14,68 & 3,77 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 3,77 & 14,06 & 3,26 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 3,26 & 15,4 & 4,44 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 4,44 & 13,9 & 2,51 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2,51 & 11,92 & 3,45 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3,45 & 6,9 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} M_0 \\ M_1 \\ M_2 \\ M_3 \\ M_4 \\ M_5 \\ M_6 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -73,299 \\ -159,621 \\ -142,136 \\ -196,823 \\ -166,483 \\ -91,629 \\ -66,153 \end{pmatrix}$$

La résolution de ce système nous donne :

NB : la résolution de ce système d'équations a été faite par le logiciel MATLAB.

$$M_0 = -6,211 \text{ [KN.m]} \quad M_1 = -8,111 \text{ [KN.m]} \quad M_2 = -4,877 \text{ [KN.m]} \quad M_3 = -13,187 \text{ [KN.m]}$$

$$M_4 = -7,043 \text{ [KN.m]} \quad M_5 = -3,997 \text{ [KN.m]} \quad M_6 = -7,624 \text{ [KN.m]}$$

❖ **Calcul a l'ELS :**

$$\begin{pmatrix}
 7,14 & 3,57 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 3,57 & 14,68 & 3,77 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 3,77 & 14,06 & 3,26 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 3,26 & 15,4 & 4,44 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 4,44 & 13,9 & 2,51 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 2,51 & 11,92 & 3,45 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3,45 & 6,9
 \end{pmatrix}
 \begin{pmatrix}
 M_0 \\
 M_1 \\
 M_2 \\
 M_3 \\
 M_4 \\
 M_5 \\
 M_6
 \end{pmatrix}
 =
 \begin{pmatrix}
 -53,063 \\
 -115,554 \\
 -102,897 \\
 -142,486 \\
 -120,522 \\
 -66,333 \\
 -47,890
 \end{pmatrix}$$

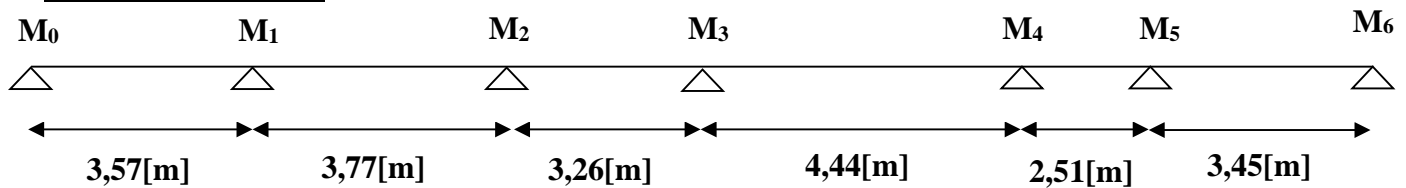
La résolution de ce système nous donne :

NB : la résolution de ce système d'équations a été faite par le logiciel MATLAB.

$$\begin{aligned}
 M_0 &= -4,605 \text{ [KN.m]} & M_1 &= -5,654 \text{ [KN.m]} & M_2 &= -4,273 \text{ [KN.m]} & M_3 &= -6,594 \text{ [KN.m]} \\
 M_4 &= -6,084 \text{ [KN.m]} & M_5 &= -2,660 \text{ [KN.m]} & M_6 &= -5,610 \text{ [KN.m]}
 \end{aligned}$$

Appui	ELU $[M_u \text{ [KN.m]}]$	ELS $M_s \text{ [KN.m]}$
0	- 6,211	-4,605
1	-8,111	-5,654
2	-4,877	-4,273
3	-13,187	-6,594
4	-7,043	-6,084
5	-3,997	-2,660
6	-7,624	-5,610

Tableau III.2.1 Moment aux appuis.

• **Moment en travées :****Exemple de calcul :**➤ **Travée (0-1) :**

$$\bullet \quad x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot l}$$

$$x = \frac{3,57}{2} + \frac{(-8,111 + 6,211)}{6,444 \times 3,57} \longrightarrow x = 1,70 \text{ [m]}$$

$$\bullet \quad \mu(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2$$

$$\mu(x) = \frac{6,444 \times 3,57}{2} \times 1,7 - \frac{6,444}{2} \times 1,70^2 \longrightarrow \mu(x) = 10,24.$$

$$\bullet \quad M(x) = \mu(x) + M_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}x$$

$$M(x) = 10,24 + (-6,211) + \frac{(-8,111 + 6,211)}{3,57} \times 1,70 \longrightarrow M(x) = 3,124 \text{ [KN.m]}$$

On suit les mêmes étapes pour calculer les autres moments et les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

	ELU			ELS		
Travée	X (m)	$\mu(x)$	M(x) (KN.m)	X (m)	$\mu(x)$	M(x) KN.m
0-1	1,70	10,24	3,124	1,70	7,42	2,315
1-2	2,02	11,39	5,012	2,02	8,25	3,336
2-3	1,23	8,05	0,04	1,23	5,82	0,67
3-4	2,43	15,74	5,916	2,43	11,39	5,075
4-5	1,44	4,96	-0,335	1,44	3,59	-0,530
5-6	1,56	9,50	3,863	1,56	6,88	2,886

Tableau III.2.2 Moments en travée.

Remarque :

- ✓ L'inconvénient de la méthode des 03 moments est qu'elle surestime les moments aux appuis et diminue ceux en travée.
- ✓ le béton est un matériau hétérogène, on réduit donc les moments sur appuis de (1/3) des valeurs trouvées et on augmente ceux des travées de (1/3) des valeurs trouvées.

Moments en travées (ELU) :

$$M(0-1) = 3,124 + 0,33(3,124) = 4,155 \text{ [KN.m]}$$

$$M(1-2) = 5,012 + 0,33(5,012) = 6,666 \text{ [KN.m]}$$

$$M(2-3) = 0,04 + 0,33(0,04) = 0,100 \text{ [KN.m]}$$

$$M(3-4) = 5,916 + 0,33(5,916) = 7,868 \text{ [KN.m]}$$

$$M(4-5) = -0,335 + 0,33(-0,335) = -0,446 \text{ [KN.m]}$$

$$M(5-6) = 3,863 + 0,33(3,863) = 5,138 \text{ [KN.m]}$$

Moments aux appuis (ELU):

$$M_0 = -6,211 + 0,33 (6,211) = -4,161 \text{ [KN.m]}$$

$$M_1 = -8,1111 + 0,33 (8,111) = -5,434 \text{ [KN.m]}$$

$$M_2 = -4,877 + 0,33 (4,877) = -3,268 \text{ [KN.m]}$$

$$M_3 = -13,187 + 0,33 (13,187) = -8,836 \text{ [KN.m]}$$

$$M_4 = -7,043 + 0,33 (7,043) = -4,719 \text{ [KN.m]}$$

$$M_5 = -3,997 + 0,33 (3,997) = -2,678 \text{ [KN.m]}$$

$$M_6 = -7,624 + 0,33 (7,624) = -5,108 \text{ [KN.m]}$$

La même procédure pour le calcul à l'ELS est adoptée. Les résultats obtenus sont dans les tableaux ci-dessous :

Travée	ELU	ELS
0-1	4,155	3,079
1-2	6,666	4,437
2-3	0,100	0,891
3-4	7,868	6,750
4-5	-0,446	-0,704
5-6	5,138	3,838

Tableau III.2.3 Moments corrigés aux appuis.

Appuis	ELU [KN.m]	ELS[KN.m]
0	-4,161	-3,085
1	-5,434	-3,788
2	-3,268	-2,863
3	-8,836	-4,418
4	-4,719	-4,076
5	-2,678	-1,782
6	-5,108	-3,754

Tableau III.2.4 Moment corrigés en travée.

➤ **Effort tranchant :****Exemple de calcul :****Travée (0-1) à (ELU)**

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = \frac{q.l}{2} - q.x + \frac{M_{i+1}-M_i}{l}$$

$$\text{Pour } x=i \longrightarrow T_0 = \frac{dM(x)}{dx} = \frac{q.l}{2} + \frac{M_{i+1}-M_i}{l} \longrightarrow T_0 = \frac{6,444 \times 3,57}{2} + \frac{(-8,111+6,211)}{3,57}$$

$$\longrightarrow T_0 = 10,97[\text{KN}]$$

$$\text{Pour } x=i+1 \longrightarrow T(i+1) = \frac{dM(x)}{dx} = -\frac{q.l}{2} + \frac{M_{i+1}-M_i}{l} \longrightarrow T_1 = \frac{-6,444 \times 3,57}{2} + \frac{(-8,111+6,211)}{3,57}$$

$$\longrightarrow T_1 = -12,03[\text{KN}]$$

On suit les mêmes étapes pour calculer les autres efforts tranchants et les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Travée	ELU [KN]		ELS [KN]	
	T(i)	T (i+1)	T(i)	T (i+1)
0-1	10,97	-12,03	8,03	-8,62
1-2	13,00	-11,29	9,16	-8,43
2-3	7,95	-13,05	6,89	-8,32
3-4	15,69	-12,92	10,47	-10,24
4-5	9,30	-6,87	7,22	-4,49
5-6	10,06	-12,17	7,19	-8,90

Tableau III.2.5 Efforts tranchant

➤ **Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :**

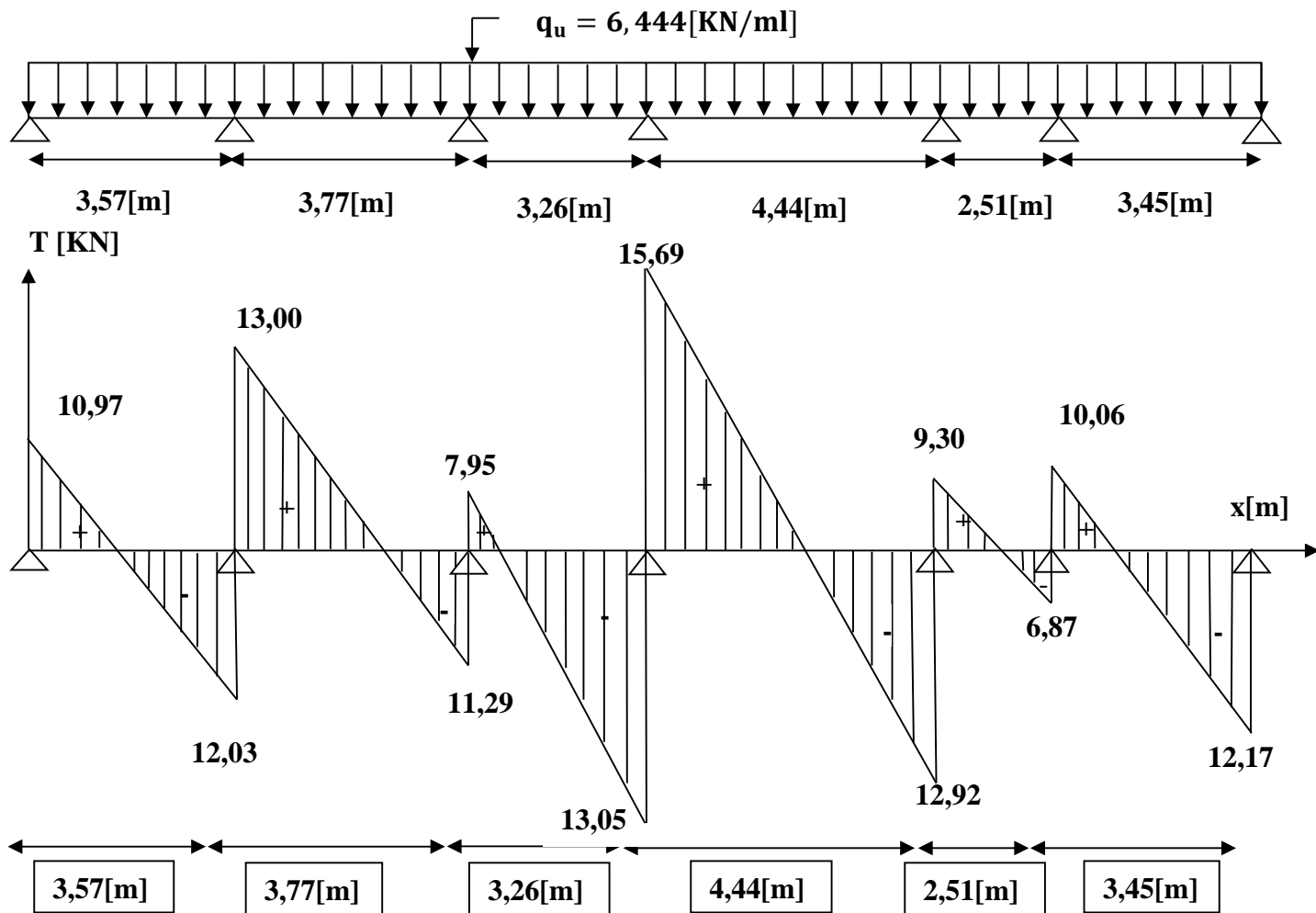


Figure III.2.9 Diagramme des efforts tranchants à L'ELU.

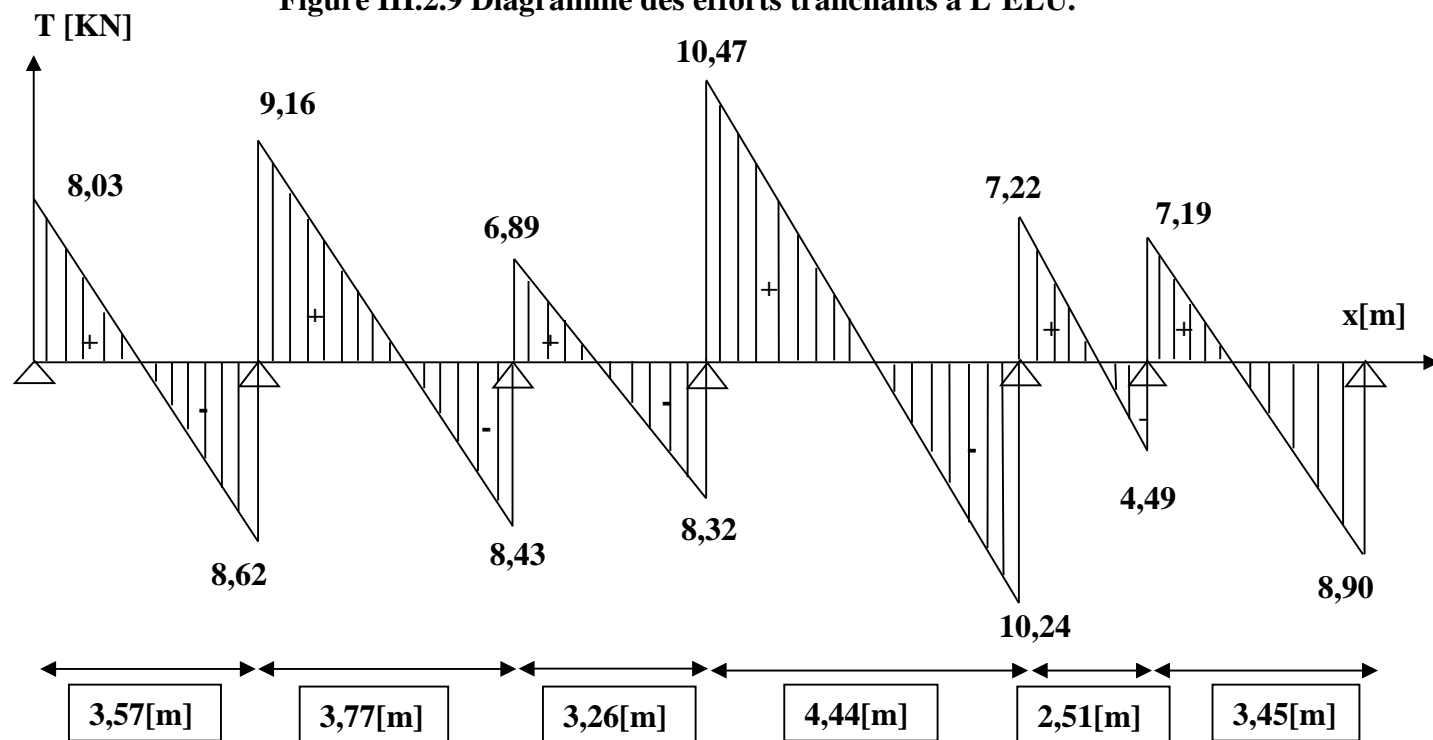


Figure III.2.10 Diagramme des efforts tranchants à L'ELS.

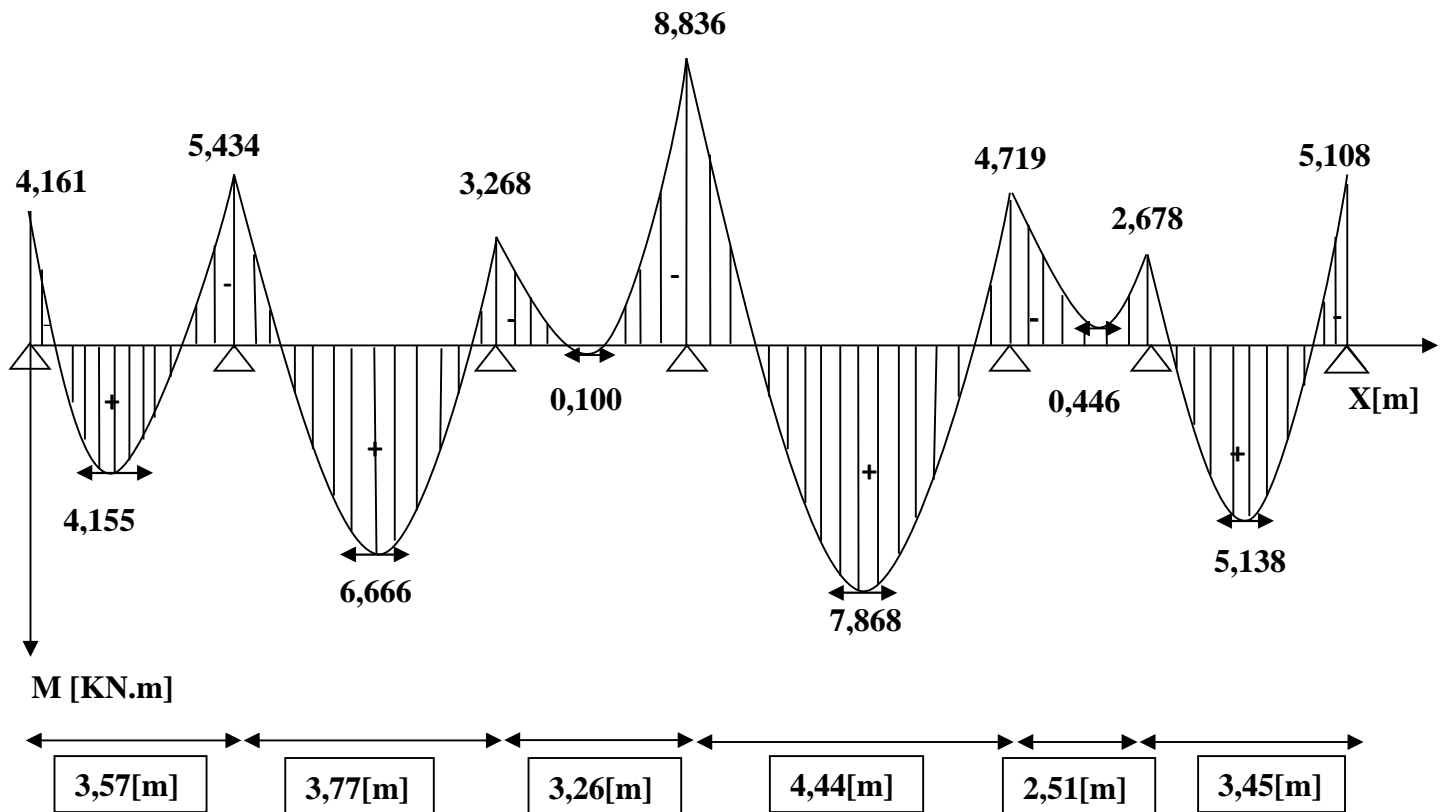


Figure III.2.10 Diagramme des moments fléchissant à L'ELU.

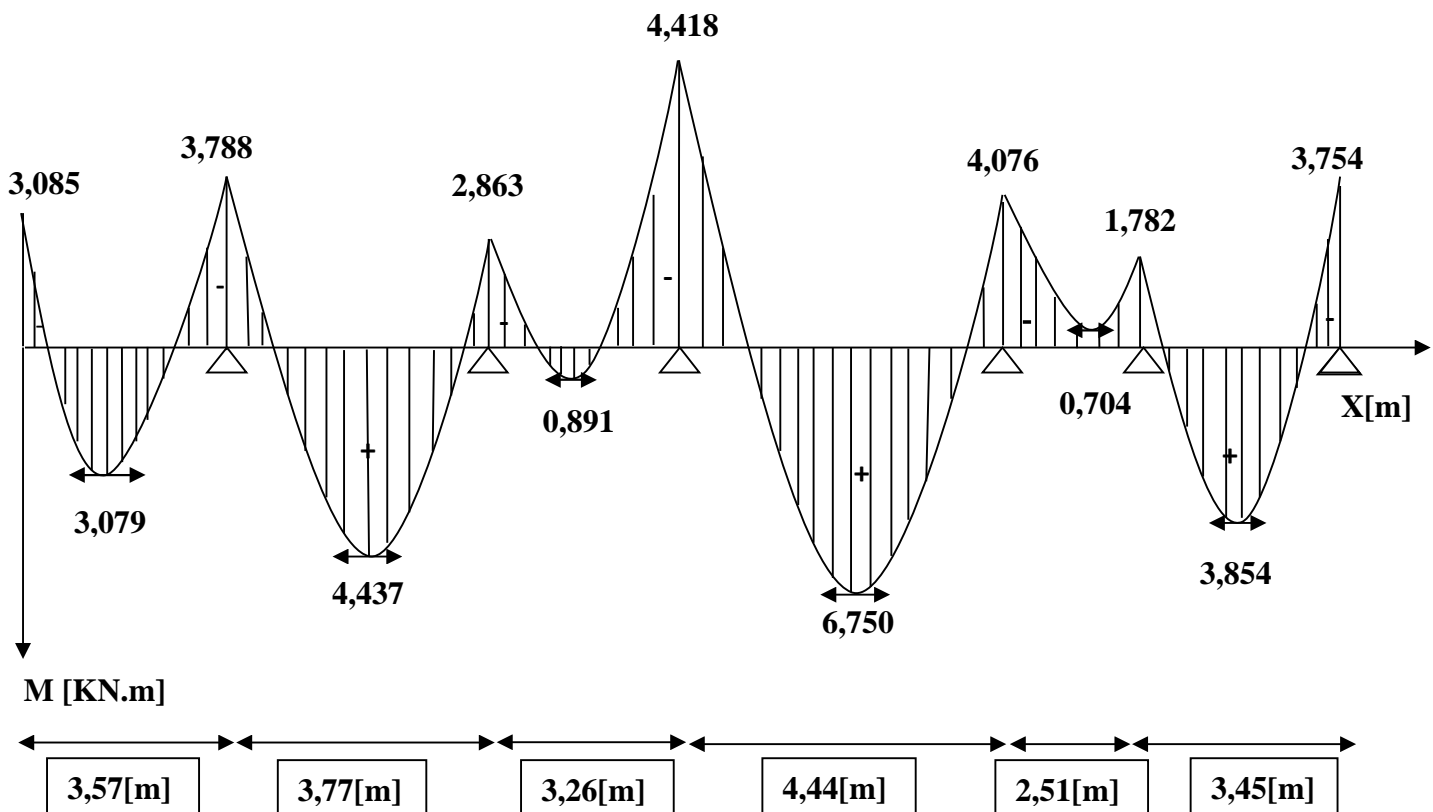


Figure III.2.11 Diagramme des moments fléchissant à L'ELS.

III.2.4 Ferrailage à l'ELU :

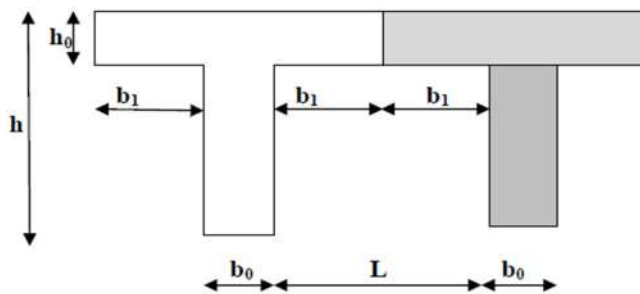
1) Armatures longitudinales :

Les moments max aux appuis et aux travées sont :

$$M_{amax} = 8,836 \text{ [KN.m]} \quad M_{tmax} = 7,868 \text{ [KN.m]}$$

la poutrelle sera calculée comme une section en **Té** dont les caractéristiques géométriques sont :

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



• Armatures en travées :

$$M_{tmax} = 7,868 \text{ [KN.m]}$$

❖ Position de l'axe neutre :

- Si $M_{tmax} > M_0$; l'axe neutre tombe dans la nervure.
- Si $M_{tmax} < M_0$; l'axe neutre tombe dans la table de compression.

Avec :

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

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \longrightarrow M_0 = 59,07 \text{ [KN.m]}$$

$M_{tmax} = 7,868 \text{ [KN.m]} < M_0 = 59,07 \text{ [KN.m]} \longrightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression et la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire (**b×h=65×20**).

$$\mu = \frac{M_{tmax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7,868 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,026 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{La section simplement armée (S.S.A).}$$

$$\text{On a : } \mu = 0,026 \longrightarrow \beta = 0,987$$

$$A_{st} = \frac{M_{tmax}}{\beta \times d \times \frac{f_{te}}{\gamma_s}} \longrightarrow A_{st} = \frac{7,868 \times 10^3}{0,986 \times 18 \times 348} = 1,27 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\text{Soit : } A_{adp} = 3HA12 = 3,39 \text{ [cm}^2\text{]}$$

- **Armatures aux appuis :**

$$M_{amax} = 8,836 \text{ [KN. m]}$$

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

$$\mu = \frac{M_{amax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8,836 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,160$$

$$\mu = 0,160 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{Section simplement armée (S.S.A).}$$

$$\mu = 0,160 \longrightarrow \beta = 0,912$$

$$A_{st} = \frac{M_{tmax}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \longrightarrow A_{st} = \frac{8,836 \times 10^3}{0,912 \times 18 \times 348} = 1,55 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\text{Soit : } A_{adp} = 2HA12 = 2,26 \text{ [cm}^2\text{]}.$$

Conclusion :

On adopte le même ferrailage suivant :

En travée : 3HA12

Aux appuis : 2HA12

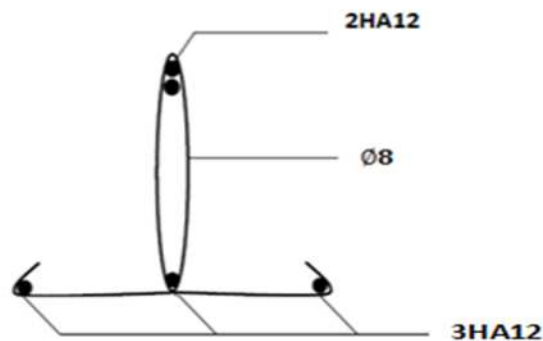


Figure. III.2.12 Plan de ferrailage de la poutrelle.

2) Armatures transversales : (Art. A.7.2.2/BAEL91)

$$\phi_t = \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l^{\max} \right)$$

Avec :

ϕ_l^{\max} : Diamètre max des armatures longitudinales.

$$\phi_t = \min \left(\frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 12 \right) = (5,7 ; 12 ; 12) = 5,7 \text{ [mm]}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ [mm]}$

3) Espacement des armatures :

$$S_{tmin} \leq (0,9d, 40[cm])$$

$$S_{tmin} \leq (16,2, 40[cm])$$

Donc on prend un espacement :

$$S_t = 15[cm]$$

Conclusion :

Les armatures transversales seront réalisées par des étriers en **HA8**, avec un espacement **$S_t = 15 [cm]$** sur la totalité de la poutrelle.

III.2.5 Vérification à l'ELU :**III.2.5.1 Condition de non fragilité (BAEL 91 A 4.2.1) :****➤ En travée :**

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

$$A = 3,39[cm^2] > A_{min} = 1,41 [cm^2] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Sur appuis :

On a :

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

$$A = 2,26 [cm^2] > A_{min} = 0,26 [cm^2] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.1/ BAEL91 modifié 99) :

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte τ_u , prise conventionnellement et égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 \times d}$$

Avec :

$$V_u^{max} = 15,69 [KN]$$

$$\tau_u = \frac{15,69 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,726 [MPa]$$

Article A.5.1, 21 BAEL91 : dans le cas où les armatures d'âme sont droites et les fissurations sont peut nuisibles, la contrainte $\overline{\tau_u}$:

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

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 [MPa] \right)$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5 [MPa] \right) \longrightarrow \overline{\tau_u} = \min(3,33; 5 [MPa])$$

$$\tau_u = 0,726 [MPa] < \overline{\tau_u} = 3,33 [MPa] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

a) **Sur le béton :**

$$\frac{0,4f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b_0 = \frac{0,4 \times 25}{1,5} \times 0,9 \times 180 \times 120 = 129,6 \text{ [KN]}$$

On a :

$$V_u^{\max} = 15,69 \text{ [KN]} < 129,6 \text{ [KN]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) **Sur acier :**

On doit vérifier que :

$$A_{st} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9 \times d} \right)$$

$$A_{st} = 3,39 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{400 \times 10^2} \left(15,69 + \frac{8,836 \times 10^5}{0,9 \times 18} \right) = 1,57 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A = 3,39 \text{ [cm}^2\text{]} > 1,57 \text{ [cm}^2\text{]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence : (Art A.6.1. 3 BAEL91)**

Il faut vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ [MPa]}$$

Aux appuis :

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9d \sum U_i} \text{ Avec : } T_{\max} = 15,69 \text{ [KN]}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{15,69 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 3,14 \times 1 \times 12} = 2,57 \text{ [MPa]} \leq \overline{\tau_{se}} = 3,15 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Ancrage des barres aux appuis : (Art A.6.1.22.1 BAEL91 modifié 99) :**

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ [MPa]}$$

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \text{ Avec : } \tau_{su} : \text{contrainte d'adhérence}$$

$$\phi = 12 \longrightarrow L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ [cm]}$$

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est : **Lc = 0,4. Ls = 20 [cm]**

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement : (Art. A.5.1.1 BAEL91 modifié 99)**

$$V_u^{\max} = 15,69 \text{ [KN]}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} = \frac{15,69 \times 10^3}{650 \times 180} = 0,134$$

$$\tau_u = 0,134 \text{ [MPa]}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ [MPa]} \right\} \text{ (Art. A.5.1.2.1.1 BAEL91 modifié 99)}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,15}; 5[\text{MPa}] \right\} = \min \{4,35; 5[\text{MPa}]\}$$

$$\overline{\tau_u} = 4,35[\text{MPa}]$$

$$\tau_u = 0,134 [\text{MPa}] < \overline{\tau_u} = 4,35[\text{MPa}] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.6 Vérifications à l'ELS :

III.2.6.1 Etat limite d'ouverture des fissures : (Art A.4.5, 3 BAEL91 modifié 99), (Art B 6.5.2/ BAEL91 modifié 99)

La fissuration est peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer.

III.2.6.2 Etat limite de résistance du béton à la compression : (Art A 4.5, 2/BAEL 91 modifié 99) :

On doit vérifier que dans le béton : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{t28} = 15 [\text{MPa}]$

$$\sigma_{bc} = K_1 \times \sigma_{st} \text{ Avec}$$

Et que dans l'acier : $\sigma_s < \overline{\sigma}_s$ avec ; $\overline{\sigma}_s = 348[\text{MPa}]$

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

β_1 ; K_1 : valeurs tirées du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de ρ , qui est égale à : $\rho = \frac{100A_s}{b_0 \times d}$

➤ Contrainte dans le béton :

• Aux appuis :

$$\rho = \frac{100A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2,26}{12 \times 18} = 1,05 \longrightarrow \beta_1 = 0,858, K_1 = 20,21$$

$$M_a = 4,418 [\text{KN.m}] \longrightarrow \sigma_{st} = \frac{4,418 \times 10^3}{0,858 \times 18 \times 2,26} = 126,58 [\text{MPa}]$$

$$\sigma_{st} = 126,58 [\text{MPa}] < \overline{\sigma}_{st} = 400 [\text{MPa}] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \text{ avec } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{20,21} = 0,047$$

$$\sigma_{bc} = 126,58 \times 0,047 = 5,95 [\text{MPa}] < \overline{\sigma}_{bc} = 15 [\text{MPa}] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• En travée :

$$\rho = \frac{100 \times 3,39}{12 \times 18} = 1,569, \beta_1 = 0,837, K_1 = 15,67$$

$$M_t = 6,750 [\text{KN.m}] \longrightarrow \sigma_{st} = \frac{6,750 \times 10^3}{0,837 \times 18 \times 3,39} = 132,16 [\text{MPa}]$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{15,67} = 0,064$$

$$\sigma_{bc} = K_1 \times \sigma_{st} = 132,16 \times 0,064 = 8,46 [\text{MPa}] < \overline{\sigma}_{bc} = 15 [\text{MPa}] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Contrainte dans l'acier :**

• **Aux appuis :**

$$\sigma_{st} = 126,58 [MPa] < \bar{\sigma}_s = 348 [MPa] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **En travée :**

$$\sigma_{st} = 132,16 [MPa] < \bar{\sigma}_s = 348 [MPa] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.6.3 Vérification de la flèche (Article B.6.8.424 BAEL91) :

Les déformations des différents éléments du plancher doivent rester suffisamment faible pour ne pas nuire à l'aspect et à l'utilisation de la construction, pour ne pas occasionner des désordres dans les éléments porteurs, et pour que les revêtements, les cloisons ou autre ouvrages supportés s'il en existe ne soient pas endommagés d'une façon inadmissible par suite des déformations excessives de leurs supports. Les déformations ne doivent également pas conduire par leurs effets à une redistribution des efforts susceptibles de remettre en cause certaines des hypothèses de calcul. S'il y a lieu de se prémunir contre l'un des risques précédents, on doit justifier de l'état limite de déformation par un calcul de flèche qui ne doit pas dépasser la valeur limite. Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1) \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$2) \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$$

$$3) \quad \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

h : hauteur totale de la section de la nervure (épaisseur de la dalle de compression).

M₀ : moment isostatique maximum.

L : portée entre nus d'appuis.

M_t : moment max en travée.

b₀ : Largeur de la nervure.

d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{20}{444} = 0,045 \leq \frac{1}{16} = 0,062 \longrightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \longrightarrow \frac{20}{444} = 0,045 \leq \frac{6,750}{10 \times 11,49} = 0,059 \longrightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \longrightarrow \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,0109 \geq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \longrightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Toutes les conditions ne sont pas vérifiées, alors le calcul de la flèche est indispensable.

➤ **Valeur limite des flèches (Article B.6.5, 3BAEL) :**

Les valeurs limites des flèches liées au bon comportement des revêtements et des cloisons dans le cas des éléments supports reposant sur deux appuis sont :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \text{ Pour } L \leq 5 \text{ [m]}$$

$$\bar{f} = 0,5\text{cm} + \frac{L}{1000} \text{ Pour } L > 5 \text{ [m]}$$

Dans notre cas $L_{\max} = 4,44 < 5 \text{ [m]}$

$$\bar{f} = \frac{4440}{500} = 8,88 \text{ [mm]}$$

Calcul de la flèche :

$$f_v = \frac{M_s L^2}{10 \times E_v I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 d}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b}) \rho}$$

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

Avec :

I_{fv} : module d'inertie fictif de longue durée.

I_0 : moment d'inertie total de la section homogène

E_v : module de déformation différé du béton.

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

$$\sigma_{st} = 132,16 \text{ [MPa]}$$

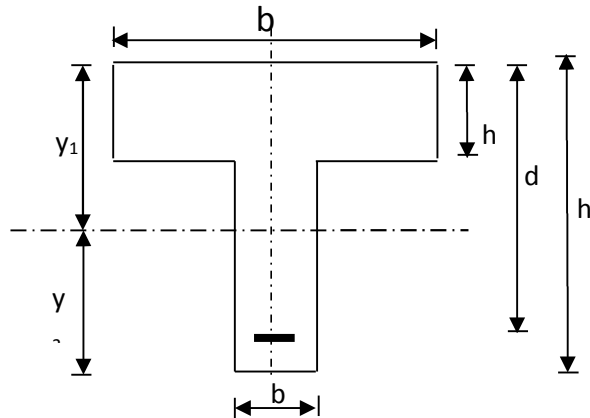
I_0 : moment d'inertie total de la section homogène par rapport au CDG de la section avec (n=15).

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (Y_1^3 + Y_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(Y_1 - \frac{h_0}{20} \right)^2 \right] + 15 A_t (Y_2 - c)^2$$

Y : position de l'axe neutre.

$$Y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

S_{xx} : Moment statique de la section



B₀ : aire de la section homogénéisée

$$Y_1 = \frac{(b \times h_0) \times \frac{h_0}{2} + (h - h_0) \times b_0 \left[\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right] + n A_{st} \times d}{(b \times h_0) + (h - h_0) \times b_0 + n A_{st}}$$

$$Y_1 = \frac{(65 \times 4) \times \frac{4}{2} + (20 - 4) \times 12 \left[\frac{20 - 4}{2} + 4 \right] + 15 \times 3,39 \times 18}{(65 \times 4) + (20 - 4) \times 12 + 15 \times 3,39} = \mathbf{7,44 \text{ [cm]}}$$

$$Y_2 = h - Y_1 = 20 - 7,44 = \mathbf{12,56 \text{ [cm]}}$$

D'où :

$$I_0 = \frac{12}{3} (7,44^3 + 12,56) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + \left(7,44 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 3,39 (12,56 - 2)^2$$

$$\mathbf{I_0 = 21799,84 \text{ [cm}^4\text{]}}$$

Calcul des paramètres :

$$\rho = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,016$$

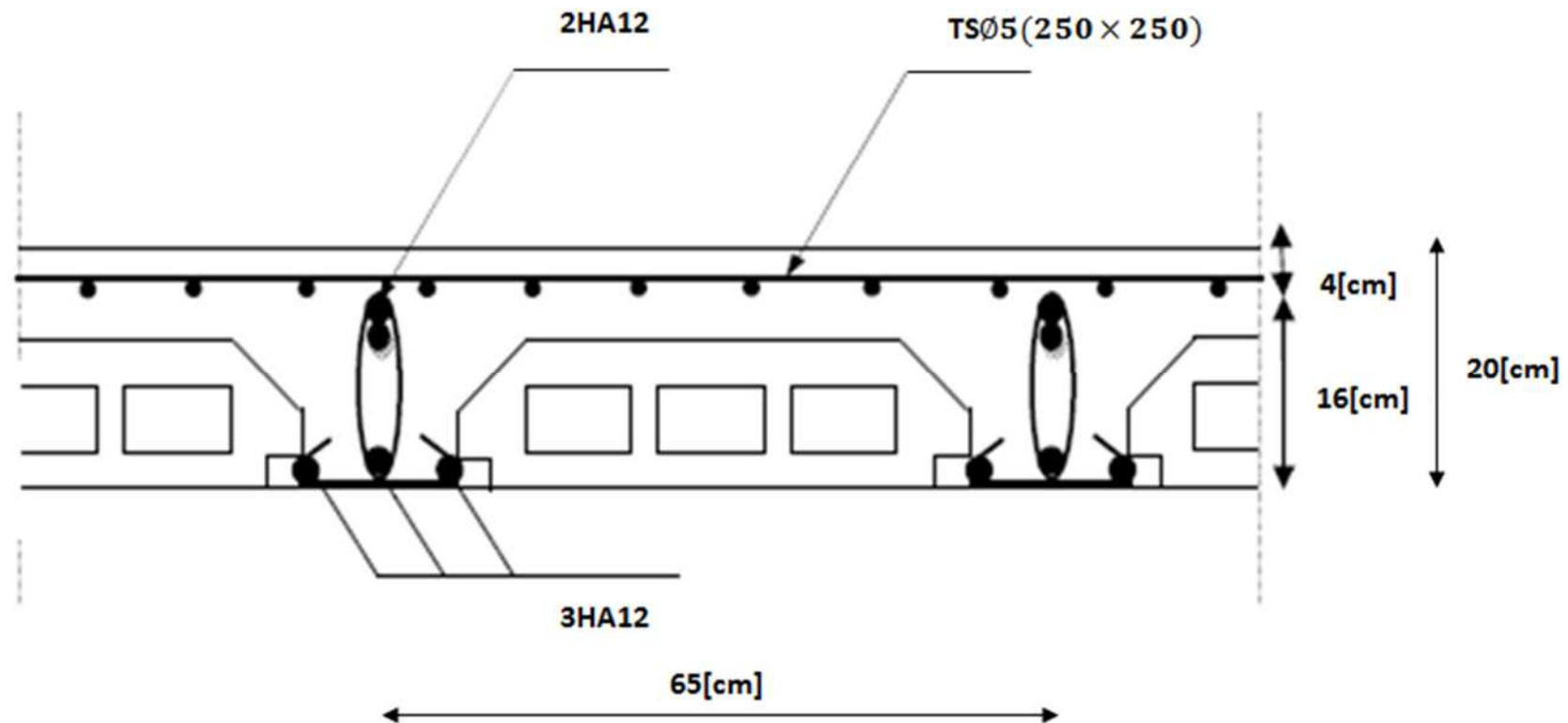
$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0,016} = 1,028$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,016 \times 132,16 + 2,1} = 0,652$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 21799,84}{1 + 1,028 \times 0,652} = \mathbf{14356,98 \text{ [MPa]}}$$

$$f_v = \frac{6,750 \times 10^6 \times 4440^2}{10 \times 10818,86 \times 14356,98 \times 10^4} < \bar{f} = \frac{4440}{500}$$

$$f_v = 8,57 \text{ [mm]} < \bar{f} = 8,88 \text{ [mm]} \longrightarrow \mathbf{\text{Condition vérifiée.}}$$



Plan de ferrailage du plancher.

III.3 étude de la salle machine :

Notre salle machine est constituée d'une cage d'ascenseur de caractéristiques suivantes :

$$L_x = 1,50 \text{ m}$$

$$L_y = 1,60 \text{ m}$$

La surface de la cabine est de : $S = 1,50 \times 1,60 = 2,4 \text{ m}^2$.

La vitesse d'entraînement $V = 1 \text{ m/s}$.

La charge que peut contenir la cabine est de 4 personnes au maximum de 6,3 KN.

La charge totale transmise par le système de levage et la cabine chargée est de 9 tonnes.

III.3.1 Calcul de la dalle pleine de la salle machine :

La dalle est soumise aux charges suivantes :

- Charges localisées sur un rectangle concentrique de la dalle.
- Charges uniformément réparties sur toute la surface de la dalle.

III.3.1.1 Sous charges localisées :

La dalle repose sur 4 appuis, elle est soumise à une charge localisée. Son calcul se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens, en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

a. Pré dimensionnement :

$$\text{On a : } \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{150}{160} = 0,94$$

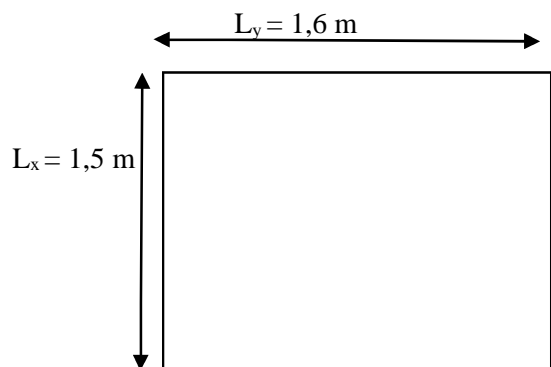
Dans ce cas, la dalle travaille dans deux directions.

$$h_0 \geq L_x / 30 = 150 / 30 = 5,0 \text{ cm}$$

h_0 : épaisseur minimal de la dalle pleine.

h_0 doit être au minimum égale à 12 cm

selon l'RPA 99 version 2003.



III.3.1 panneau de la dalle salle machine.

❖ Donc on adopte une épaisseur $h_0 = 15 \text{ cm}$.

$$\begin{cases} U = U_0 + 2.e + h_0 \\ V = V_0 + 2.e + h_0 \end{cases}$$

U_0, V_0 : zone dans laquelle q est concentrée

e : épaisseur de revêtement égal à 5 cm.

h_0 : hauteur de la dalle

$$\begin{cases} U = U_0 + 2e + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.} \\ V = V_0 + 2e + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.} \end{cases}$$

Dalle couvrant la salle machine

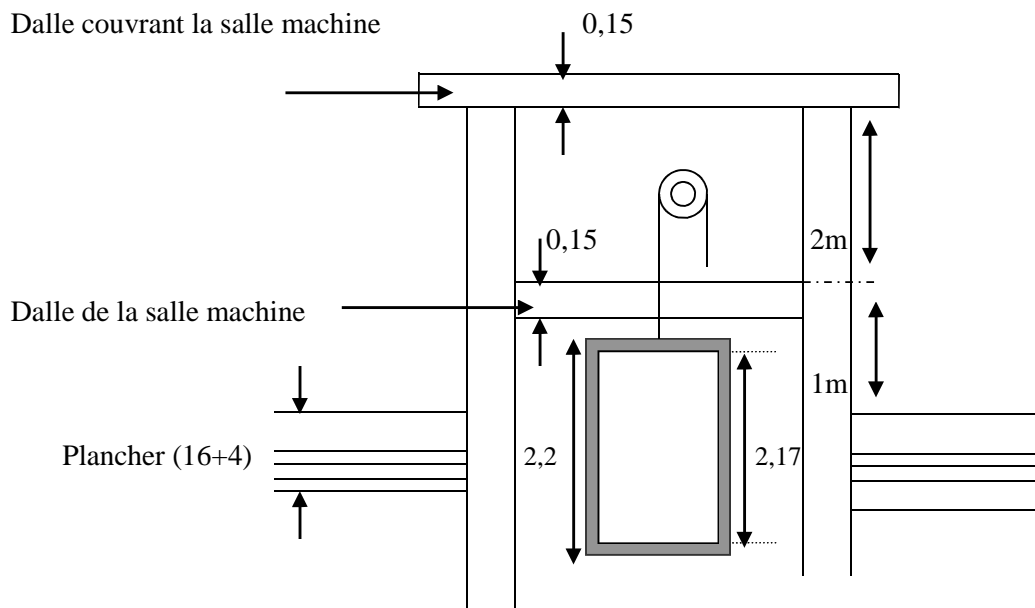


Figure III.3.2 Cage de l'ascenseur.

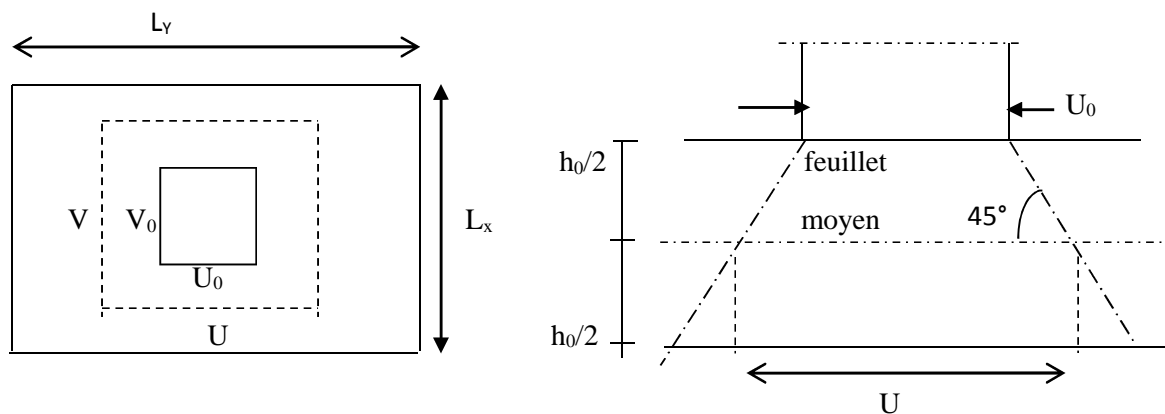


Figure III.3.3 Schéma représentant la diffusion de charges au niveau du feuillet moyen.

b. Calcul des moments à l'ELU :**b.1 évaluation des moments M_{x1} et M_{y1} dû au système de levage :**

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

$$M_{x1} = P (M_1 + \gamma M_2)$$

$$M_{y1} = P (M_2 + \gamma M_1)$$

Avec γ : coefficient de poisson $\gamma = 0,2$ à l'ELS

$$\gamma = 0 \text{ à l'ELU}$$

M_1, M_2 : des coefficients donnés par les abaques en fonction de ρ et des rapports :

$$(U/L_x ; V/L_y)$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,50}{1,60} = 0,94 ; \quad \frac{U}{L_x} = \frac{1,05}{1,50} = 0,70 ; \quad \frac{V}{L_y} = \frac{1,05}{1,60} = 0,65$$

❖ Les abaques de PIGEAUD nous donnent **$M_1 = 0,069$; $M_2 = 0,062$**

- détermination de la charge concentrique P :

La charge déterminée à l'ELU et a pour valeur :

$$P = 1,35 G = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = P (M_1) = 121,5 \times 0,069 = 8,38 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P (M_2) = 121,5 \times 0,062 = 7,53 \text{ KN.m}$$

b.2 Evaluation des moments M_{x2}, M_{y2} dus au poids propre de la dalle et de la surcharge :

$$M_{x2} = \mu_x q (L_x)^2$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2}$$

$$\rho = 0,94 ; v = 0 \implies \mu_x = 0,0419 ; \mu_y = 0,864$$

- Poids propre de la dalle à l'ELU

$$G_d = \rho_b \times h_0 = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/m}^2$$

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

- Combinaison de charges :

$$q_u = 1,35 G_d + 1,5 Q_d = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = 6,562 \text{ KN/m}^2$$

Ce qui nous donne :

$$M_{x2} = 0,0419 \times 6,562 \times (1,50)^2 = 0,618 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,864 \times 0,618 = 0,534 \text{ KN.m}$$

b.3 Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8,38 + 0,618 = 8,998 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7,53 + 0,534 = 8,064 \text{ KN.m}$$

b.3.1 Prise en compte des conditions d'appuis :

Le panneau choisi pour le calcul est un panneau intermédiaire. En tenant compte de l'encastrement de la dalle aux appuis, les moments deviennent comme suit :

- Moment aux appuis $0,3 M_x$
- moment en travée $M_x^t = 0,85 M_x$; $M_y^t = 0,85 M_y$

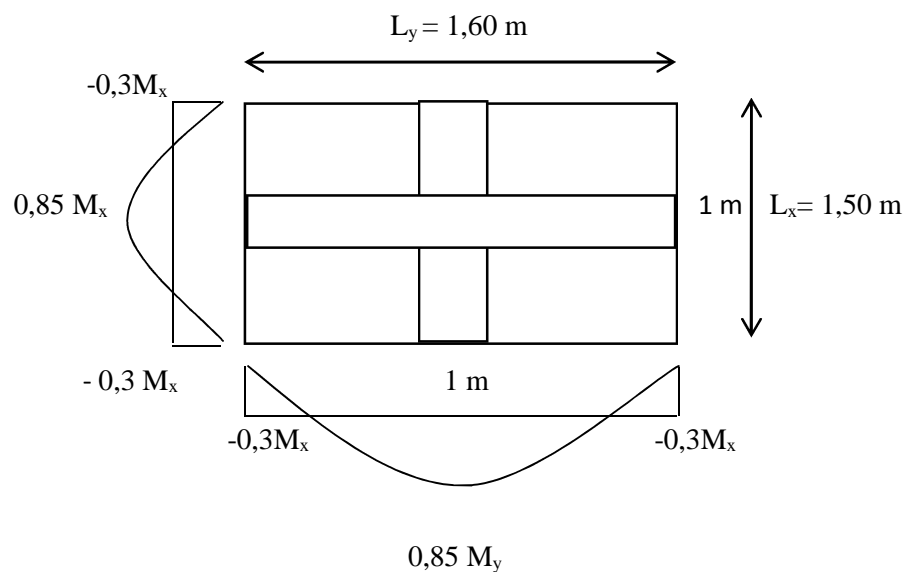
En travées :

$$M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 8,998 = 7,648 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 8,064 = 6,854 \text{ KN.m}$$

Aux appuis :

$$M_x^a = M_y^a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 8,998 = -2,70 \text{ KN.m}$$



III.3.4 Les moments de la dalle de la salle machine.

c. Calcul des efforts tranchants :**- Charges réparties sur toute la dalle :**

Les efforts tranchants max pour les bandes égales à 1 m de largeur sont :

Au milieu de L_y :

$$T_y = \frac{P}{2(L_y + L_x)} = \frac{q \cdot L_x \cdot L_y}{2(L_y + L_x)} = \frac{6,562 \times 1,5 \times 1,6}{2(1,6 + 1,5)} = 2,54 \text{ KN}$$

Au milieu de L_x :

$$T_x = \frac{P}{3(L_y)} = \frac{q \cdot L_x \cdot L_y}{3(L_y)} = \frac{6,562 \times 1,5 \times 1,6}{3(1,6)} = 3,281 \text{ KN}$$

- Charge répartie sur U x V :

Au milieu de U :

$$T_y = \frac{P}{2(U + V)} = \frac{121,5}{2(1,05 + 1,05)} = 28,928 \text{ KN}$$

Au milieu de V :

$$T_x = \frac{P}{3(U)} = \frac{121,5}{3(1,05)} = 38,571 \text{ KN}$$

d. Détermination de la section d'armature

Le calcul des armatures s'effectue en flexion simple à l'ELU :

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur et de 15 cm de hauteur (épaisseur de la dalle).

• En travée :**- Armature // à XX**

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{7,648 \times 10^3}{100 \times (13,5)^2 \times 14,2} = 0,0296 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_b = 0,0296 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,985$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta d \sigma_s} = \frac{7,648 \times 10^3}{0,985 \times 13,5 \times 348} = 1,653 \text{ cm}^2$$

❖ Soit 4HA10 ($A_t = 3,14 \text{ cm}^2$), avec un espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$.

- Armature // à YY

On choisi au préalable $\phi_y = 8 \text{ mm}$

$$d_y = d_x - \frac{\phi_x + \phi_y}{2} = 13,5 - \frac{1+0,8}{2} = 12,6 \text{ cm.}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{6,854 \times 10^3}{100 \times (13,5)^2 \times 14,2} = 0,026 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_b = 0,026 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,987$$

$$A_t = \frac{M_y^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6,854 \times 10^3}{0,987 \times 13,5 \times 348} = 1,478 \text{ cm}^2$$

❖ Soit 4HA8 ($A_t = 2,01 \text{ cm}^2$), avec un espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

• **Aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{2,7 \times 10^3}{100 \times (13,5)^2 \times 14,2} = 0,0104 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_b = 0,0104 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,995$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2,7 \times 10^3}{0,995 \times 13,5 \times 348} = 0,577 \text{ cm}^2$$

❖ Soit 4HA8 ($A_t = 2,01 \text{ cm}^2$), avec un espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

III.3.2 Vérification à l'ELU :

• **Vérification au cisaillement :**

Avec : $T_{\max} = 38,571 \text{ KN}$, $b = 1 \text{ m} = 1000 \text{ mm}$, $d = 0,9 \times e_p$; $e_p = 15 \text{ cm}$.

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{38,571 \cdot 10^3}{1000 \times 135} = 0,286 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ MPa}$$

$$\tau_n = 0,286 \text{ MPa} < \overline{\tau_n} = 1,167 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

• **Vérification au poinçonnement :**

On admet qu'aucune armature d'effort tranchant n'est requise si la condition suivante est satisfaite :

$$Q_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

Q_u : charge de calcul vis-à-vis de l'ELU.

h : épaisseur totale de la dalle.

U_c : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge dans le plan de la feuille moyenne.

$$U_c = 2(U+V) = 2(105+105) = 420 \text{ cm.}$$

$$Q_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times 10^3 \frac{25}{1,5} = 472,5 \text{ KN.}$$

$$Q_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN} < 472,5 \text{ KN.} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Donc les armatures transversales sont inutiles.

III.3.3 Vérification à l'état limite de service :

a) Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} :

$$M_{x1} = P (M_1 + \gamma M_2)$$

$$M_{y1} = P (M_2 + \gamma M_1)$$

À l'ELS :

$$P = 90 \text{ KN} ; \nu = 0.2$$

$$M_{x1} = 90 (0,069 + 0,2 \times 0,062) \longrightarrow M_{x1} = 7,326 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 90 (0,062 + 0,2 \times 0,069) \longrightarrow M_{y1} = 6,822 \text{ KN.m}$$

b) Les moments engendrés par le poids propre de la dalle :

$$q_s = G + Q = 3,75 + 0 = 3,75 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = 0,94 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0491 \\ \mu_y = 0,906 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0,0491 \times 3,75 \times (1,5)^2 = 0,414 \text{ KN}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,906 \times 0,414 = 0,375 \text{ KN}$$

c) Superposition des moments:

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7,326 + 0,414 = 7,74 \text{ KN}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6,822 + 0,375 = 7,197 \text{ KN}$$

d) Prise en compte des conditions d'appuis :

Remarque :

Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0.85) et en appuis par (0.3) pour tenir compte de la continuité des voiles.

En travées :

$$M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 7,74 = 6,579 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 7,197 = 6,117 \text{ KN.m}$$

Aux appuis :

$$M_x^a = M_y^a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 7,74 = - 2,322 \text{ KN.m}$$

III.3.4 Vérification des contraintes dans le béton :

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

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

Sens X-X :

▪ En travée :

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{7,648}{6,579} = 1,162 ; \mu_b = 0,0296 \xrightarrow{\text{tableau}} \alpha = 0,0381$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,162 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,331 > \alpha = 0,0381 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▪ Aux Appuis :

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{2,70}{2,322} = 1,163 ; \mu_b = 0,0104 \xrightarrow{\text{tableau}} \alpha = 0,0126$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,163 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,331 > \alpha = 0,0126 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens Y-Y :**▪ En travée :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{6,854}{6,117} = 1,12 ; \mu_b = 0,026 \xrightarrow{\text{tableau}} \alpha = 0,033$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,207 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,353 > \alpha = 0,033 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Conclusion :** Le calcul de la contrainte dans le béton n'est pas nécessaire

III.3.5 Etat limite de fissuration : (BAEL99 Art 4.5.32)

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

III.3.6 Vérification de la flèche :

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

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

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

h : hauteur de la dalle

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

M_x : moment isostatique de référence dans la direction x-x pour une bande de 1m de largeur.

A_x : section d'armature /ml

b : largeur de la bande ; égale à 1m

d : hauteur utile de la bande.

$$\text{a) } \frac{h}{L_x} = \frac{15}{150} = 0,10$$

$$\frac{M_{tu}}{20M_x} = \frac{7,648}{20 \times 8,998} = 0,0425$$

$$\frac{h}{L_x} = 0,10 > \frac{M_{tu}}{20M_x} = 0,0425$$

condition vérifiée

$$\text{b) } \frac{2}{f_e} = 0,005$$

(BAEL99 Art 4.5.32)

$$\frac{A_{tx}}{b \times d} = \frac{3,14}{100 \times 13,5} = 0,0023$$

$$\frac{A_{tx}}{b \times d} = 0,0023 < \frac{2}{f_e} = 0,005$$

condition vérifiée

Conclusion :

Après toutes les vérifications effectuées, nous avons adopté le ferrailage suivant :

☞ **Sens x-x :**

- Appuis : **4HA8** = 2,01 cm²/ml avec un espacement $S_t = 25$ cm
- Travée : **4HA10** = 3,14 cm²/ml avec un espacement $S_t = 25$ cm

☞ **Sens y-y :**

- Appuis : **4 HA8** = 2,01 cm²/ml avec un espacement $S_t = 25$ cm
- Travée : **4 HA8** = 2,01 cm²/ml avec un espacement $S_t = 25$ cm

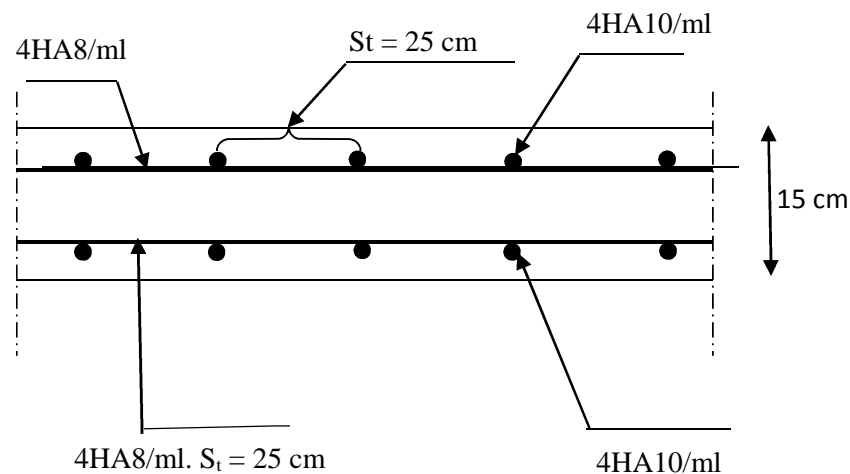
III.3.2 Schéma de ferrailage de la dalle pleine de la salle machine :

Figure III.3.5 Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine dans le sens x-x.

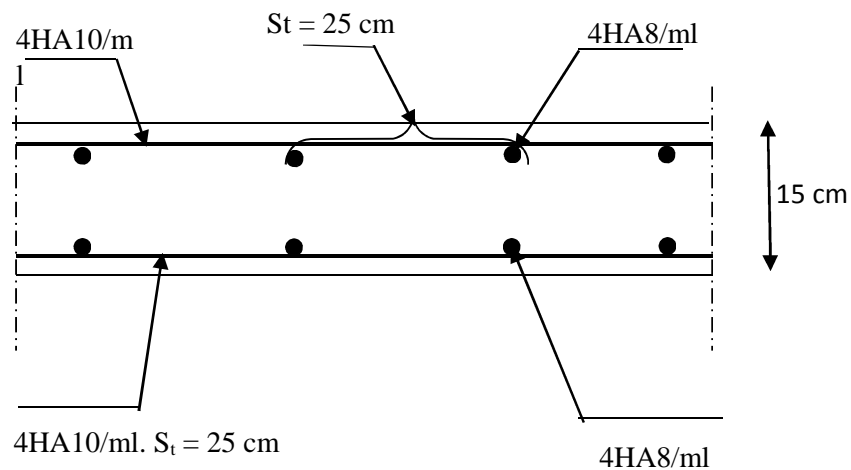


Figure III.3.6 Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine dans le sens y-y.

III.4 Les escaliers

III.4.1 Introduction

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

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier en béton armé coulé sur place.

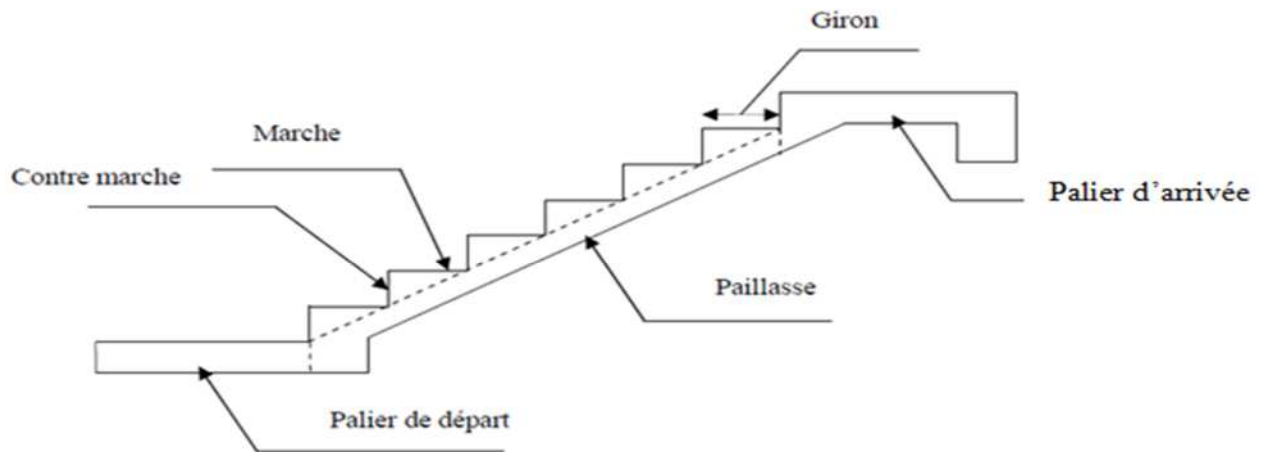


Figure III.4.1 : Principaux termes relatifs à un escalier

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier qui est réparti en 3 volées plus 2 paliers de repos intermédiaire.

III.4.2 : Escalier de l'étage courant :

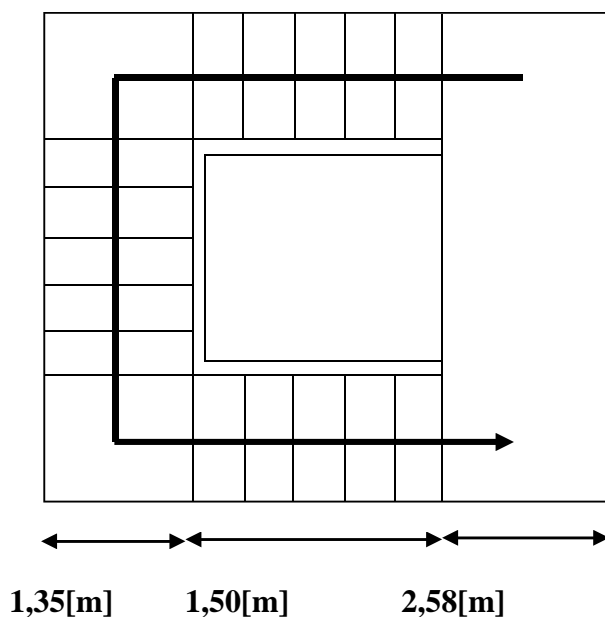


Figure III.4.2 Vu en plan de l'escalier.

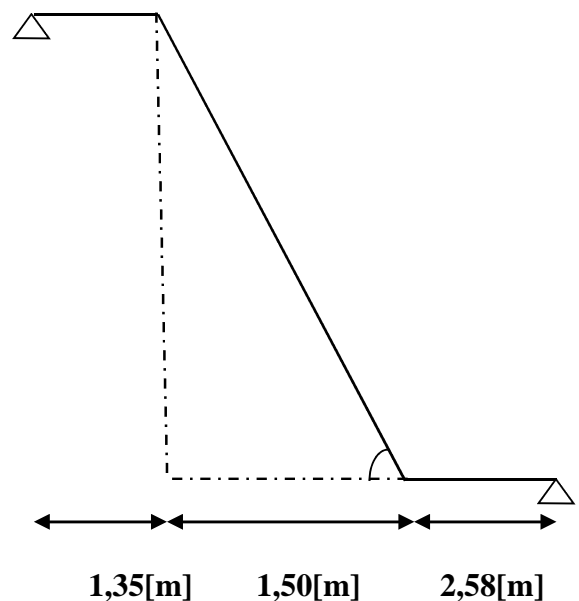


Figure III.4.3 Schéma statique de l'escalier.

III.4.2.1 Pré-dimensionnement de l'escalier :

Pour les dimensions des marches et contre marches, on utilise généralement la formule de BLONDEL qui est la suivante :

$$59 \leq g + 2h \leq 66$$

On a les conditions suivantes :

Pour un bâtiment à usage d'habitation

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm.}$$

$$28 \text{ cm} \leq g \leq 35 \text{ cm.}$$

➤ Le nombre de contremarche n est égal à :

$$n = \frac{H}{h}$$

➤ Le nombre de marches est pris égal à $m = n - 1$.

La profondeur du pallier de repos est :

$$L_1 \geq 3g.$$

Le rapport $r = \frac{h}{g}$ est appelé raideur de l'escalier, elle doit être inférieure à 1.

La longueur de la ligne de foulée pour une seule volée $L = g \times (n - 1)$

➤ **Application :**

a) Marches et contremarches :

$$14 \leq h \leq 18 \text{ soit } h = 17[\text{cm}].$$

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18.$$

Le nombre de marches est égale à $m = n - 1$

La 1^{ère} volée :

$$n = 6 \text{ et } m = 5$$

La 2^{ème} volée :

$$n = 6 \text{ et } m = 5$$

La 3^{ème} volée :

$$n = 6 \text{ et } m = 5$$

❖ On a donc des volées identiques.

$$H = \frac{3,06}{3} = 1,02[\text{m}]$$

b) Calcul du giron :• **La relation de BLONDEL :**

$$59 \leq g + 2h \leq 66$$

$$59 \leq g + (2 \times 17) \leq 66$$

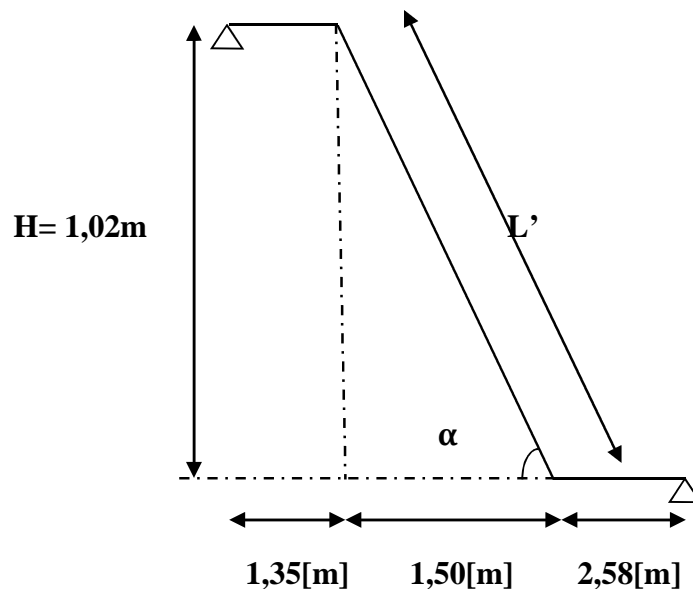
$$25 \leq g \leq 32 \longrightarrow \text{soit } g = 30[\text{cm}].$$

• **Vérification de la loi de BLONDEL :**

$$59 \leq g + 2h \leq 66 \longrightarrow 59 \leq 30 + (2 \times 17) = 64[\text{cm}] \leq 66 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

a) Dimensionnement de la paillasse :

Le pré dimensionnement se fera comme une poutre partiellement encastree sur ses deux cotés et l'épaisseur doit donc vérifier les conditions suivantes :



$$\frac{L_0}{30} \leq ep \leq \frac{L_0}{20} \quad ; \text{ Avec : } L_0: \text{ la longueur de la volée.}$$

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{102}{150} = 0,68 \quad \text{On a donc : } \alpha = 34,22^\circ$$

$$\sin \alpha = \frac{102}{L'} \longrightarrow L' = \frac{102}{\sin \alpha} \longrightarrow L' = \frac{102}{\sin 34,22} = 181,37[\text{cm}]$$

$$\text{On a : } L' = 181,37[\text{cm}]$$

$$L_0 = L_1 + L_2 + L_3 \longrightarrow L_0 = 150 + 135 + 258 = 543[\text{cm}]$$

$$\frac{543}{30} \leq ep \leq \frac{543}{20} \longrightarrow 18,1[\text{cm}] \leq ep \leq 27,15[\text{cm}]$$

$$\text{On prend donc : } ep = 20[\text{cm}]$$

c.1) Charge permanentes :**1) charge permanente de la paillasse :**

$$\bullet \text{ Poids propre de la paillasse} = 25 \times 0,20 \times \frac{1}{\cos \alpha} = 25 \times 0,20 \times \frac{1}{\cos 34,22} \\ = 6,05 [\text{KN/ml}]$$

$$\bullet \text{ Poids de la marche} = 25 \times \frac{0,17}{2} \times 1 = 2,125 [\text{KN/ml}]$$

- Poids de revêtements :

- carrelage = $0,02 \times 1 \times 22 = 0,44 [\text{KN/ml}]$
- mortier de pos = $0,02 \times 1 \times 22 = 0,44 [\text{KN/ml}]$
- lit de sable = $0,02 \times 1 \times 18 = 0,36 [\text{KN/ml}]$
- enduit plâtre = $0,02 \times 1 \times 10 = 0,2 [\text{KN/ml}]$
- poids du garde-corps = $0,2 [\text{KN/ml}]$

Donc on a : $G_{\text{paillasse}} = 9,815 [\text{KN/ml}]$

2) charge permanente du palier :

$$\bullet \text{ poids propre du palier} = 25 \times 0,2 \times 1 = 5 [\text{KN/ml}]$$

- Poids de revêtements :

- carrelage = $0,02 \times 1 \times 22 = 0,44 [\text{KN/ml}]$
- mortier de pos = $0,02 \times 1 \times 22 = 0,44 [\text{KN/ml}]$
- lit de sable = $0,02 \times 1 \times 18 = 0,36 [\text{KN/ml}]$
- enduit plâtre = $0,02 \times 1 \times 10 = 0,2 [\text{KN/ml}]$

Donc on a : $G_{\text{palier}} = 6,44 [\text{KN/ml}]$

c.2) Surcharges : DTR.B.C2.2(Q=2,5[KN/ml])

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

c.3) Combinaison de charge :

- ELU :

- 1) La paillasse :

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

$$q_u = 1,35 \times 9,815 + 1,5 \times 2,5 \longrightarrow q_u = 17 [\text{KN/ml}]$$

1) Le palier :

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

$$q_u = 1,35 \times 6,44 + 1,5 \times 2,5 \longrightarrow q_u = 12,44[\text{KN/ml}]$$

➤ ELS :**1) La paillasse :**

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 9,815 + 2,5 \longrightarrow q_s = 12,31[\text{KN/ml}]$$

1) Le palier :

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 6,44 + 2,5 \longrightarrow q_s = 8,94[\text{KN/ml}]$$

III.4.3.2 Ferrailage et calcul des efforts à l'ELU :**1) détermination des efforts internes dans les escaliers à l'ELU :**

Pour la détermination des efforts internes dans les escaliers on se référera aux méthodes de calcul de la RDM.

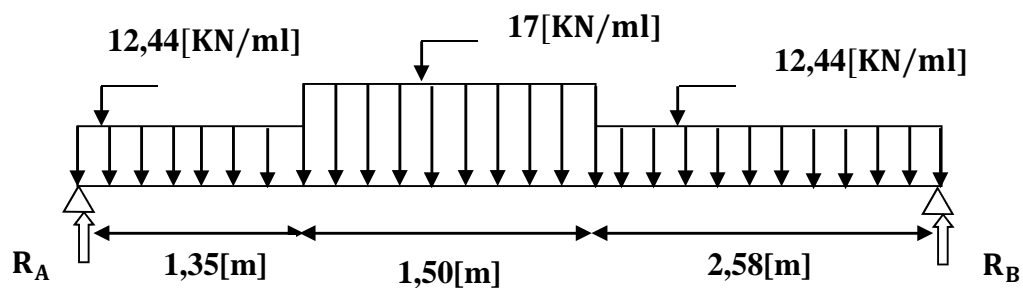


Figure III.4.5 Schéma statique de l'escalier de l'étage courant.

• Calculs les réactions d'appuis :

$$\text{➤ } \sum F = 0 \longrightarrow R_A + R_B = 1,35 \times q_{u1} + 1,5 \times q_{u2} + 2,58 q_{u3}$$

$$R_A + R_B = 1,35 \times 12,44 + 1,5 \times 17 + 2,58 \times 12,44$$

$$R_A + R_B = 74,39[\text{KN}]$$

$$\text{➤ } \sum M/A = 0$$

$$R_B \times (1,35 + 1,5 + 2,58) - \frac{12,44}{2}(1,35)^2 - 17 \times 1,5 \times \left(\frac{1,5}{2} + 1,35\right) - 12,44 \times 2,58 \times \left(\frac{2,58}{2} + 1,5 + 1,35\right) = 0$$

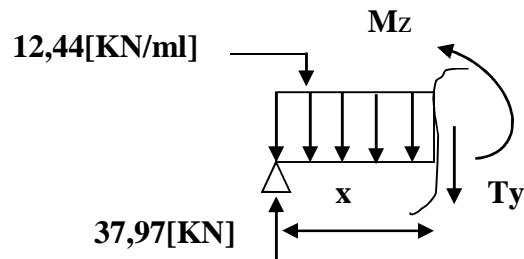
$$5,43R_B - 197,76 = 0 \longrightarrow R_B = \frac{197,76}{5,43} \longrightarrow R_B = 36,42 \text{ [KN]}$$

$$R_A + R_B = 74,39 \text{ [KN]} \longrightarrow R_A = 74,39 - 36,42 = 37,97 \text{ [KN]}$$

$$\text{Donc on a : } \begin{cases} R_B = 36,42 \text{ [KN]} \\ R_A = 37,97 \text{ [KN]} \end{cases}$$

• **Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :**

➤ **1^{er} tronçon $0 \leq x \leq 1,35 \text{ [m]}$:**



$$\diamond Ty(x) + 12,44x - 37,97 = 0$$

$$Ty(x) = 37,97 - 12,44x$$

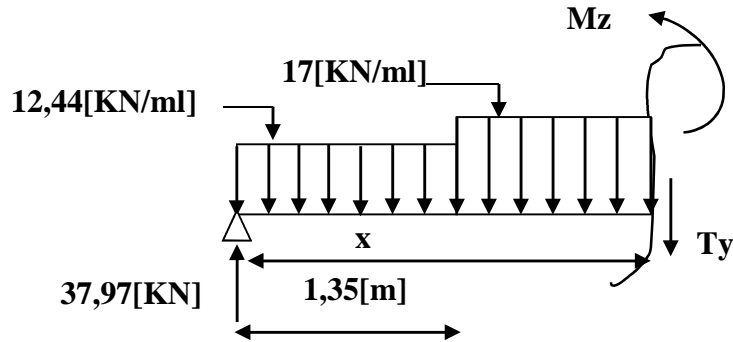
$$\begin{cases} \text{Pour } x=0 \text{ [m]} \longrightarrow Ty(0)=37,97 \text{ [KN]} \\ \text{Pour } x=1,35 \text{ [m]} \longrightarrow Ty(1,35)=21,18 \text{ [KN]} \end{cases}$$

$$\diamond Mz(x) + 12,44 \frac{x^2}{2} - 37,97x = 0$$

$$Mz(x) = 37,97x - 12,44 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x=0 \text{ [m]} \longrightarrow Mz(0) = 0 \text{ [KN.m]} \\ \text{Pour } x=1,35 \text{ [m]} \longrightarrow Mz(1,35) = 39,92 \text{ [KN.m]} \end{cases}$$

➤ 2^{ème} tronçon $1,35[m] \leq x \leq 2,85[m]$:



$$\diamond Ty(x) + 12,44 \times 1,35 + 17 \times (x - 1,35) - 37,97 = 0$$

$$Ty(x) = 44,13 - 17x$$

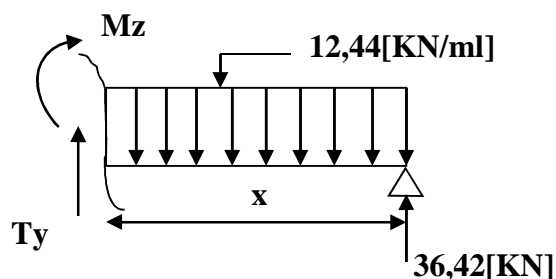
$$\begin{cases} \text{Pour } x=1,35[m] \longrightarrow Ty(1,35)=21,18 \text{ [KN]} \\ \text{Pour } x=2,85[m] \longrightarrow Ty(2,85)= -4,32 \text{ [KN]} \end{cases}$$

$$\diamond Mz(x) + 12,44 \times (1,35) \times \left(x - \frac{1,35}{2}\right) + 17 \times (x - 1,35) \times \left(\frac{x-1,35}{2}\right) - 37,97x = 0$$

$$Mz(x) = -8,5 \times (x - 1,35)^2 + 21,18x + 11,33$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x=1,35[m] \longrightarrow Mz(1,35) = 39,92 \text{ [KN.m]} \\ \text{Pour } x=2,85[m] \longrightarrow Mz(2,85) = 52,56 \text{ [KN.m]} \end{cases}$$

➤ 3^{ème} tronçon $0 \leq x \leq 2,58[m]$:



$$\diamond Ty(x) - 12,44x + 36,42 = 0$$

$$Ty(x) = 12,44x - 36,42$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x=0 \text{ [m]} \longrightarrow Ty(0) = -36,42 \text{ [KN]} \\ \text{Pour } x=2,58 \text{ [m]} \longrightarrow Ty(2,58) = -4,32 \text{ [KN]} \end{cases}$$

$$\diamond Mz(x) - 36,42x + \frac{12,44}{2}x^2 = 0$$

$$M_z(x) = 36,42x - \frac{12,44}{2}x^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \text{ [m]} \longrightarrow M(0) = 0 \text{ [KN.m]} \\ \text{Pour } x=2,58 \text{ [m]} \longrightarrow M(2,58) = 52,56 \text{ [KN.m]} \end{array} \right.$$

Le moment $M_z(x)$ est maximal pour $T_y(x) = 0$

$$T_y(x) = 44,13 - 17x = 0 \longrightarrow x = \frac{44,13}{17} = 2,6 \text{ [m]}$$

$$M_z(x) = -8,5 \times (x - 1,35)^2 + 21,18x + 11,33$$

$$M_z(x) = -8,5 \times (2,6 - 1,35)^2 + 21,18 \times 2,6 + 11,33 = 53,12 \text{ [KN.m]}$$

$$M_z^{\max} = 53,12 \text{ [KN.m]}$$

Remarque :

A fin de tenir compte des semi-encastres aux appuis, on affectera le moment max calculé par un coefficient minoritaire de valeur égale à 0,85 en travée et de 0,3 sur appuis, on obtiendra ainsi les moments suivants :

Aux appuis :

$$M_a = 0,3 \times 53,12 = 15,94 \text{ [KN.m]}$$

En travée :

$$M_t = 0,85 \times 53,12 = 45,15 \text{ [KN.m]}$$

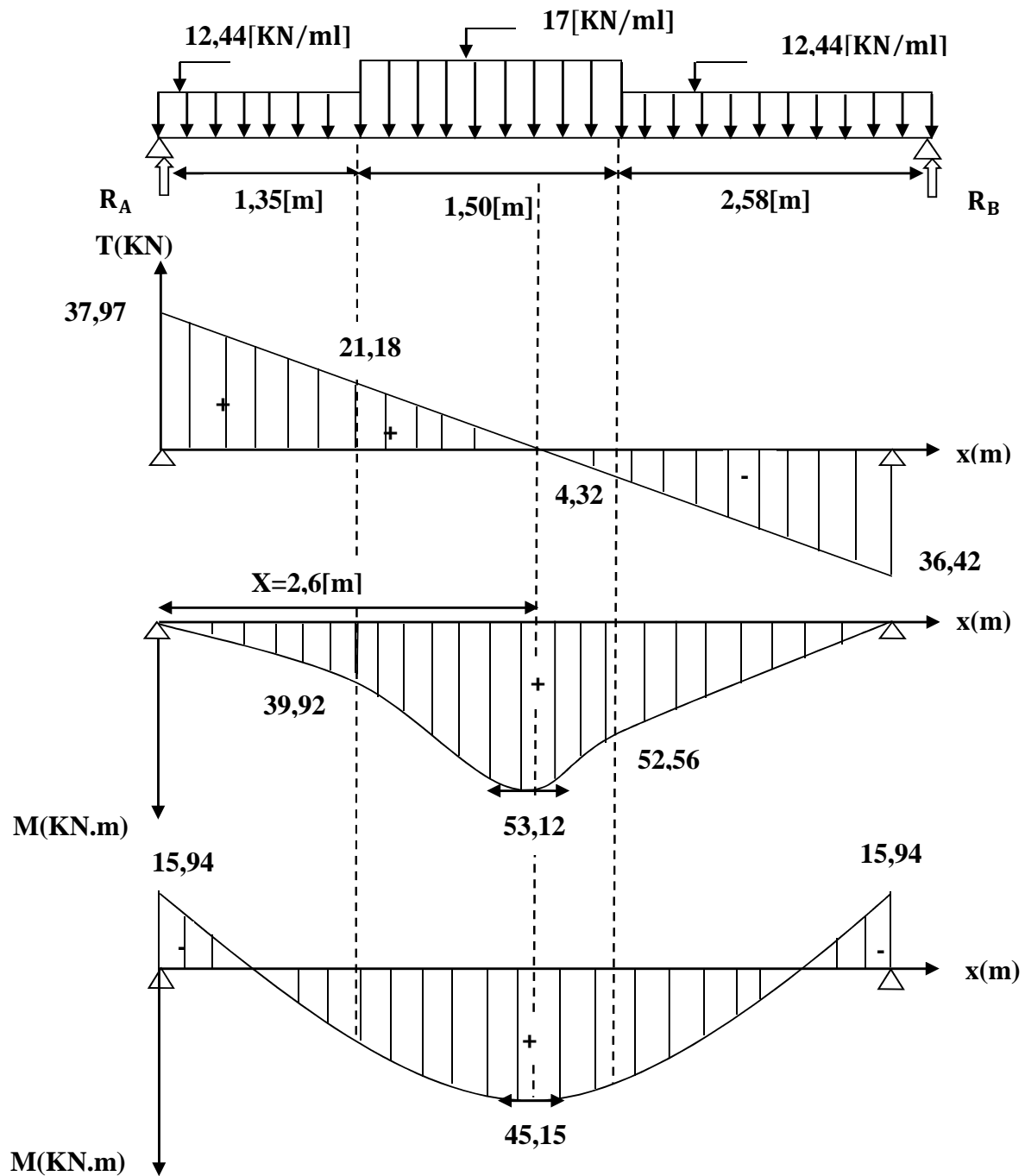


Figure III.4.6 Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

Conclusion :

Pour le calcul du ferrailage on utilise les efforts internes suivants :

- Moment max en travée : $M_t = 45,15$ [kN.m]
- Moment max sur appuis : $M_a = 15,94$ [kN.m]
- Effort tranchant max : $T_{max} = 37,97$ [kN]

2) Ferrailage des paillasses :

Le calcul se fera en flexion simple en utilisant les moments et les efforts tranchants calculés précédemment pour une bande de ($b = 1[m]$) de largeur et de $20[cm]$ de hauteur.

➤ Les armatures principales :

• Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{15,94 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,035$$

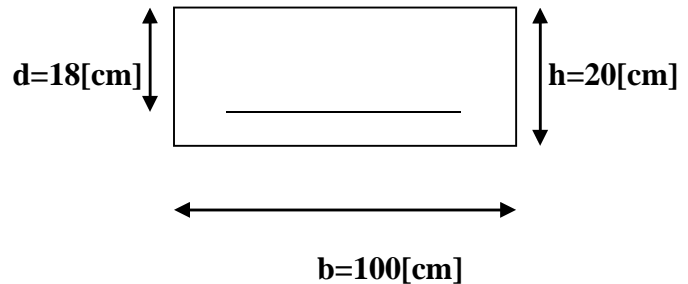
$$\mu = 0,035 \leq \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,035 \longrightarrow \beta = 0,982$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{15,94 \times 10^3}{0,982 \times 18 \times 348}$$

$$A_a = 2,59[cm^2]$$

Soit une section de **5HA10** ($A_a = 3,93[cm^2]$) avec un espacement de **20[cm]**



• En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{45,15 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,098$$

$$\mu = 0,098 \leq \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,091 \longrightarrow \beta = 0,948$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{45,15 \times 10^3}{0,948 \times 18 \times 348}$$

$$A_t = 7,60[cm^2]$$

Soit une section de **(8HA16) × 2 = 32,16[cm²]** ($A_t = 32,16[cm^2]$) avec un espacement de **12[cm]**

Remarque :

On a $A_t = 32,16[cm^2]$ est la seule valeur qui vérifie la flèche.

➤ Les armatures de répartitions :

• Aux appuis :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98[cm^2]$$

Soit une section de **4HA8** ($A_a = 2,01[cm^2]$) avec un espacement de **25[cm]**.

- **En travée :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{32,16}{4} = 8,04[\text{cm}^2]$$

Soit une section de **5HA16** ($A_a = 10,05[\text{cm}^2]$) avec un espacement de **20[cm]**.

III.4.4 Vérification à l'ELU :

➤ **Condition de non fragilité (BAEL 91 A 4.2.1) :**

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

- **En travée :**

$$A_t = 32,16[\text{cm}^2] > A_{\min} = 2,17[\text{cm}^2] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sur appuis :**

On a :

$$A_a = 3,93[\text{cm}^2] > A_{\min} = 2,17[\text{cm}^2] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **écartement des armatures (Article A.8.2, 42 BAEL91) :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- direction la plus sollicitée : **min {2h ; 25[cm]}**.

- direction perpendiculaire à la plus sollicitée : **min {3h ; 33[cm]}**

Avec **h** : l'épaisseur de la dalle.

- **Armatures principales :**

$$S_t < \min(2h; 25[\text{cm}])$$

- **Aux appuis :**

$$S_t = 20[\text{cm}] < \min(2 \times 20; 25[\text{cm}])$$

$$S_t = 20[\text{cm}] < \min(40; 25[\text{cm}]) \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$S_t = 12[\text{cm}] < \min(2 \times 20; 25[\text{cm}])$$

$$S_t = 12[\text{cm}] < \min(40; 25[\text{cm}]) \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armature de répartition :**

$$S_t < \min(3h; 33[\text{cm}])$$

- **Aux appuis :**

$$S_t = 25[\text{cm}] < \min(60; 33[\text{cm}]) \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$S_t = 20[\text{cm}] < \min(60; 33[\text{cm}]) \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **vérification de l'adhérence des barres (article A.6.1,3/BAEL91) :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} \longrightarrow V_u = 37,97[\text{KN}]$$

Avec $\sum U_i$: la somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = \pi \times n \times \emptyset = 3,14 \times 6 \times 1,6 \times 2$$

$$\sum U_i = 60,288[\text{cm}]$$

$$\tau_{se} = \frac{37,97 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 602,88} = 0,389 [\text{MPa}]$$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28}$$

Avec Ψ_s coefficient de scellement ($\Psi_s = 1,5$ pour les aciers HA).

$$\overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 [\text{MPa}]$$

$\tau_{se} = 0,389[\text{MPa}] < \overline{\tau_{se}} = 3,15[\text{MPa}] \longrightarrow$ La section est vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Vérification au cisaillement :**

D'après l'article [A.5.1, 1 du BAEL91] :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} < \overline{\tau_u}$$

$$\text{On a } V_u = 37,97[\text{KN}]$$

$$\tau_u = \frac{37,97 \times 10}{100 \times 18} = 0,211[\text{MPa}]$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0,2 \frac{f_{t28}}{\gamma_b}; 5[\text{MPa}]\right)$$

$$= \min\left(0,2 \frac{25}{1,5}; 5[\text{MPa}]\right) \longrightarrow \overline{\tau_u} = \min(3,33; 5 [\text{MPa}])$$

Comme la fissuration est considérée comme étant préjudiciable, il est nécessaire de vérifier la condition suivante [article A.5.3, 21 du BAEL] :

$$\overline{\tau}_u = 3,33 [\text{MPa}]$$

$$\tau_u = 0,211 [\text{MPa}] < \overline{\tau}_u = 3,33 [\text{MPa}] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **ancrage des barres (Art.6.1 ; 23 BAEL) :**

La longueur de scellement « L_s » est donnée par :

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

$$\text{Avec : } \overline{\tau}_s = 0,6(\Psi_s)^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 [\text{MPa}]$$

D'où :

$$\phi = 16 \longrightarrow L_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,84} = 56,34 [\text{cm}]$$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre dans laquelle les barres sont ancrées alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochet est $L_{sc} = 0,4L_s$

$$L_{sc} = 0,4L_s = 0,4 \times 56,34 = 22,54 [\text{cm}]$$

On prend $L_{sc} = 25 [\text{cm}]$

➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

$$\frac{0,4f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b_0 = \frac{0,4 \times 25 \times 10^3}{1,5} \times 0,9 \times 0,18 \times 1 = 1080 [\text{KN}]$$

On a :

$$V_u^{\max} = 37,97 [\text{KN}] < 1080 [\text{KN}] \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.4.5 Détermination des efforts internes dans les escaliers à l'ELS :

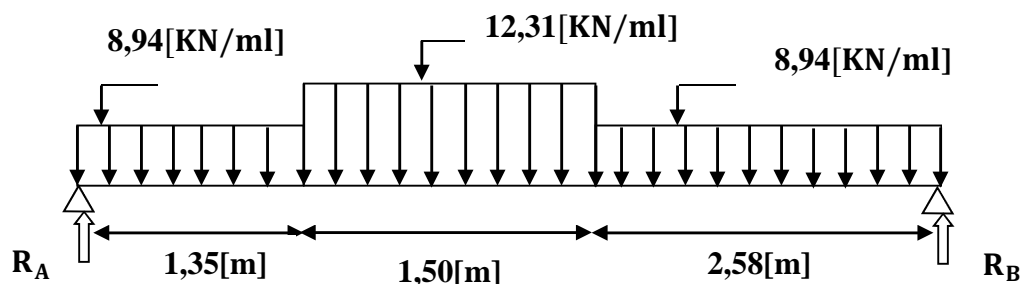


Figure. III.4.7 Schéma statique de l'escalier de l'étage courant.

• **Calculs les réactions d'appuis :**

➤ $\sum F = 0 \longrightarrow R_A + R_B = 1,35 \times q_{s1} + 1,5 \times q_{s2} + 2,58 q_{s3}$

$$R_A + R_B = 1,35 \times 8,94 + 1,5 \times 12,31 + 2,58 \times 8,94$$

$$R_A + R_B = 53,60 [\text{KN}]$$

➤ $\sum M/A = 0$

$$R_B \times (1,35 + 1,5 + 2,58) - \frac{8,94}{2} (1,35)^2 - 12,31 \times 1,5 \times \left(\frac{1,5}{2} + 1,35 \right) - 8,94 \times 2,58 \times \left(\frac{2,58}{2} + 1,5 + 1,35 \right) = 0$$

$$5,43 R_B - 142,41 = 0 \longrightarrow R_B = \frac{142,41}{5,43} \longrightarrow R_B = 26,23 [\text{KN}]$$

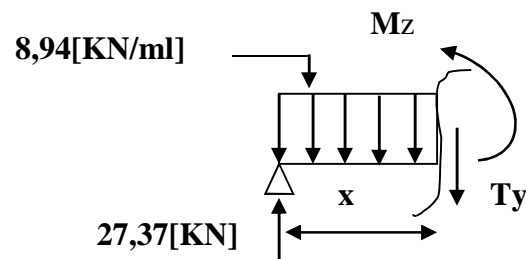
$$R_A + R_B = 53,60 [\text{KN}] \longrightarrow R_A = 53,60 - 26,23 = 27,37 [\text{KN}]$$

Donc on a :

$$\begin{cases} R_B = 26,23 [\text{KN}] \\ R_A = 27,37 [\text{KN}] \end{cases}$$

• **Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :**

➤ **1^{er} tronçon $0 \leq x \leq 1,35 [\text{m}]$:**



$$T_y(x) + 8,94x - 27,37 = 0$$

$$T_y(x) = 27,37 - 8,94x$$

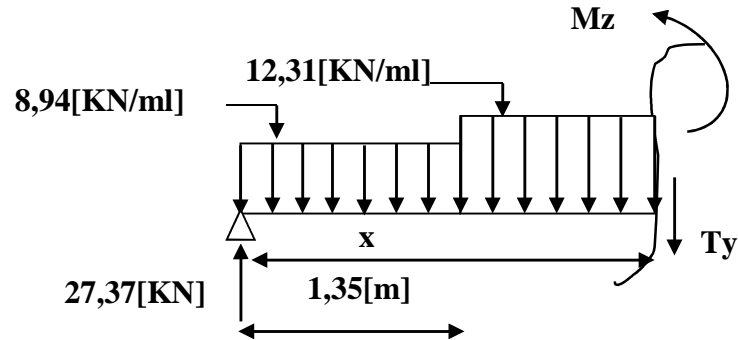
$$\begin{cases} \text{Pour } x=0 [\text{m}] \longrightarrow T_y(0)=27,37 [\text{KN}] \\ \text{Pour } x=1,35 [\text{m}] \longrightarrow T_y(1,35)=15,30 [\text{KN}] \end{cases}$$

$$\diamond M_z(x) + 8,94 \frac{x^2}{2} - 27,37x = 0$$

$$M_z(x) = 27,37x - 8,94 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x=0 \text{ [m]} \longrightarrow M_z(0) = 0 \text{ [KN.m]} \\ \text{Pour } x=1,35 \text{ [m]} \longrightarrow M_z(1,35) = 28,80 \text{ [KN.m]} \end{cases}$$

➤ 2^{eme} tronçon $1,35 \text{ [m]} \leq x \leq 2,85 \text{ [m]}$:



$$\diamond Ty(x) + 8,94 \times 1,35 + 12,31 \times (x - 1,35) - 27,37 = 0$$

$$Ty(x) = 31,92 - 12,31x$$

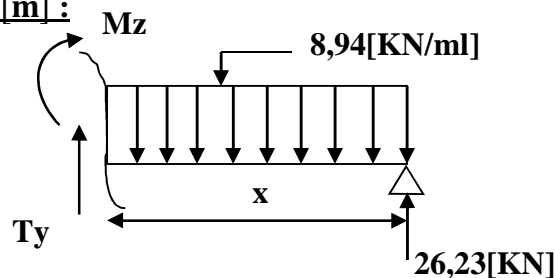
$$\begin{cases} \text{Pour } x=1,35 \text{ [m]} \longrightarrow Ty(1,35)=15,30 \text{ [KN]} \\ \text{Pour } x=2,85 \text{ [m]} \longrightarrow Ty(2,85)= -3,16 \text{ [KN]} \end{cases}$$

$$\diamond M_z(x) + 8,94 \times (1,35) \times \left(x - \frac{1,35}{2}\right) + 12,31 \times (x - 1,35) \times \left(\frac{x-1,35}{2}\right) - 27,37x = 0$$

$$M_z(x) = -6,15 \times (x - 1,35)^2 + 15,30x + 8,15$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x=1,35 \text{ [m]} \longrightarrow M_z(1,35) = 28,80 \text{ [KN.m]} \\ \text{Pour } x=2,85 \text{ [m]} \longrightarrow M_z(2,85) = 37,92 \text{ [KN.m]} \end{cases}$$

➤ 3^{eme} tronçon $0 \leq x \leq 2,58 \text{ [m]}$:



$$Ty(x) - 8,94x + 26,23 = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \text{ [m]} \longrightarrow \mathbf{T_y(0) = -26,23 \text{ [KN]}} \\ \text{Pour } x=2,58 \text{ [m]} \longrightarrow \mathbf{T_y(2,58) = -3,16 \text{ [KN]}} \end{array} \right.$$

$$\diamond \mathbf{M_z(x) - 26,23x + \frac{8,94}{2}x^2 = 0}$$

$$\mathbf{M_z(x) = 26,23x - \frac{8,94}{2}x^2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \text{ [m]} \longrightarrow \mathbf{M(0) = 0 \text{ [KN.m]}} \\ \text{Pour } x=2,58 \text{ [m]} \longrightarrow \mathbf{M(2,58) = 37,92 \text{ [KN.m]}} \end{array} \right.$$

Le moment $\mathbf{M_z(x)}$ est maximal pour $\mathbf{T_y(x) = 0}$

$$\mathbf{T_y(x) = 31,92 - 12,31x \longrightarrow X = \frac{31,92}{12,31} = 2,6 \text{ [m]}}$$

$$\mathbf{M_z(x) = -6,15 \times (x - 1,35)^2 + 15,30x + 8,15}$$

$$\mathbf{M_z(x) = -6,15 \times (2,6 - 1,35)^2 + 15,30 \times 2,6 + 8,15}$$

$$\mathbf{M_z^{\max} = 38,32 \text{ [KN.m]}}$$

Remarque :

A fin de tenir compte des semi-encastres aux appuis, on affectera le moment max calculé par un coefficient minoritaire de valeur égale à 0,85 en travée et de 0,3 sur appuis, on obtiendra ainsi les moments suivants :

Aux appuis :

$$\mathbf{M_a = 0,3 \times 38,32 = 11,50 \text{ [KN.m]}}$$

En travée :

$$\mathbf{M_t = 0,85 \times 38,32 = 32,57 \text{ [KN.m]}}$$

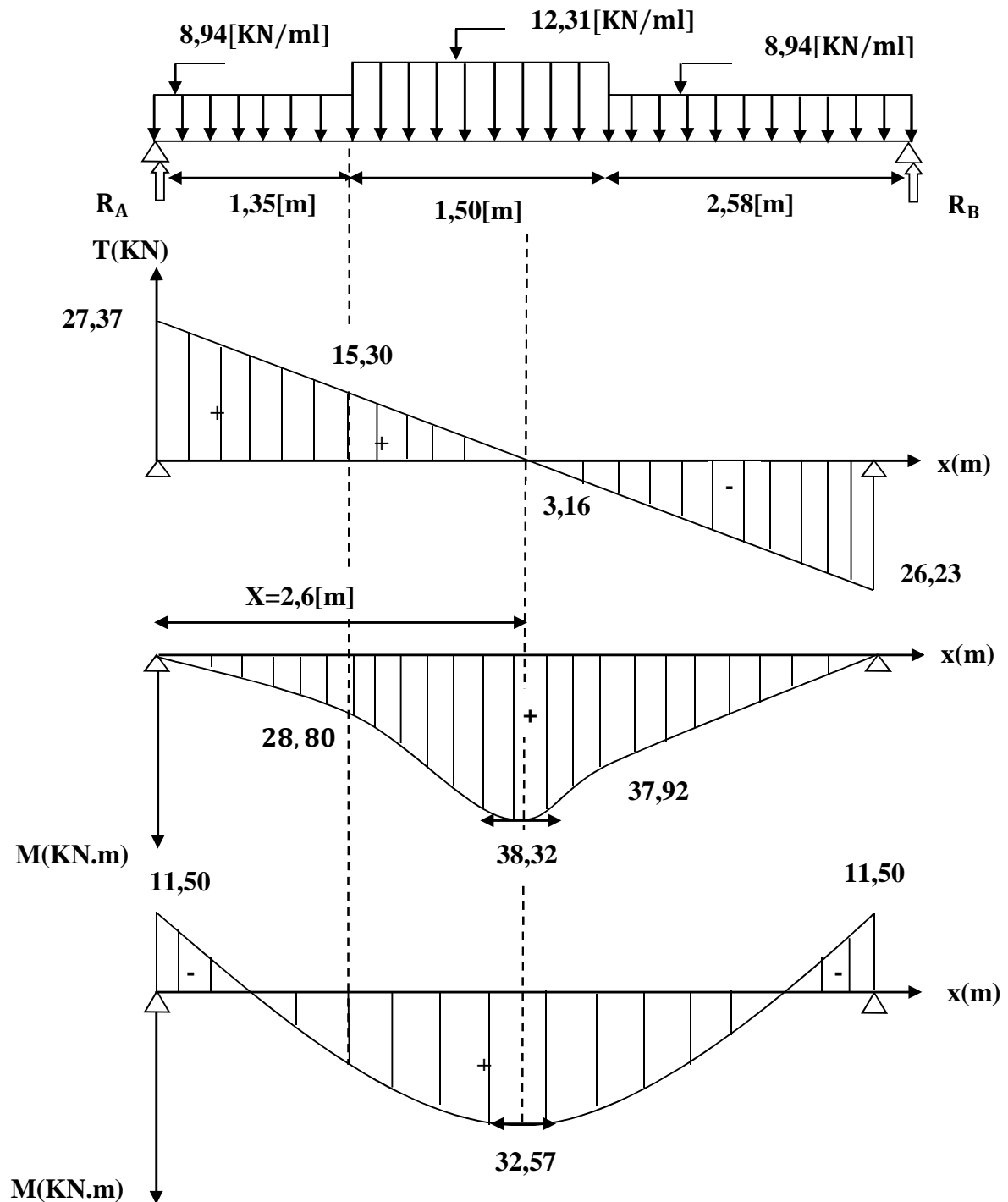


Figure III.4.8 Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à L'ELS.

Conclusion :

- Moment max en travée : $M_t = 32,57$ [KN.m]
- Moment max sur appuis : $M_a = 11,50$ [KN.m]
- Effort tranchant max : $T_{max} = 27,37$ [KN]

III.4.6 Vérification à l'ELS :**➤ Etat limite de fissuration :**

La fissuration étant non préjudiciable, donc aucune vérification n'est nécessaire.

➤ Vérification des contraintes dans le béton et dans les aciers :

On doit vérifier que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 [MPa]$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

➤ Contrainte de compression du béton :**• Aux appuis :**

$$M_a = 11,50 [KN.m]$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 18} = 0,218 \longrightarrow \beta_1 = 0,925, K_1 = 51,67$$

$$\text{Avec } \sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_s} \longrightarrow \sigma_{st} = \frac{11,50 \times 10^3}{0,925 \times 18 \times 3,93} = 175,75 [MPa]$$

$$\sigma_{st} = 175,75 [MPa] < \bar{\sigma}_{st} = 400 [MPa] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \text{ avec } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{51,67} = 0,019$$

$$\sigma_{bc} = 175,75 \times 0,019 = 3,34 [MPa] < \bar{\sigma}_{bc} = 15 [MPa] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• En travée :

$$M_t = 32,57 [KN.m]$$

$$\rho = \frac{100 \times 32,16}{100 \times 18} = 1,79, \beta_1 = 0,829, K_1 = 14,24$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s} \longrightarrow \sigma_{st} = \frac{32,57 \times 10^3}{0,829 \times 18 \times 32,16} = 67,87 [MPa]$$

$$\sigma_{st} = 67,87 [MPa] < \bar{\sigma}_{st} = 400 [MPa] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{14,24} = 0,07$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,07 \times 67,87 = 4,75 [MPa] < \bar{\sigma}_{bc} = 15 [MPa] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• Valeur limite des flèches (Article B.6.5, 3BAEL) :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{20}{543} = 0,037 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \longrightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \longrightarrow \frac{20}{543} = 0,037 \leq \frac{32,57}{10 \times 38,32} = 0,085 \longrightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$3) \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \longrightarrow \frac{32,16}{100 \times 18} = 0,0179 \geq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \longrightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Toutes les conditions ne sont pas vérifiées, donc on doit calculer la flèche.

On doit vérifier que :

$$f_v = \frac{M_s L^2}{10 \times E_v I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

E_v : module de déformation différé du béton.

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

$$\rho = \frac{A}{b_0 d}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b}) \rho}$$

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

I_0 : moment d'inertie de la section homogène.

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - c)^2$$

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

$$S_{xx} : \text{Moment statique de la section, } S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 A_t d$$

$$B_0 : \text{aire de la section homogénéisée, } B_0 = bh + 15 A_t$$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15 A_t d}{bh + 15 A_t} = \frac{\frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 32,16 \times 18}{100 \times 20 + 15 \times 32,16} = 11,55 \text{ [cm]}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 11,55 = 8,45 \text{ [cm]}$$

D'où :

$$I_0 = \frac{100}{3} (11,55^3 + 8,45^3) + 15 \times 32,16 (8,45 - 2)^2$$

$$I_0 = 91540,71 \text{ [cm}^4\text{]}$$

Avec :

I_{fv} : Module d'inertie fictif de longue durée.

I_0 : moment d'inertie total de la section homogène

E_v : module de déformation différé du béton.

$$\sigma_{st} = 67,87 [MPa]$$

Calcul des paramètres :

$$\rho = \frac{32,16}{100 \times 18} = 0,018$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right) \times 0,018} = 0,467$$

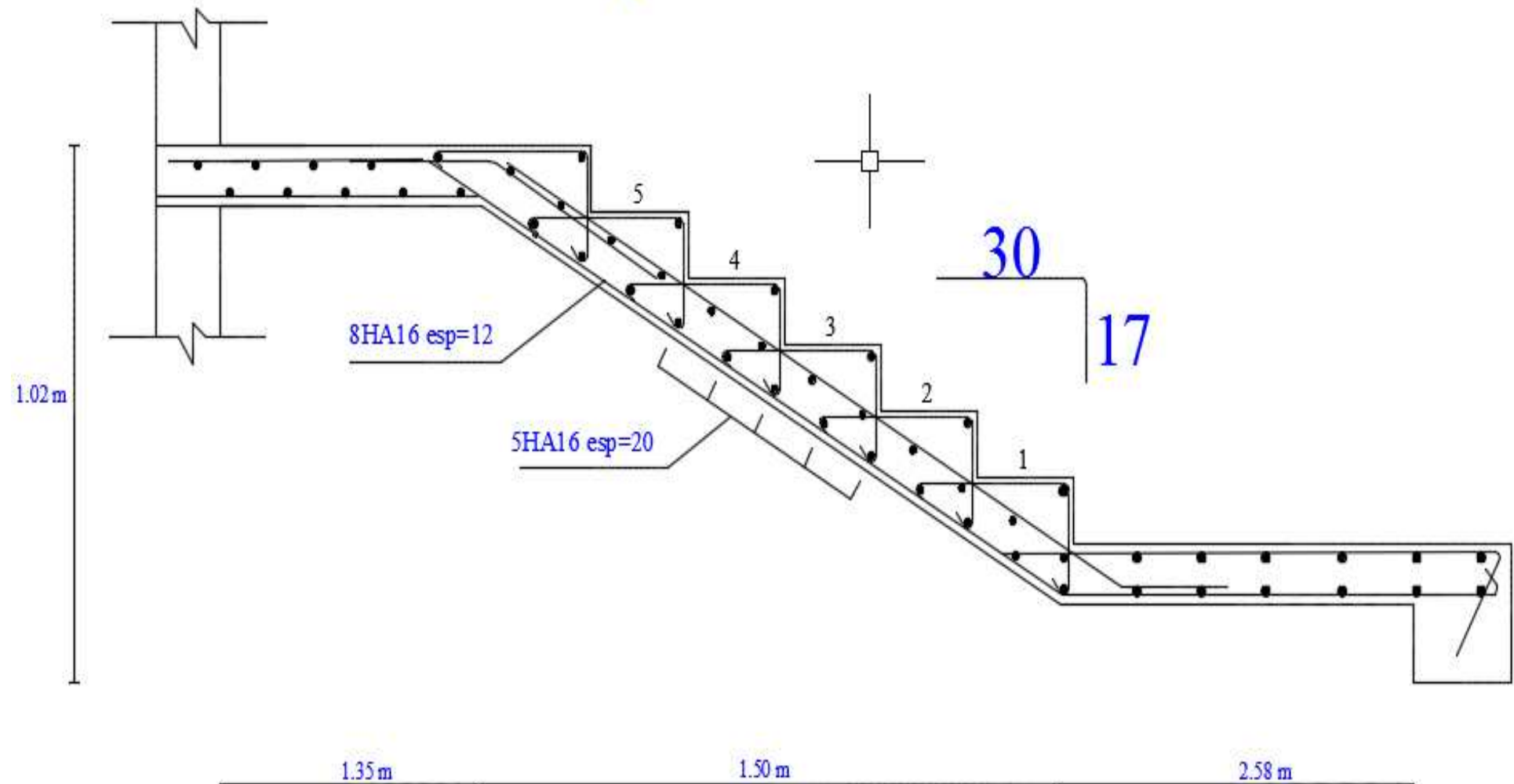
$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,018 \times 67,87 + 2,1} = 0,474$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 91540,71}{1 + 0,467 \times 0,474} = 83345,57 [cm^4]$$

$$f_v = \frac{32,57 \times 10^6 \times 5430^2}{10 \times 10818,86 \times 83345,57 \times 10^4} < \bar{f} = \frac{5430}{500}$$

$$f_v = 10,65 [mm] < \bar{f} = 10,86 [mm] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

ferrailage des escaliers



III.4.8 Calcul de la poutre palière :

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

a. pré dimensionnement :

- **Hauteur de la poutre :**

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

$$\frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10}$$

$$28 \leq h \leq 42$$

❖ On adopte une hauteur de **h = 35[cm]**

- **Largeur de la poutre :**

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

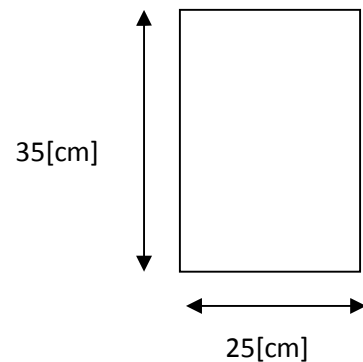
$$0,4 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40$$

$$16 \leq b \leq 28$$

❖ On adopte une largeur de **b=25[cm]**

- **Vérification des conditions de RPA :**

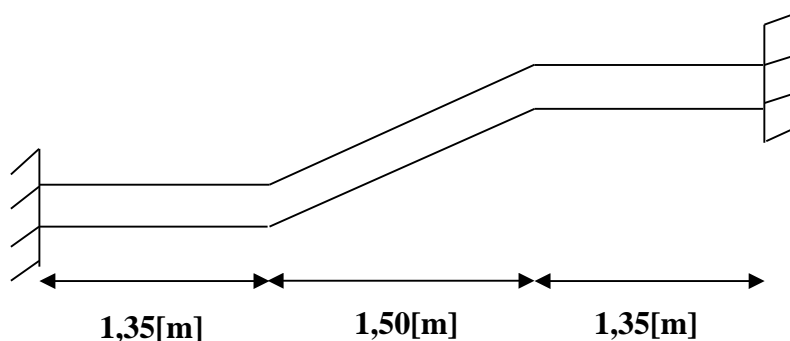
$$\left. \begin{array}{l} b = 25[\text{cm}] > 20[\text{cm}] \\ h = 35[\text{cm}] > 30[\text{cm}] \\ \frac{h}{b} = \frac{35}{25} = 1,4 < 4 \end{array} \right\} \text{ Toutes les conditions sont vérifiées.}$$



Donc la poutre aura pour dimensions : **b × h = (25; 35)**

b. Détermination des charges et des surcharges :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse et celle du palier et le poids du mur extérieur. Elle est partiellement encastrée dans les poteaux.



1) Charge revenant à la poutre :**• Poids propre de la poutre :**

La partie B: $0,25 \times 0,35 \times 25 \times \frac{1}{\cos 34,22} = 2,65 \text{ [KN/ml]}$

La partie A et C : $G_{pa} = 0,25 \times 0,35 \times 25 = 2,19 \text{ [KN/ml]}$

➤ Chargements dû au poids du mur extérieur :

Partie A: $2,36 \times 2,61 = 6,16 \text{ [KN/ml]}$

Partie C: $2,36 \times 1,59 = 3,75 \text{ [KN/ml]}$

Partie B : on aura un chargement trapézoïdale :

Point 1 : $6,16 \text{ [KN/ml]}$.

Point 2 : $3,75 \text{ [KN/ml]}$.

➤ Chargement dû aux réactions du palier :**• partie A et C :**

Réaction du palier est : $36,42 \text{ [KN]}$

• partie B :

Réaction du palier est : 0 [KN]

III.4.8.1) Calcul des efforts internes :**a) Calcul a l'ELU :****a.1) combinaison de charges :**

$$q_u = (1,35G_A + R_B)$$

Partie A : $q_u = (1,35 \times (2,65 + 6,16) + 36,42) = 48,31 \text{ [KN/ml]}$

Partie C : $q_u = (1,35 \times (2,65 + 3,75) + 36,42) = 45,06 \text{ [KN/ml]}$

Partie B :

- $q_u = (1,35 \times (2,19 + 6,16)) + 0 = 11,27 \text{ [KN/ml]}$

- $q_u = (1,35 \times (2,19 + 3,75)) + 0 = 8,02 \text{ [KN/ml]}$

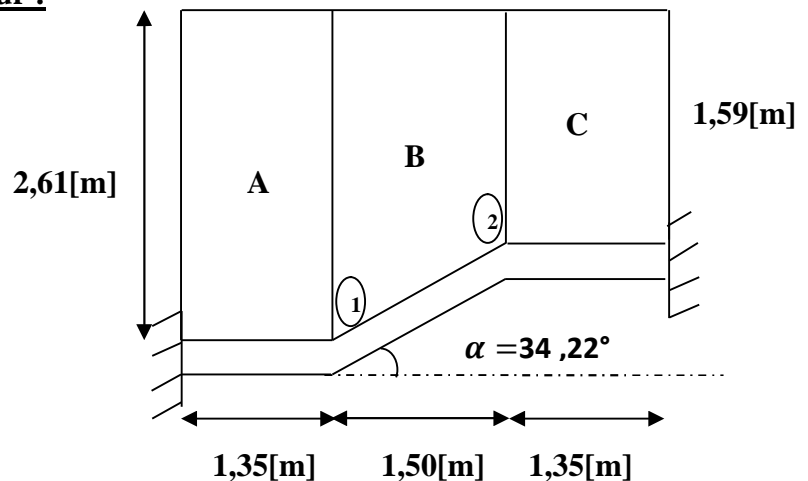


Figure III.4.8.1. Répartition des charges.

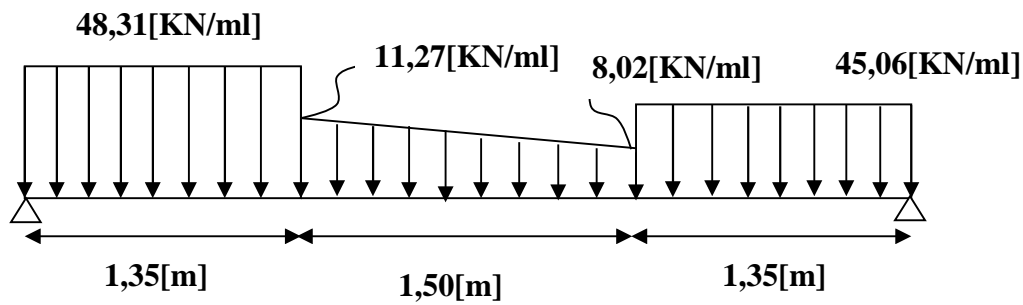


Figure III.4.8.1.2. Diagramme des charges et surcharges.

a.2) Calcul des réactions d'appuis :

➤ $\sum F = 0$

$$R_A + R_B = 48,31 \times 1,35 + 8,02 \times 1,5 + (11,27 - 8,02) \times \frac{1,5}{2} + 45,06 \times 1,35 = 0$$

$$R_A + R_B = 140,52 \text{ [KN]}$$

➤ $\sum M/A = 0$

$$R_B \times (1,35 + 1,5 + 1,35) - 45,06 \times 1,35 \times \left(\frac{1,35}{2} + 1,5 + 1,35\right) - 8,02 \times 1,5 \times \left(\frac{1,5}{2} + 1,35\right) - \left(\frac{11,27 - 8,02}{2}\right) \times 1,5 \times \left(\frac{1,5}{3} + 1,35\right) - 48,31 \times \frac{1,35^2}{2} = 0$$

$$4,2R_B - 288,22 = 0 \longrightarrow R_B = \frac{288,22}{4,2} \longrightarrow R_B = 68,62 \text{ [KN]}$$

$$R_A + R_B = 140,52 \text{ [KN]} \longrightarrow R_A = 140,52 - 68,62 = 71,9 \text{ [KN]}$$

Donc on a :

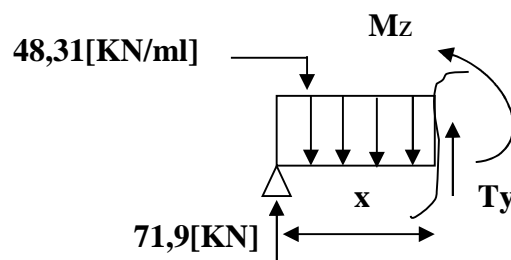
$$\begin{cases} R_B = 68,62 \text{ [KN]} \\ R_A = 71,9 \text{ [KN]} \end{cases}$$

- Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :**

➤ **1^{er} tronçon $0 \leq x \leq 1,35 \text{ [m]}$:**

❖ $T_y(x) - 48,31x + 71,9 = 0$

$$T_y(x) = 48,31x - 71,9$$



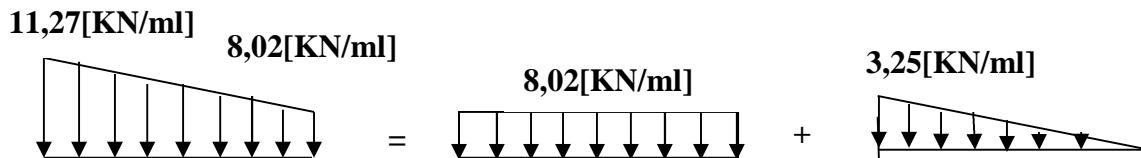
$$\begin{cases} \text{Pour } x=0 \text{ [m]} \longrightarrow \mathbf{Ty(0) = -71,9 \text{ [KN]}} \\ \text{Pour } x=1,35 \text{ [m]} \longrightarrow \mathbf{Ty(1,35) = -6,68 \text{ [KN]}} \end{cases}$$

$$\diamond \mathbf{Mz(x) + 48,31 \frac{x^2}{2} - 71,9x = 0}$$

$$\mathbf{Mz(x) = 71,9x - 48,31 \frac{x^2}{2}}$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x=0 \text{ [m]} \longrightarrow \mathbf{Mz(0) = 0 \text{ [KN.m]}} \\ \text{Pour } x=1,35 \text{ [m]} \longrightarrow \mathbf{Mz(1,35) = 53,04 \text{ [KN.m]}} \end{cases}$$

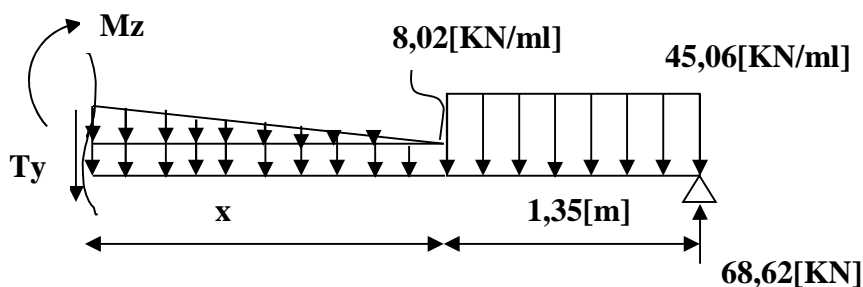
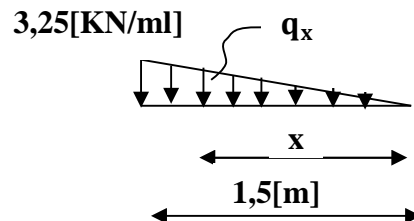
La charge trapézoïdale sera décomposée comme suit :



• **Détermination de la charge q en fonction de x :**

A partir des triangles semblables nous avons :

$$\frac{x}{q_x} = \frac{1,5}{3,25} \longrightarrow q_x = 2,17x$$



$$\diamond \mathbf{Ty(x) - 68,62 + 45,06 \times 1,35 + 8,02x + 2,17x \times \frac{x}{2} = 0}$$

$$T_y(x) = -1,085x^2 - 8,02x + 7,79$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x=0 \text{ [m]} \longrightarrow T_y(0) = 7,79[\text{KN}] \\ \text{Pour } x=1,5 \text{ [m]} \longrightarrow T_y(1,5) = -6,68[\text{KN}] \end{cases}$$

$$\diamond M_z(x) + 45,06 \times 1,35 \left(\frac{1,35}{2} + x \right) - 68,62(1,35 + x) + 8,02 \times \frac{x^2}{2} + 2,17x \frac{x}{2} = 0$$

$$M_z(x) = -0,36x^3 - 4,01x^2 + 7,79x + 51,58$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x=0[\text{m}] \longrightarrow M_z(0) = 51,58 [\text{KN.m}] \\ \text{Pour } x=1,5[\text{m}] \longrightarrow M_z(1,5) = 53,03 [\text{KN.m}] \end{cases}$$

Le moment $M_z(x)$ est maximal pour $T_y(x) = 0$

$$T_y(x) = -1,085x^2 - 8,02x + 7,79 \longrightarrow x = 0,87[\text{m}]$$

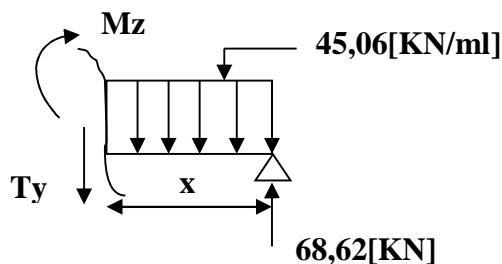
$$M_z(x) = -0,36x^3 - 4,01x^2 + 7,79x + 51,58$$

$$M_z(x) = -0,36(0,87)^3 - 4,01(0,87)^2 + 7,79 \times (0,87) + 51,58$$

$$M_z^{\max} = 55,09[\text{KN.m}]$$

➤ 3^{eme} tronçon $0 \leq x \leq 1,35[\text{m}]$:

$$\diamond T_y(x) + 45,06x - 68,62 = 0$$



$$T_y(x) = -45,06x + 68,62$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x=0 \text{ [m]} \longrightarrow T_y(0)=68,62 [\text{KN}] \\ \text{Pour } x=1,35[\text{m}] \longrightarrow T_y(1,35)= 7,79[\text{KN}] \end{cases}$$

$$\diamond M_z(x) - 68,62x + \frac{45,06}{2}x^2 = 0$$

$$M_z(x) = 68,62x - \frac{45,06}{2}x^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \text{ [m]} \longrightarrow M(0) = 0 \text{ [KN.m]} \\ \text{Pour } x=1,35 \text{ [m]} \longrightarrow M(1,35) = 51,58 \text{ [KN.m]} \end{array} \right.$$

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

Aux appuis :

$$M_a = 0,3 \times 55,09 = 16,53 \text{ [KN.m]}$$

En travée :

$$M_t = 0,85 \times 55,09 = 46,83 \text{ [KN.m]}$$

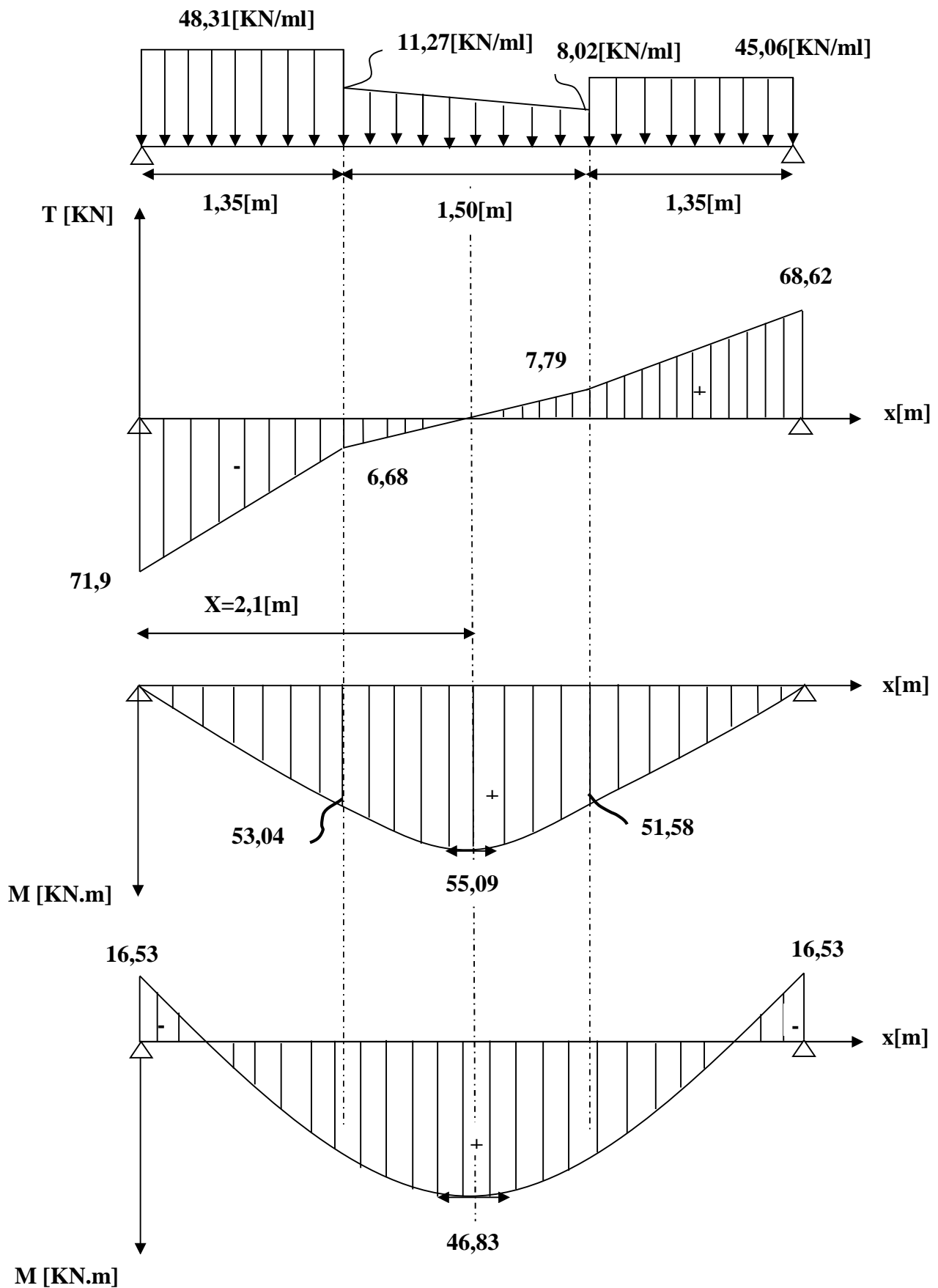


Figure III.4.8.2.2 Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissants à l'ELU.

III.4.8.3 Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

Le ferrailage se fera avec les moments maximum à l'ELU :

$M_{a \max} = 16,53$ [KN.m].

$M_{t \max} = 46,83$ [KN.m].

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{46,83 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14,2} = 0,12$$

$$\mu = 0,12 \leq \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,12 \longrightarrow \beta = 0,936$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{46,83 \times 10^3}{0,936 \times 33 \times 348}$$

$$A_t = 4,36 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit une section de **3HA14** = 4,62 [cm²]

- **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{16,53 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14,2} = 0,042$$

$$\mu = 0,042 \leq \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,042 \longrightarrow \beta = 0,979$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{16,53 \times 10^3}{0,979 \times 33 \times 348}$$

$$A_a = 1,47 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit une section de **3HA10** ($A_a = 2,36$ [cm²])

- **Les exigences du RPA pour les aciers longitudinaux :(art.7.5.2.1 du RPA2003)**

Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

$$A_{S \text{ tot}} = 3HA14 + 3HA10 = 4,62 + 2,36 = 6,98 \text{ [cm}^2\text{]} > 0,005bh = 4,37 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III 4.8.3 Vérification à l'ELU :

➤ **Condition de non fragilité (BAEL 91 A 4.2.1) :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \longrightarrow A_{\min} = \frac{0,23 \times 25 \times 33 \times 2,1}{400} = 0,99 \text{ [cm}^2\text{]}$$

- **En travée :**

$$A_t = 4,62[\text{cm}^2] > A_{\min} = 0,99[\text{cm}^2] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sur appuis :**

On a :

$$A_a = 2,36[\text{cm}^2] > A_{\min} = 0,99[\text{cm}^2] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

D'après l'article [A.5.1, 1 du BAEL91] :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} < \overline{\tau}_u$$

$$\text{On a } V_u = 71,9[\text{KN}]$$

$$\tau_u = \frac{71,9 \times 10}{25 \times 33} = 0,87[\text{MPa}]$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5[\text{MPa}] \right)$$

$$= \min \left(0,2 \frac{25}{1,5}; 5[\text{MPa}] \right) \longrightarrow \overline{\tau}_u = \min(3,33; 5[\text{MPa}]) \longrightarrow \overline{\tau}_u = 3,33[\text{MPa}]$$

$$\tau_u = 0,87[\text{MPa}] < \overline{\tau}_u = 3,33[\text{MPa}] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures :**

- **Influence sur le béton :**

$$\frac{0,4 f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b_0 = \frac{0,4 \times 25 \times 10^3}{1,5} \times 0,9 \times 0,33 \times 0,25 = 495[\text{KN}]$$

On a :

$$V_u^{\max} = 71,9 [\text{KN}] < 495[\text{KN}] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Appui de rive (art. A.5.1, 312 BAEL91) :**

On doit prolonger au-delà du bord de l'appui côté travée et y ancrer une section d'armature suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u :

$$A_{\text{stmin ancrer}} \geq \frac{\gamma_s \times V_u^{\max}}{f_e} = \frac{1,15 \times 71,9 \times 10^3}{400 \times 100} = 2,06 [\text{cm}^2]$$

$$A_s \text{ adoptée} = 2,36[\text{cm}^2] \geq A_{\text{stmin ancrer}} = 2,06[\text{cm}^2]$$

➤ **vérification de l'adhérence des barres (article A.6.1,3/BAEL91) :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} \longrightarrow V_u = 92,93 \text{ [KN]}$$

Avec $\sum U_i$: la somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = \pi \times n \times \phi = 3,14 \times 3 \times 1$$

$$\sum U_i = 9,42 \text{ [cm]}$$

$$\tau_{se} = \frac{71,9 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 94,2} = 2,57 \text{ [MPa]}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28}$$

Avec Ψ_s coefficient de scellement ($\Psi_s = 1,5$ pour les aciers HA).

$$\overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ [MPa]}$$

$\tau_{se} = 2,57 \text{ [MPa]} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ [MPa]} \longrightarrow$ La section est vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

Longueur de scellement droit : (art. A.6.1.23 BAEL 91) :

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 :

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

$$\text{Avec : } \overline{\tau_s} = 0,6(\Psi_s)^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ [MPa]}$$

$$L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,84} = 49,29 \text{ [cm]} \longrightarrow L_s = 50 \text{ [cm]}$$

On remarque que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle elle est ancrée. On adoptera

donc un crochet normal :

D'après le BAEL 91 la longueur nécessaire pour les aciers HA est $L_s = 0,4L_s$

$$L_s = 0,4L_s = 0,4 \times 50 = 20 \text{ [cm]}$$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

• **Diamètre des armatures transversales (art. A.7.2 BAEL91) :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{350}{35}; \phi_l; \frac{250}{10} \right\}$$

$$\emptyset_t \leq \min\{10; 14; 25\} = 10$$

On prend un cadre et un étrier en **HA10** \longrightarrow **At = 4HA10=3,14 [cm²]**.

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

$$S_t \leq \frac{A_{ad} \times 0,9 \times f_e}{(\tau_u - 0,3 \times f_{t28}) \times b \times \gamma_s} = \frac{3,14 \times 0,9 \times 400}{(0,87 - 0,3 \times 2,1) \times 25 \times 1,15} = 163,83$$

➤ **Espacement des armatures transversales :**

D'après le **RPA2003 Art (7.5.2.2)** on obtient ce qui suit :

$$s_{tmax} \leq \min(0,9 \times d; 40[cm])$$

$$s_{tmax} \leq \min(0,9 \times 33; 40[cm]) \longrightarrow s_{tmax} \leq \min(29,7; 40[cm]) = 29,7[cm]$$

- ❖ **Exigences du RPA pour les aciers transversales :(Art 7.5.2.2/RPA2003)**

• **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset; 30[cm]\right) = \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1,4; 30\right) = 8,75[cm]$$

$$\text{Soit : } S_{tmax} \leq \min(29,7[cm]; 8,75[cm]) = 8,75[cm].$$

On opte pour **S_t = 8[cm]**

• **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5[cm]$$

$$\text{Soit } S_t = 15[cm]$$

➤ **Quantité d'armatures transversales minimale :**

$$A_{min} = 0,003 \times S_t \times b$$

$$A_{min} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125[cm^2]$$

$$A_{adoptée} = 3,14[cm^2] > A_{min \text{ du RPA}} = 1,125[cm^2] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Pourcentage minimum des armatures transversales: :(Art 5.1, 22 / BAEL91):**

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adoptée} > \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0,4 \times 25 \times 15}{400} = 0,375[cm^2]$$

$$A_{\text{adoptée}} = 3,14[\text{cm}^2] > A_{\text{min du BAEL}} = 0,375[\text{cm}^2] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque : les premières armatures transversales doivent être disposés à 5[cm] Au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

III.4.8.4 Vérification à l'ELS :

1. Combinaison de charge à l'ELS :

$$q_s = (G_A + R_B)$$

Partie A : $q_s = ((2,65 + 6,16) + 36,42) = 45,23[\text{KN/ml}]$

Partie C : $q_s = ((2,65 + 3,75) + 36,42) = 42,82[\text{KN/ml}]$

Partie B :

- $q_s = ((2,19 + 6,16)) + 0 = 8,35[\text{KN/ml}]$
- $q_s = ((2,19 + 3,75)) + 0 = 5,94[\text{KN/ml}]$

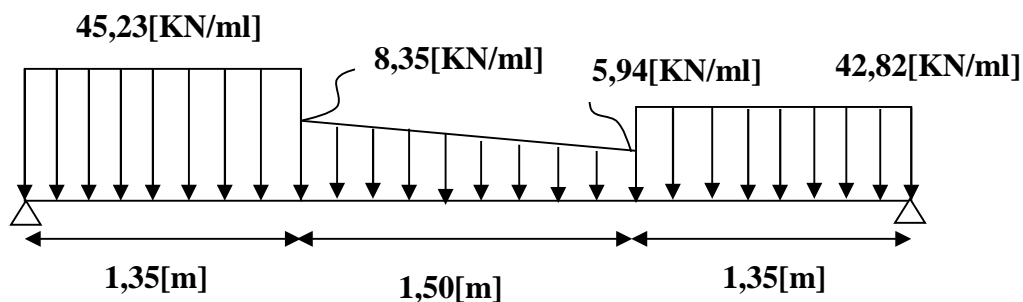


Figure III.4.8.4 Diagramme des charges et surcharges.

a.2) Calcul des réactions d'appuis :

- $\sum F = 0$

$$R_A + R_B = 45,23 \times 1,35 + 5,94 \times 1,5 + (8,35 - 5,94) \times \frac{1,5}{2} + 42,82 \times 1,35 = 0$$

$$R_A + R_B = 129,58[\text{KN}]$$

- $\sum M/A = 0$

$$R_B \times (1,35 + 1,5 + 1,35) - 42,82 \times 1,35 \times \left(\frac{1,35}{2} + 1,5 + 1,35\right) - 5,94 \times 1,5 \times \left(\frac{1,5}{2} + 1,35\right) - \left(\frac{8,35 - 5,94}{2}\right) \times 1,5 \times \left(\frac{1,5}{3} + 1,35\right) - 45,23 \times \frac{1,35^2}{2} = 0$$

$$4,2R_B - 267,04 = 0 \longrightarrow R_B = \frac{267,04}{4,2} \longrightarrow R_B = 63,58 \text{ [KN]}$$

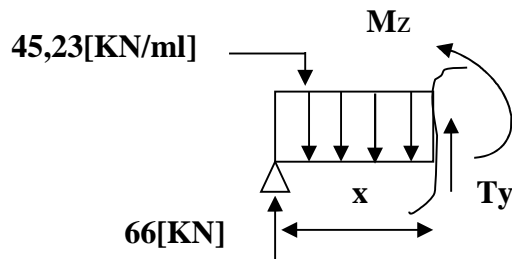
$$R_A + R_B = 174,04 \text{ [KN]} \longrightarrow R_A = 129,58 - 63,58 = 66 \text{ [KN]}$$

Donc on a :

$$\begin{cases} R_B = 63,58 \text{ [KN]} \\ R_A = 66 \text{ [KN]} \end{cases}$$

• **Calcul les efforts tranchants et les moments fléchissant :**

➤ **1^{er} tronçon $0 \leq x \leq 1,35 \text{ [m]}$:**



$$\diamond T_y(x) - 45,23x + 66 = 0$$

$$T_y(x) = 45,23x - 66$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x=0 \text{ [m]} \longrightarrow T_y(0) = -66 \text{ [KN]} \\ \text{Pour } x=1,35 \text{ [m]} \longrightarrow T_y(1,35) = -4,95 \text{ [KN]} \end{cases}$$

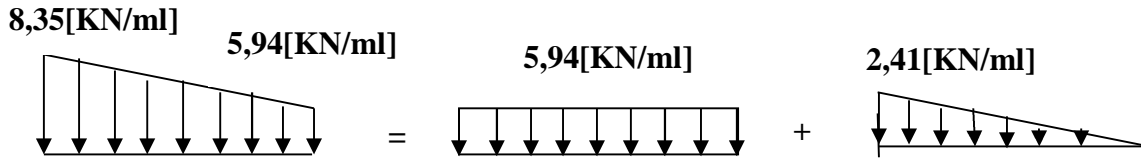
$$\diamond M_z(x) + 45,23 \frac{x^2}{2} - 66x = 0$$

$$M_z(x) = 66x - 45,23 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x=0 \text{ [m]} \longrightarrow M_z(0) = 0 \text{ [KN.m]} \\ \text{Pour } x=1,35 \text{ [m]} \longrightarrow M_z(1,35) = 47,88 \text{ [KN.m]} \end{cases}$$

➤ 2^{ème} tronçon $0[m] \leq x \leq 1,5[m]$:

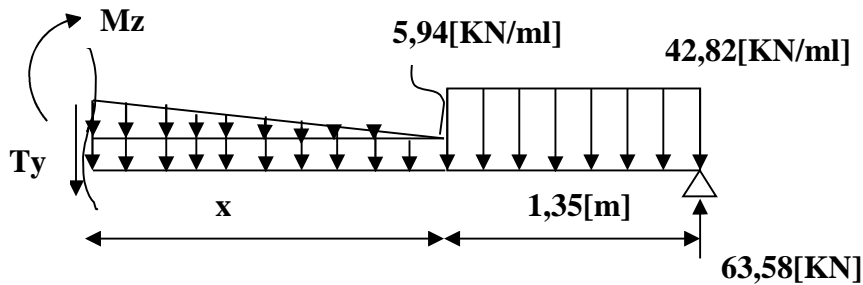
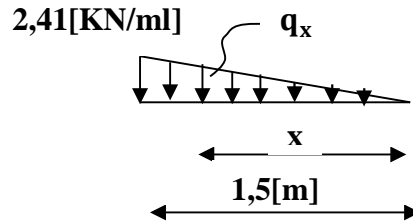
La charge trapézoïdale sera décomposée comme suit :



• Détermination de la charge q en fonction de x :

A partir des triangles semblables nous avons :

$$\frac{x}{q_x} = \frac{1,5}{2,41} \longrightarrow q_x = 1,61x$$



$$\diamond Ty(x) - 63,58 + 42,82 \times 1,35 + 5,94x + 1,61x \times \frac{x}{2} = 0$$

$$Ty(x) = -0,805x^2 - 5,94x + 5,77$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x=0[m] \longrightarrow Ty(0) = 5,77 \text{ [KN]} \\ \text{Pour } x=1,5[m] \longrightarrow Ty(1,5) = -4,95 \text{ [KN]} \end{cases}$$

$$\diamond Mz(x) + 42,82 \times 1,35 \left(\frac{1,35}{2} + x \right) - 63,58(1,35 + x) + 5,94 \times \frac{x^2}{2} + 1,61x \frac{x}{2} = 0$$

$$Mz(x) = -0,268x^3 - 2,97x^2 + 5,77x + 46,81$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x=0[m] \longrightarrow Mz(0) = 46,81 \text{ [KN.m]} \\ \text{Pour } x=1,5[m] \longrightarrow Mz(1,5) = 47,88 \text{ [KN.m]} \end{cases}$$

Le moment $Mz(x)$ est maximal pour $Ty(x) = 0$

$$Ty(x) = -0,805x^2 - 5,94x + 5,77 \longrightarrow x = 0,87 \text{ [m]}$$

$$Mz(x) = -0,268x^3 - 2,97x^2 + 5,77x + 46,81$$

$$M_z(x) = -0,268(0,87)^3 - 2,97(0,87)^2 + 5,77 \times (0,87) + 46,81$$

$$M_z^{\max} = 49,40 \text{ [KN.m]}$$

➤ 3^{eme} tronçon $0 \leq x \leq 1,35$ [m] :

$$\diamond Ty(x) + 42,82x - 63,58 = 0$$

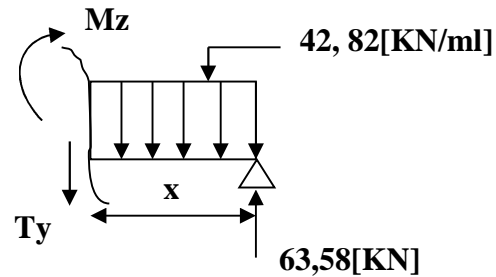
$$Ty(x) = -42,82x + 63,58$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x=0 \text{ [m]} \longrightarrow Ty(0) = 63,58 \text{ [KN]} \\ \text{Pour } x=1,35 \text{ [m]} \longrightarrow Ty(1,35) = 5,77 \text{ [KN]} \end{cases}$$

$$\diamond M_z(x) - 63,58x + \frac{42,82}{2}x^2 = 0$$

$$M_z(x) = 63,58x - \frac{42,82}{2}x^2$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x=0 \text{ [m]} \longrightarrow M(0) = 0 \text{ [KN.m]} \\ \text{Pour } x=1,35 \text{ [m]} \longrightarrow M(1,35) = 46,82 \text{ [KN.m]} \end{cases}$$



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

Aux appuis :

$$M_a = 0,3 \times 49,40 = 14,82 \text{ [KN.m]}$$

En travée :

$$M_t = 0,85 \times 49,40 = 41,99 \text{ [KN.m]}$$

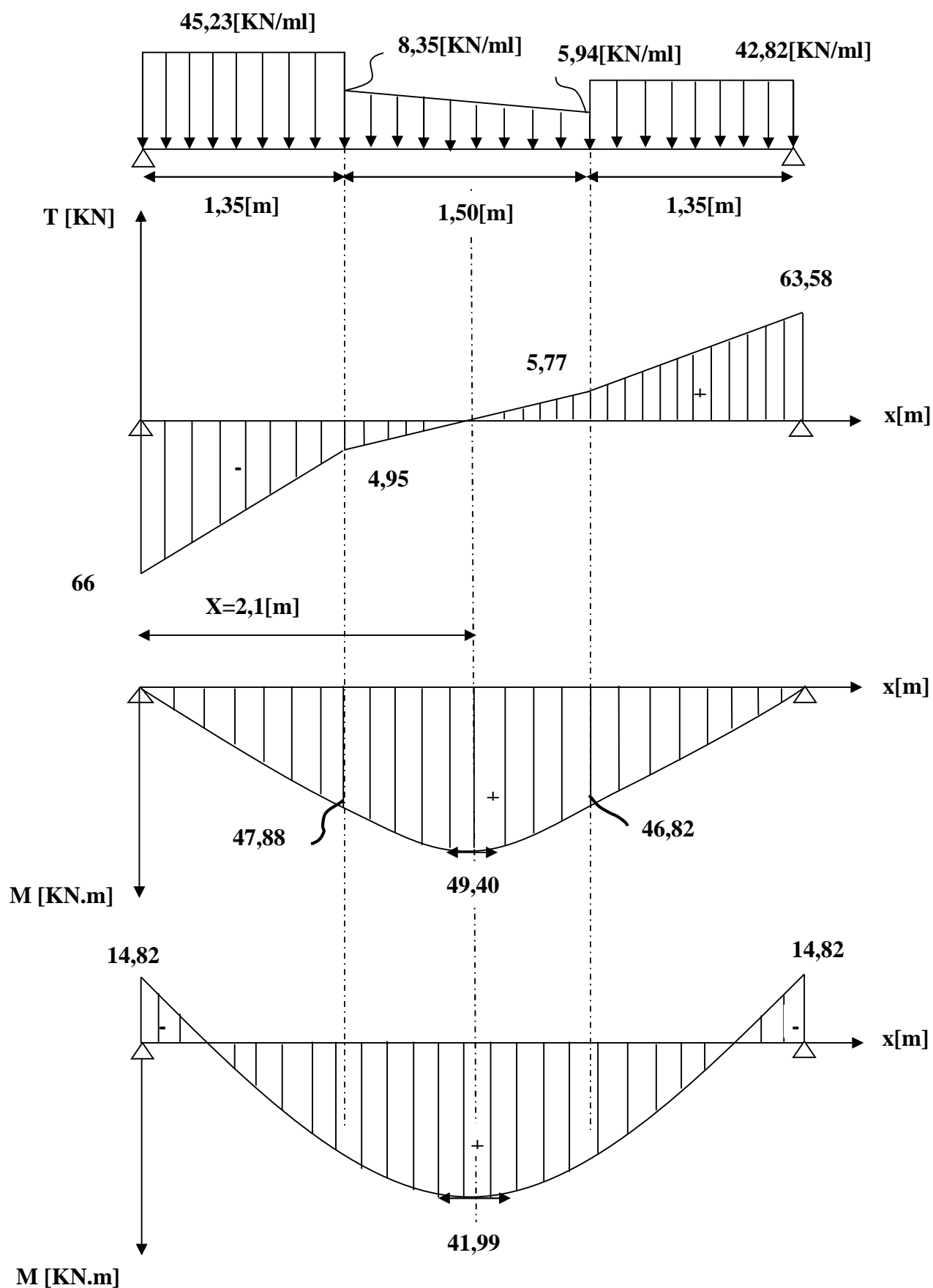


Figure III.4.8.2.2 Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissants à l'ELS.

➤ **vérification des contraintes dans le béton et dans les aciers :**

On doit vérifier que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15$ [MPa] et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

➤ **Contrainte de compression du béton :**

• **Aux appuis :**

$M_a = 14,82$ [KN.m]

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2,36}{25 \times 33} = 0,29 \longrightarrow \beta_1 = 0,915, K_1 = 43,82$$

$$\text{Avec } \sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_s} \longrightarrow \sigma_{st} = \frac{14,82 \times 10^3}{0,915 \times 33 \times 2,36} = 207,97 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{st} = 207,97 \text{ [MPa]} < \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ [MPa]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \text{ avec } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{43,82} = 0,023$$

$$\sigma_{bc} = 207,97 \times 0,023 = 4,78 \text{ [MPa]} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ [MPa]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **En travée :**

$M_t = 41,99$ [KN.m]

$$\rho = \frac{100 \times 4,62}{25 \times 33} = 0,56, \beta_1 = 0,888, K_1 = 29,64$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s} \longrightarrow \sigma_{st} = \frac{41,99 \times 10^3}{0,888 \times 33 \times 4,62} = 310,15 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{st} = 310,15 \text{ [MPa]} < \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ [MPa]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{29,64} = 0,034$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,034 \times 310,15 = 10,54 \text{ [MPa]} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ [MPa]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Valeur limite des flèches (Article B.6.5, 3BAEL) :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées:

$$1) \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{35}{420} = 0,083 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$2) \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \longrightarrow \frac{35}{420} = 0,083 \geq \frac{8 \times 41,99}{10 \times 45,23 \times 4,2^2} = 0,042 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$3) \quad \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \longrightarrow \frac{4,62}{25 \times 33} = 0,0056 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'ya donc pas lieu de vérifier la flèche.

Conclusion : Le ferrailage de la poutre brisée sera comme suit :

Armatures longitudinales :

3HA14 pour le lit inférieur.

3HA10 pour le lit supérieur.

Armatures transversales

1 cadre et 1 étrier en HA10

III.5 Calcul des balcons :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine reposant sur la poutre de rive avec un garde-corps de hauteur $h=1[m]$ en brique creuse de $10[cm]$ d'épaisseur.

Dans notre cas le balcon est considéré comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher, il est réalisé en dalle pleine.

III.5.1 Pré dimensionnement :

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par la formule suivante :

$$e_p \geq \frac{L}{10} = \frac{120}{10} = 12 \text{ cm. Avec } L : \text{largeur du balcon}$$

❖ Nous adopterons $e_p = 15 \text{ cm}$

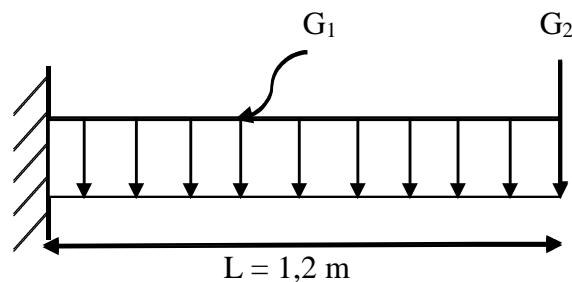
III.5.2 Détermination des charges et surcharges :

a. Charges permanentes :

- revêtement carrelage : $22 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}^2$.
- la chape : $20 \times 0,02 = 0,4 \text{ KN/m}^2$.
- lit de sable : $18 \times 0,03 = 0,54 \text{ KN/m}^2$.
- plancher en dalle pleine : $25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/m}^2$.
- enduit en ciment : $18 \times 0,03 = 0,54 \text{ KN/m}^2$

$$G_1 = 5,67 \text{ KN/m}^2.$$

- poids propre du garde-corps en brique : $G_2 = 1 \text{ KN/ml}$



III.5.1 schéma du balcon

b. Charges d'exploitations :

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

III.5.3 Combinaison de charges :**à l'ELU :**

$$q_{u1} = (1,35 G_1 + 1,5 Q_1) \times 1\text{m} = (1,35(5,67) + 1,5(3,5)) \times 1\text{m} = 12,905$$

$q_{u1} = 12,905 \text{ KN/ml}$.

$$q_{u2} = (1,35 G_2) \times 1\text{m} = 1,35(1) \times 1\text{m} = \mathbf{1,35 \text{ KN}}.$$

à l'ELS :

$$q_{s1} = (G_1 + Q_1) \times 1\text{m} = (5,67 + 3,5) \times 1\text{m} = 9,17 \text{ KN/ml}$$

$q_{s1} = 9,17 \text{ KN/ml}$.

$$q_{s2} = G_2 \times 1\text{m} = 1 \text{ KN}.$$

III.5.4 Ferrailage :

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

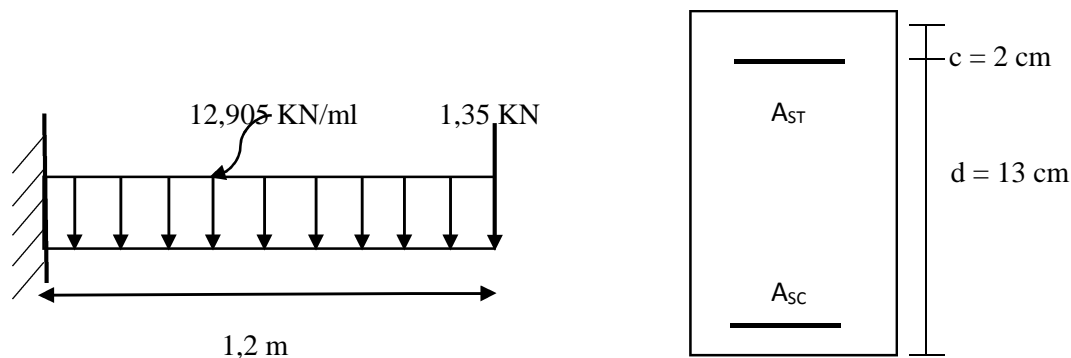
a. Calcul a l'ELU :

Figure III.5.2 schéma statique du balcon

- Effort tranchant :

$$T_u = q_{u1} \times L + q_{u2} = 12,905(1,2) + 1,35 = 16,836$$

$T_u = 16,836 \text{ KN}$.

- **Moment fléchissant :**

$$M_u = q_{u1} \frac{L^2}{2} + q_{u2} \times L = 12,905 \frac{(1,2)^2}{2} + 1,35(1,2) = 10,912$$

$$M_u = 10,912 \text{ KN.m}$$

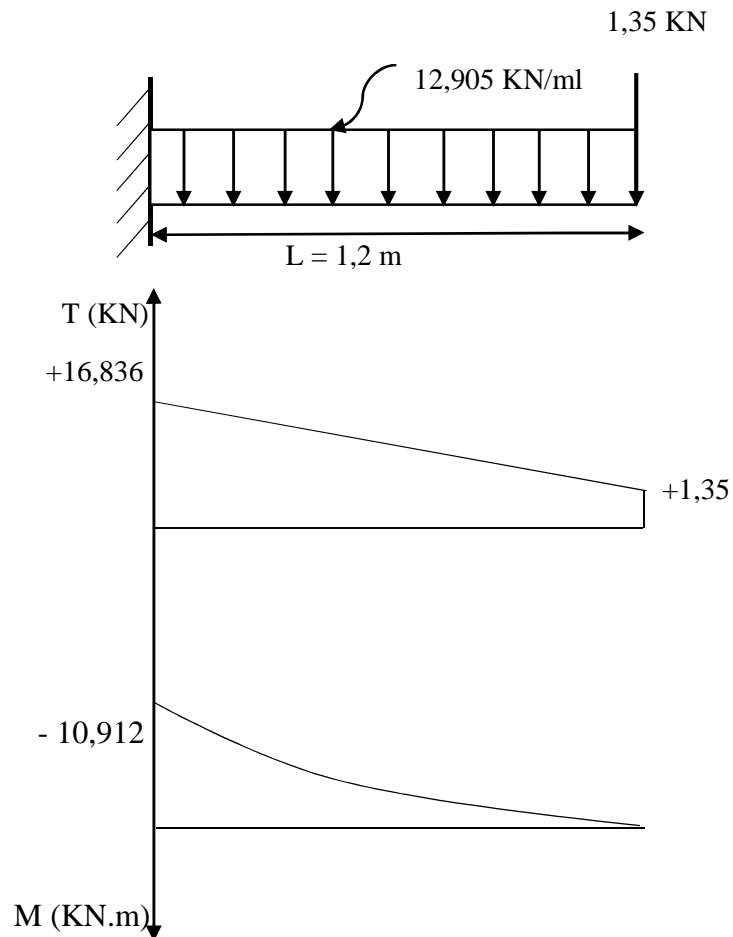


Figure III.5.3 Diagramme des efforts interne à l'ELU.

b. Calcul des armatures :

Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{10,912 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,0455 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,0455 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,976$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{10,912 \times 10^3}{0,976 \times 13 \times 348} = 2,471 \text{ cm}^2$$

❖ Soit 5HA12 ($A_t = 5,65 \text{ cm}^2$) avec un espacement $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$.

Armature de répartition :

$$A_s = \frac{A_t}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,412 \text{ cm}^2$$

❖ Soit 4HA10 ($A_s = 3,14 \text{ cm}^2$) avec un espacement $S_t = \frac{120}{4} = 30 \text{ cm}$.

III.5.5 Vérification à l'ELU :

III.5.5.1 Condition de non fragilité : (BAEL 91, Art A.4.2)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 150 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} \geq 2,17 \text{ cm}^2.$$

En travée : $A_t = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée.**

Sur appuis : $A_s = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée.**

III.5.4.2 Vérification sous sollicitation d'effort tranchant : (BAEL 91, Art A.5.1)

La console soumise à des efforts tranchants est justifiée vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte τ_u , prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} \text{ avec } T_{\max} = 16,836 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{16,836 \times 10^3}{1200 \times 130} = 0,108 \text{ Mpa.}$$

Article A.5.1, 21 BAEL 91 : dans le cas où les armatures d'âme sont droites et les fissurations sont peu nuisibles, la contrainte $\overline{\tau_u}$:

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0,20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 0,20 \times \frac{25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \{ 3,333; 5 \text{ MPa} \} = 3,333 \text{ Mpa} \longrightarrow \tau_u \leq \overline{\tau_u} \text{ la condition est vérifiée}$$

III.5.4.3 Vérification de la contrainte d'adhérence : (BAEL 91, Art.A.6.1, 3)

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

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_j} = \frac{11,317 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 3,14 \times 5 \times 12} = 1,612 \text{ Mpa} \quad \tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$$

Pas de risque d'entraînement des barres (**condition vérifiée**)

III.5.4.4 Ancrage des barres : (BAEL 91, Art 6.1, 23)

La longueur de scellement est donnée par :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} ; \text{ Avec } \tau_{su} : \text{contrainte d'adhérence.}$$

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

$$\phi = 10 \rightarrow L_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm.}$$

$$\phi = 12 \rightarrow L_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm.}$$

a. Ancrage courbe :

$$\phi = 10 \rightarrow L_{sc} = 0,4 \times L_s = 14,10 \text{ cm.}$$

$$\phi = 12 \rightarrow L_{sc} = 0,4 \times L_s = 16,92 \text{ cm.}$$

b. Ecartement des armatures : (BAEL 91, Art A.8.2, 42)

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Direction la plus sollicitée : min (2h ; 25 cm).
 - Direction perpendiculaire à la plus sollicitée : min (3h ; 33 cm). avec
- h : épaisseur de la dalle.

Armature principale :

$$S_t = 20 \text{ cm} < \min (2h ; 25 \text{ cm}).$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < \min (2 \times 15 ; 25 \text{ cm}).$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < \min (30 ; 25 \text{ cm}) \longrightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

Armature de répartition :

$$S_t = 30 \text{ cm} < \min (3h ; 33 \text{ cm}).$$

$$S_t = 30 \text{ cm} < \min (45 ; 33 \text{ cm}) \longrightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

III.5.5 Vérification à l'ELS :**- Effort tranchant :**

$$T_s = q_{s1} \times L + q_{s2} = 9,17 \times 1,2 + 1 = 12,004 \text{ KN.}$$

- **Moment fléchissant :**

$$M_s = q_{s1} \frac{L^2}{2} + q_{s2} \times L = 9,17 \frac{(1,2)^2}{2} + 1(1,2) = 7,802$$

$$M_s = 7,802 \text{ KN.m}$$

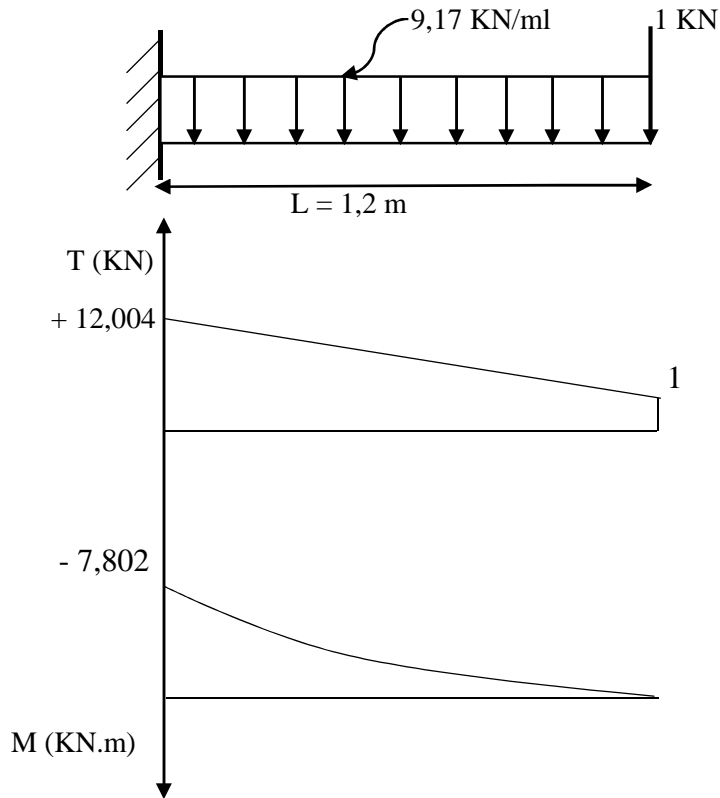


Figure III.5.4 chargent de balcon à l'ELS.

III.5.6. Vérification des contraintes :

III.5.6.1 Vérification de la contrainte dans les aciers :

Le balcon est exposé aux intempéries donc la fissuration est considérée peu préjudiciable, on doit alors vérifier que :

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

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{150 \times 12} = 0,174$$

$$\rho_1 = 0,174 \longrightarrow \beta_1 = 0,932 \longrightarrow K_1 = 58,53 \longrightarrow K = \frac{1}{K_1} = 0,017$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{7,802 \times 10^3}{0,932 \times 13 \times 3,14} = 205,077 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 205,077 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifiée}$$

III.5.6.2 Vérification de la Contrainte dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,017 \times 205,077 = 3,486 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,486 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Cela veut dire qu'il n'y a pas de fissuration dans le beton comprimée.

III.5.7 Valeur limite des flèches : (BAEL 91, Art B.6.5, 3)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{4,2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

$$\bullet \quad \frac{h}{L} = \frac{15}{150} = 0,1$$

$$\bullet \quad \frac{1}{16} = 0,0625. \quad \frac{h}{L} > \frac{1}{16} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\bullet \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{5,65}{100 \times 13} = 0,0043$$

$$\bullet \quad \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\bullet \quad \frac{h}{L} = \frac{15}{120} = 0,125$$

$$\frac{M_s}{10 \times M_u} = \frac{7,802}{10 \times 10,912} = 0,0715 \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

✓ **Conclusion :**

1) toutes les conditions sont vérifiées, la flèche est bien vérifiée

2) les balcons seront ferrailés comme suit

❖ **Armatures principales : 5HA12 avec $S_t = 20$ cm**

❖ **Armatures secondaires : 4HA10 avec $S_t = 30$ cm**

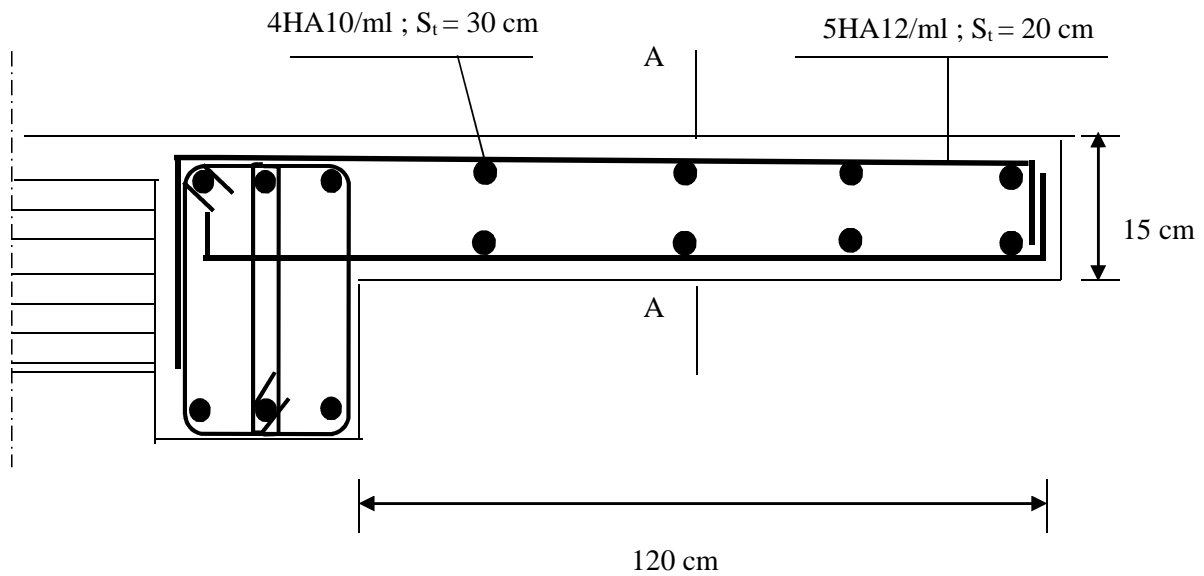


Figure III.5.5 Schéma de ferrailage des balcons.

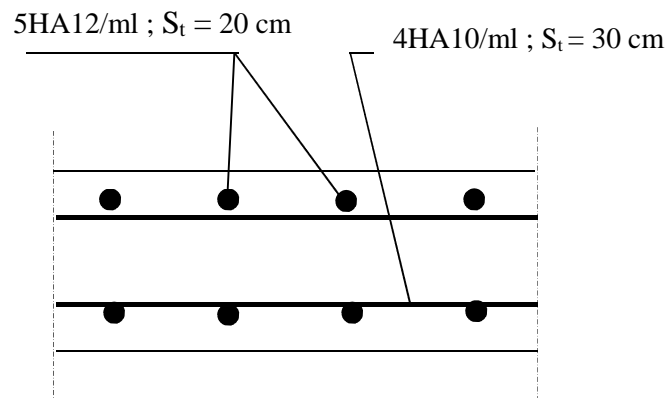


Figure III.5.6 Coupe transversale (A-A) des balcons.

III.6 Etude de la poutre de chaînage :

Nous étudierons une poutre qui repose sur deux appuis ; elle supporte son poids propre et le poids du mur en double cloisons.

III.6.1 pré dimensionnement de la poutre :

a) La hauteur :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

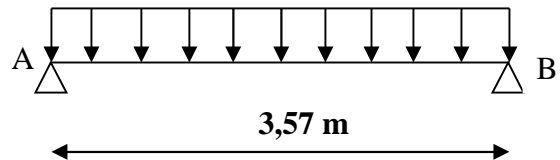


Figure III.6.1 Schéma statique de la poutre de chaînage.

Avec :

h : la hauteur de la poutre

L : la portée libre de la poutre.

$L = 357 - 30 = 327$ cm ; 30 cm la largeur de la poutre principale.

Les dimensions des poutres doivent respecter les conditions suivantes du **R.P.A.99 modifié 2003**

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \\ b \geq 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\frac{327}{15} \leq h \leq \frac{327}{10} \Rightarrow 21,8 \text{ cm} \leq h_t \leq 32,7 \text{ cm}$$

On prend : $h = 30$ cm (pour que la condition du RPA soit vérifiée)

b) La largeur :

$$0,4 h \leq b \leq 0,7 h \Rightarrow 0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30$$

$$12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

On prend : $b = 20$ cm

Vérification du rapport $\frac{h}{b}$:

$$\frac{h}{b} = \frac{30}{20} = 1,5 < 4 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Alors, on opte pour la poutre de chaînage d'une section de **(20x30) cm²**

III.6.2 Détermination des charges revenant à la poutre :

Poids propre de la poutre $25 \times 0,30 \times 0,20 = 1,5$ KN/ml .

Poids du mur (double cloison)..... $2,36(3,06 - 0,20) = 6,75$ KN/ml.

Le poids du plancher $5,68 \times (0,65/2) = 1,85$ KN/ml.

Le poids propre total **G = 10,1 kN/ml.**

La charge d'exploitation Q..... $1,5 \times (0,65/2) = \mathbf{0,49 \text{ kN/ml.}}$

III.6.3 Combinaison des charges :

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 10,1 + 1,5 \times 0,49 = 14,37 \text{ kN/ml.}$

ELS: $q_s = G + Q = 10,1 + 0,49 = 10,59 \text{ kN/ml.}$

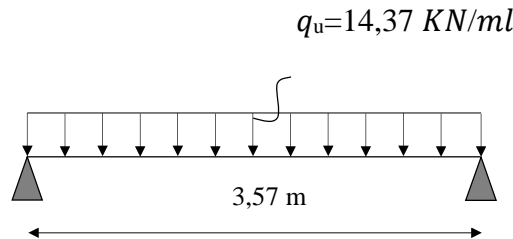


Figure III.6.2 Schéma de chargement à l'ELU.

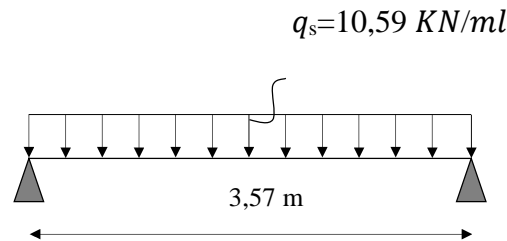


Figure III.6.3 Schéma de chargement à l'ELS.

III.6.4 Calcul des efforts à l'ELU :

- **Le moment isostatique :**

$$M_u = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{14,37 \times (3,57)^2}{8} = 22,893 \text{ kN.m}$$

- **L'effort tranchant :**

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{14,37 \times 3,57}{2} = 25,65 \text{ kN.}$$

Compte tenu de l'effet du semi encastrement, les moments deviennent :

Sur appuis : $M_a = -0,3 \times M_u^{\max} = -0,3 \times 22,893 = -6,868 \text{ kN.m}$

En travée : $M_t = 0,85 \times M_u^{\max} = 0,85 \times 22,893 = 19,459 \text{ kN.m}$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

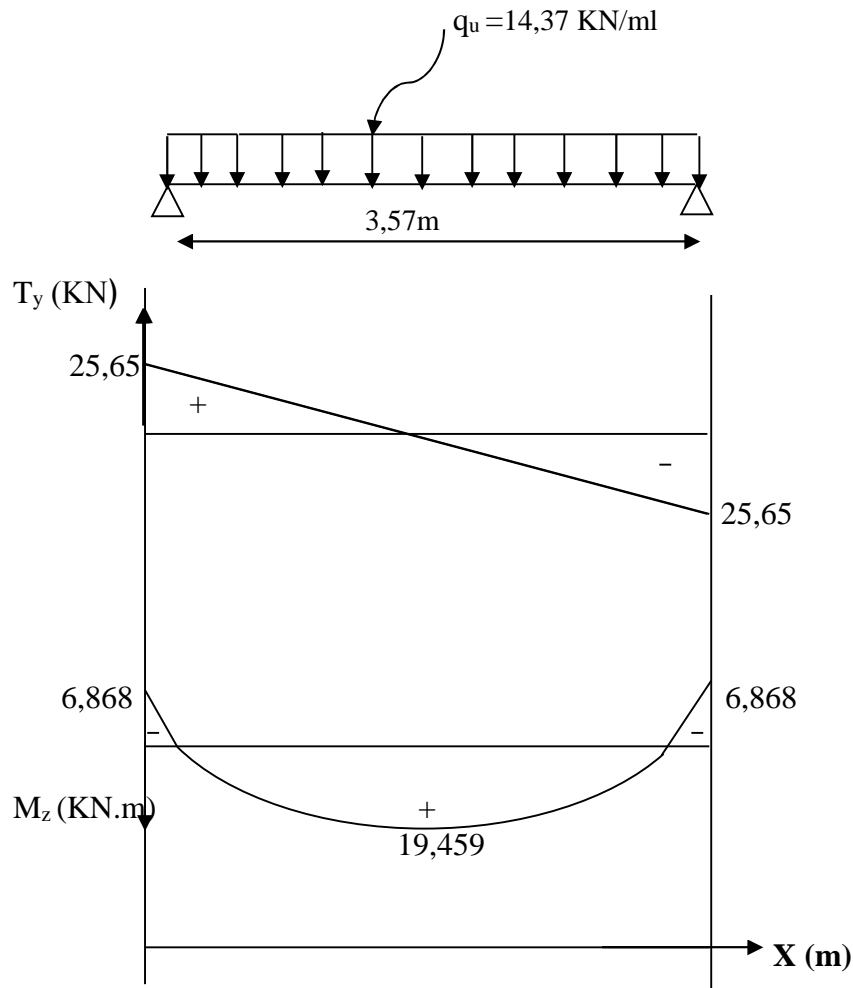


Figure III.6.4 Diagrammes des efforts internes à l'ELU.

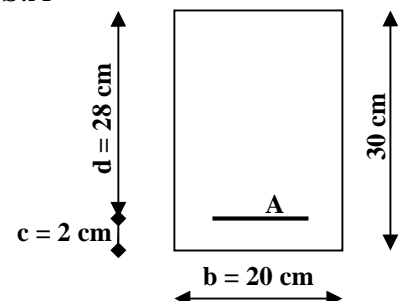
III.6.4.1 Calcul des armatures :**a) Aux appuis :**

$$M_{au} = 6,868 \text{ KN.m} \quad ; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad ; \quad c = 2 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{au}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{6,868 \times 10^6}{200 \times (280)^2 \times 14,2} = 0,030 \Rightarrow \mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,030 \Rightarrow \beta = 0,985$$

$$A_{au} = \frac{M_{au}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6,868 \times 10^6}{0,985 \times 280 \times 348} = 0,716 \text{ cm}^2.$$



Soit : 2HA12 = 2,26 cm²

b) En travée :

$$M_{tu} = 19,459 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{19,459 \times 10^6}{200 \times 280^2 \times 14,2} = 0,054 \Rightarrow \mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu = 0,054 \Rightarrow \beta = 0,972$$

$$A_{tu} = \frac{M_{tu}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{20,719 \times 10^6}{0,972 \times 330 \times 348} = 1,86 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark \text{ Soit } 2\text{HA}12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section (**RPA99 modifié en 2003**).

$$2,26 + 2,26 = 4,52 \text{ cm}^2 > \frac{0,5 \times b \times h}{100} = \frac{0,5 \times 20 \times 30}{100} = 3 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée.}$$

III.6.4.2 Les différentes vérifications à l'ELU : (BAEL 91 modifié 99, Art. A.4.2.1)

a. La Condition de non fragilité concerne la section totale d'aciers :

$$A_{\min} \leq A$$

$$A \geq A_{\min} = 0,23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 20 \times 28 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,676 \text{ cm}^2$$

$$A_{au} = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,676 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{tu} = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,676 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b. Vérification de la contrainte d'entraînement des barres :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{seu} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 \Rightarrow \bar{\tau}_{seu} = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_s = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} = \frac{25,65 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 3 \times 3,14 \times 12} = 0,9 \text{ MPa.}$$

$$\tau_s = 0,9 \text{ MPa} < \bar{\tau}_s = 3,15 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c. L'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

• L'influence sur le béton :

$$\text{On doit vérifier : } \frac{2T_{u\max}}{0,9 \cdot d \cdot b} \leq 0,87 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\Rightarrow T_{u\max} \leq 0,4 \cdot d \cdot b \cdot 0,9 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 28 \times 0,9 \frac{2,5}{1,5} \times 20 = 336 \text{ KN.}$$

$$T_{u\max} = 25,65 \text{ KN} < 336 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• L'influence sur les aciers :

$$\text{On doit vérifier : } A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_{au}}{0,9 \cdot d} \right)$$

$$A_a \geq \frac{1,15}{400} \left(25,65 \times 10^3 + \frac{6,868 \times 10^6}{0,9 \times 280} \right) = 0,198 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2,26 \text{ cm}^2 > 0,198 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d. Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\zeta_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\zeta}_u$$

$$\bar{\zeta}_u = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{f_{t28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{2,1}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\zeta_u = \frac{T_{u\max}}{b \cdot d} = \frac{25,65 \times 10^3}{200 \times 280} = 0,458 \text{ MPa}$$

$$\zeta_u = 0,458 \text{ MPa} < \bar{\zeta}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

III.6.4.3 Les armatures transversales :**(BAEL 91 modifié, Art.A.7.22)****a. Section des armatures :**

Le diamètre des armatures transversales d'une poutre est donné par la formule suivante :

$$\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35}; \Phi_l; \frac{b}{10} \right)$$

Avec : h : La hauteur totale de la poutre.

Φ : Le diamètre des barres longitudinales.

b : La largeur totale de la poutre.

$$\Phi \leq \min \left(\frac{30}{35}; \Phi_l; \frac{20}{10} \right) \Rightarrow \Phi \leq \text{Min} (0,85; 1,2; 2) \text{ cm.}$$

$$\Phi \leq 10 \text{ mm} \Rightarrow \Phi = 8 \text{ mm}$$

On opte comme armatures transversales un cadre de $\Phi 8$ et un étrier de $\Phi 8$ mm.

b. Espacement des armatures transversales : (BAEL 91, Art A.7.51.22)

$$St \leq \min (0,9x_d; 40 \text{ cm}) = \min (0,9 \times 28; 40) = 25,2 \text{ cm}$$

$$St \leq 25,2 \text{ cm} \Rightarrow St = 25 \text{ cm}$$

On doit aussi vérifier la section d'armatures transversales par la condition suivante :

$$\frac{A_u \cdot f_e}{b \cdot St} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{2,26 \times 400}{20 \times 25} = 1,808 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.6.4.4 Vérification selon le RPA 99 : (Art A.7.5.2.2)**▪ L'espacement des armatures transversales :**

- En zone nodale :

$$St \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\Phi_l; 30 \text{ cm} \right) = \min \left(\frac{30}{4}; 12 \times 1,2; 30 \right) = \min \{ 7,5; 14,4; 30 \} \text{ cm}$$

$$St \leq 7,5 \text{ cm} \Rightarrow St = 7 \text{ cm}$$

- En zone courante :

$$St \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

Soit : $St = 15 \text{ cm}$.

▪ **La quantité d'armatures :**

* Selon le RPA 99 la quantité d'armatures transversales minimales est donnée par la formule suivante : $A_t \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = 0,003.S.b$$

Avec b : largeur de la portée

S : espacement des armatures transversales.

$$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 20 \Rightarrow A_{\min} = 0,9 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,9 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{soit } 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

♦ **Soit 1cadre $\Phi 8 = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$**

III.6.5 Les différents calculs à l'ELS :

Calcul des efforts internes :

a. Le moment isostatique :

$$M_s = M_s^{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{10,59 \times (3,57)^2}{8} = 16,871 \text{ KN.m}$$

b. L'effort tranchant :

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{10,59 \times 3,57}{2} = 18,903 \text{ KN.}$$

En compte tenu de l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

$$\text{Sur appuis : } M_a = -0,3 \times M_s^{\max} = -0,3 \times 16,871 = -5,061 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times M_s^{\max} = 0,85 \times 16,871 = 14,34 \text{ KN.m}$$

III.6.5.1 Les différentes vérifications à l'ELS :

a. Vérification de la contrainte dans le béton :

Aux appuis :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,26}{20 \times 28} = 0,403$$

$$\rho_1 = 0,403 \Rightarrow \beta_1 = 0,902 \Rightarrow k_1 = 36,285$$

$$\sigma_s = \frac{5,061 \times 10^6}{0,902 \times 280 \times 2,26 \times 10^2} = 88,667 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{88,667}{36,285} = 2,44 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 2,44 \text{ MPA} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,26}{20 \times 28} = 0,403$$

$$\rho_1 = 0,403 \Rightarrow \beta_1 = 0,902 \Rightarrow k_1 = 36,285$$

$$\sigma_s = \frac{14,34 \times 10^6}{0,902 \times 280 \times 2,26 \times 10^2} = 251,233 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{251,233}{36,285} = 6,92 \text{ MPA} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b. Etat limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification n'est à effectuer parce qu'il s'agit d'une fissuration peu nuisible.

c. Etat limite de déformation : (BAEL 91 modifié, Art A.4.6)

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left(\begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \\ \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{400} \end{array} \right)$$

Donc on a :

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{327} = 0,092 > \frac{1}{16} = 0,0625$$

La condition est vérifiée

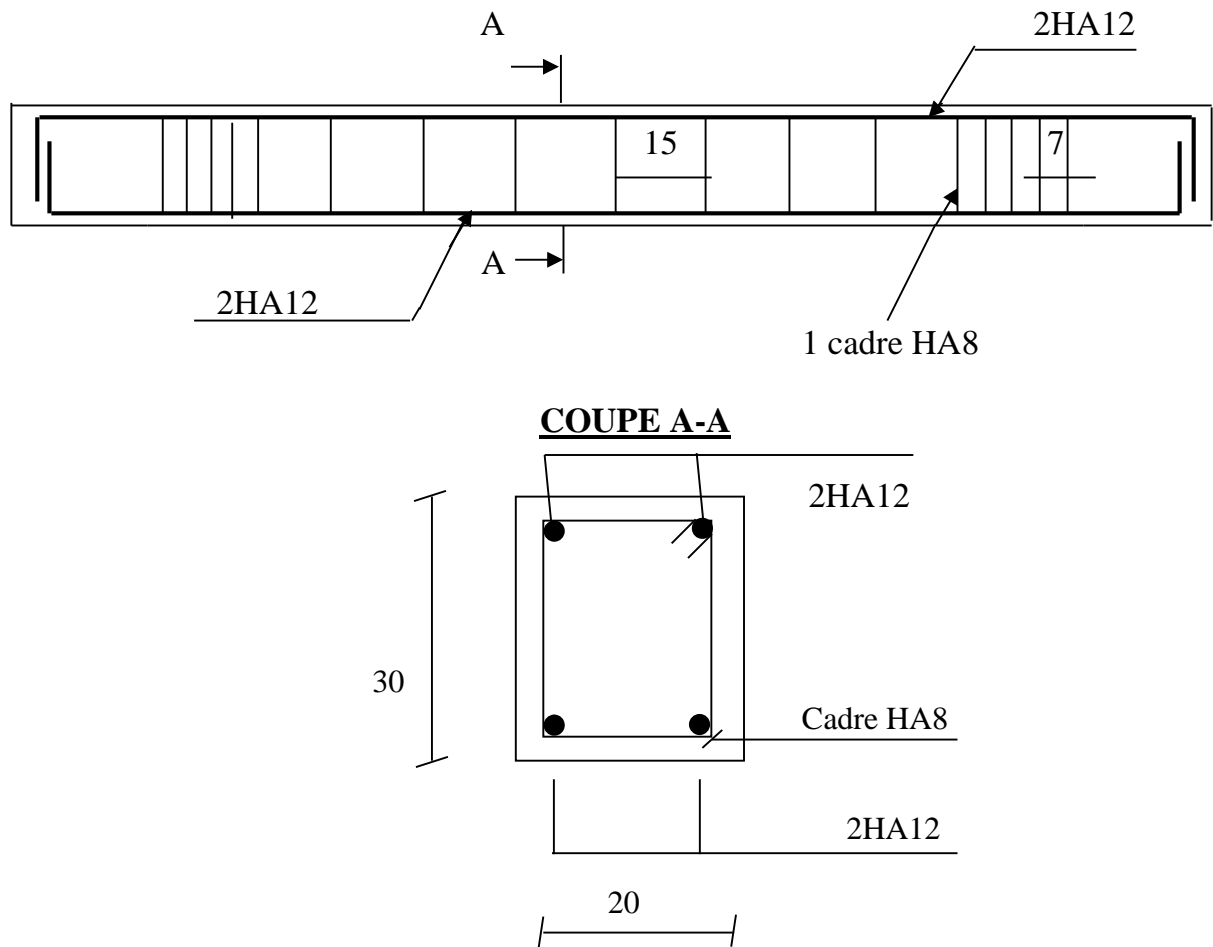
$$\frac{h}{L} = 0,107 > \frac{M_t}{10 \cdot M_0} = \frac{14,34}{10 \times 16,871} = 0,085$$

La condition est vérifiée

$$\frac{A}{b \cdot d} = \frac{2,26}{20 \times 28} = 0,004 < \frac{4,2}{400} = 0,0105$$

La condition est vérifiée

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage :**Figure III.6.5 Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage**

Chapitre IV :
Etude de contreventement.

IV.1 Introduction :

Le contreventement d'une construction est constitué de l'ensemble des éléments qui concourent à sa résistance aux actions autres que gravitaires, en général horizontales tel que le vent, le séisme, la poussée des terres, donc il assure la stabilité du bâtiment vis-à-vis de ce genre de sollicitations.

Le contreventement est assuré par un ou plusieurs des dispositifs suivants :

- Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques, avec justification d'interaction portiques voiles.
- Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé.
- Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.
- Structure à ossature en béton armé contreventé entièrement par un noyau en béton armé.
- Portiques auto stable en béton armé avec ou sans remplissage en maçonnerie rigide et autres.

Le choix d'un système de contreventement est basé sur plusieurs critères d'ordre structurel et économiques.

Le but de ce chapitre est de déterminer les efforts horizontaux revenant aux portiques et aux voiles. Pour cela nous allons comparer l'inertie des voiles à celle de portiques auxquels nous allons attribuer une inertie fictive.

IV.2 Méthode de calcul :

On assure la stabilité du bâtiment vis-à-vis des efforts horizontaux par des voiles disposés suivant les deux sens.

IV.2.1 Les inerties des refends pleins :**a. Refends longitudinaux :**

$$I_y = \frac{el^3}{12} \quad I_x = \frac{le^3}{12}$$

$$I_x = \frac{le^3}{12} \ll I_y \longrightarrow \text{On néglige l'inertie des voiles longitudinaux par rapport à l'axe (x-x).}$$

b. Les refends transversaux :

$$I_x = \frac{eL^3}{12} \quad I_y = \frac{Le^3}{12}$$

$$I_y = \frac{Le^3}{12} \ll I_x \longrightarrow \text{On néglige l'inertie des voiles transversaux par rapport à l'axe (y-y).}$$

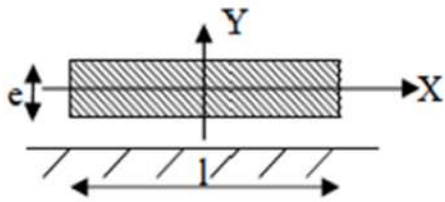


Figure IV.1 : Voile longitudinal.

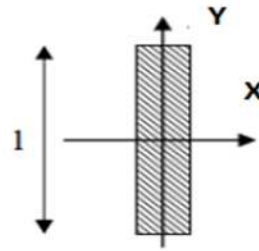


Figure IV.2 : Voile transversal.

Remarque :

Les longueurs des voiles sont les mêmes pour tous les niveaux.

➤ **Inerties des voiles :**

- **Tableaux IV.1.Sens transversal : sens Y-Y**

Sens transversal				
niveau	voiles	L[m]	e[m]	$I_x [m^4]$
R+8	VT ₁₋₁	2,80	0,20	0,36
	VT ₁₋₂	2,80	0,20	0,36
	VT ₁₋₃	2,80	0,20	0,36
	VT ₁₋₄	2,80	0,20	0,36
	VT ₂₋₁	1,75	0,20	0,08
	VT ₂₋₂	1,75	0,20	0,08
				$\sum I_x = 1,6$

• **Tableaux IV.2.Sens longitudinal : sens X-X**

Sens longitudinal				
niveau	voiles	L[m]	e[m]	$I_y [m^4]$
R+8	VL ₁₋₁	1,20	0,20	0,03
	VL ₁₋₂	1,20	0,20	0,03
	VL ₁₋₃	1,20	0,20	0,03
	VL ₁₋₄	1,20	0,20	0,03
	VL ₂	4,44	0,20	1,46
	VL ₃	0,90	0,20	0,01
				$\sum I_y = 1,59$

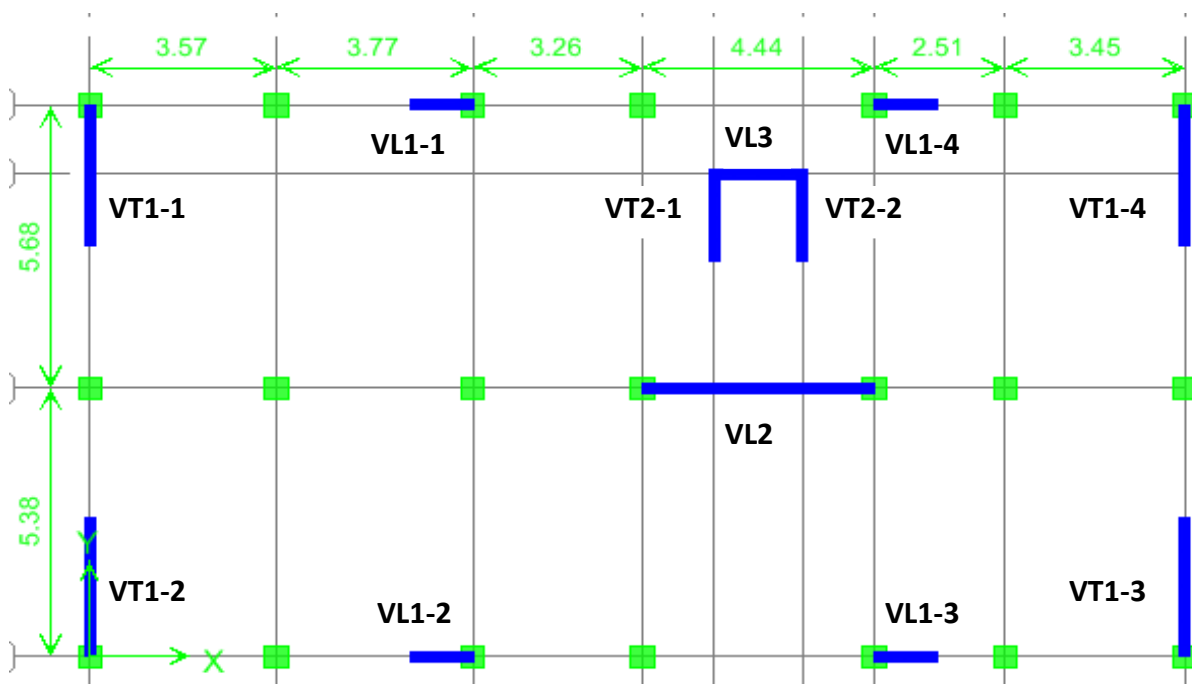


Figure IV.3 Disposition des voiles.

IV.3 Calcul des rigidités au niveau des portiques :

IV.3.1 Présentation de la méthode :

Pour l'étude des portiques sollicités par les efforts horizontaux, on utilisera la méthode de MUTO, qui permet de distribuer les efforts tranchants dans les niveaux, et de déduire les

moments fléchissant et les autres sollicitations dans les poutres et les poteaux de chaque portique.

✓ **Hypothèses de calcul :**

- ❖ Les charges ou les masses sont considérées concentrées au niveau du plancher.
- ❖ Les diagrammes de répartition des charges doivent être :
 - rectangulaire pour le vent.
 - triangulaire pour le séisme.
- ❖ La raideur des poutres ne doit pas être faible devant celle des poteaux.
- ❖ La raideur des travées adjacentes d'une même portée ne doit pas être trop différente.

IV.3.2 Etapes de calculs :

a) **Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres :**

Rigidités linéaires d'un poteau : $K_{\text{pot}} = \frac{I_{\text{pot}}}{h_c}$

Rigidités linéaires d'une poutre : $K_{\text{pout}} = \frac{I_{\text{pout}}}{L_c}$

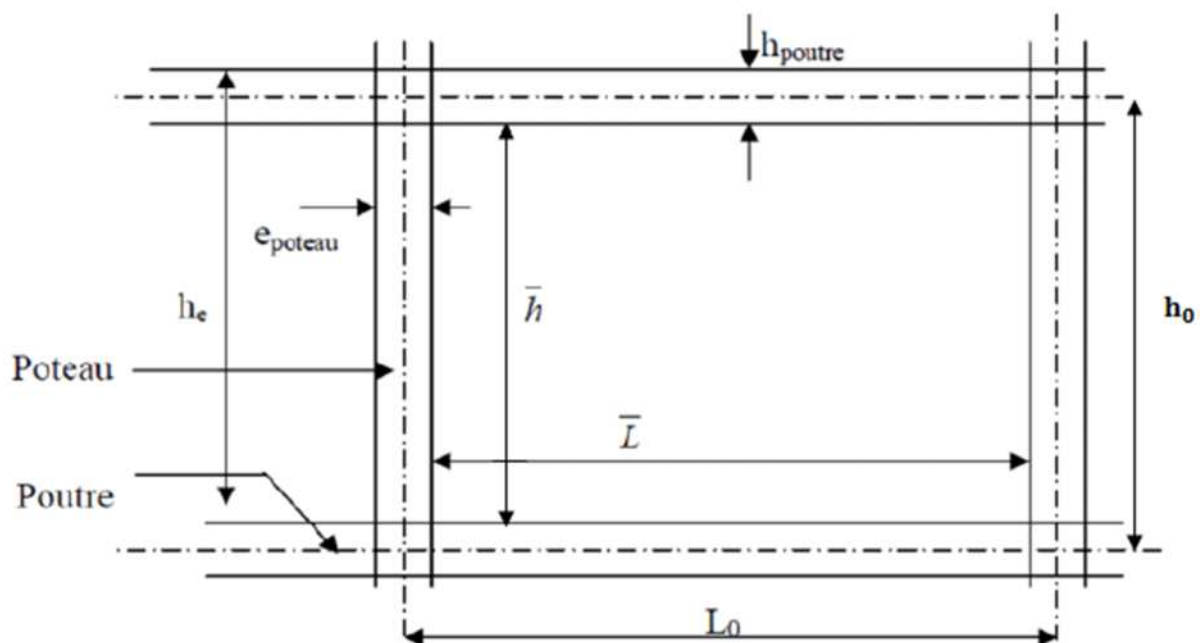


Figure IV.4 Identification des paramètres.

\bar{h} : hauteur entre nus des poutres égale à $(h_0 - h_{\text{pout}})$.

I : moment d'inertie de l'élément.

\bar{L} : longueur entre nus des poteaux égale à $(L_0 - h_{\text{pot}})$.

L_0 : longueur de la poutre entre axes des poteaux.

K : rigidités linéaires (poutre, poteau).

h_0 : hauteur des poteaux entre axes des poutres.

h_p : hauteur de la poutre.

e_p : largeur des poteaux.

$$h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} e_{pot}$$

$$L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} h_{pout}$$

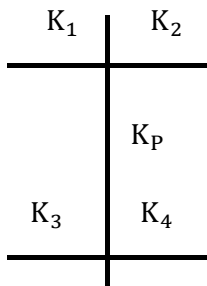
Avec : $\left\{ \begin{array}{l} L_c : \text{longueur de calcul de la poutre.} \\ h_c : \text{hauteur de calcul de poteau.} \end{array} \right.$

IV.4 Calcul des coefficients \bar{K} relatifs aux portiques :

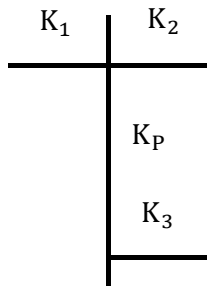
➤ Cas des étages courant :

En général :

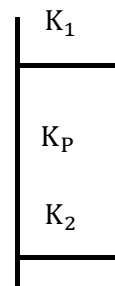
$$\bar{K} = \frac{\sum K_{pout\ sup} + \sum K_{pout\ inf}}{2K_p}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2K_p}$$

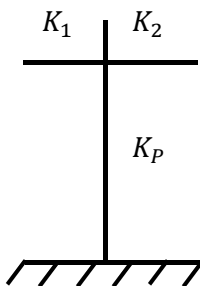


$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{2K_p}$$

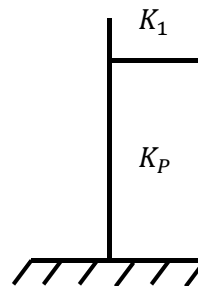


$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{2K_p}$$

➤ Cas du RDC :



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_p}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1}{K_p}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

- **Tableau : IV.3.Rigidités linéaires des poutres transversales : portiques (1A-3A), (1B-3B), (1C-3C), (1D-3D), (1E-3E), (1F-3F), (1G-3G).**

niveau	travées	L[cm]	h [cm]	L _C [cm]	I _{pout} [cm ⁴]	K _{pout} [cm ³]
8-7-6	1A-2A	498	45	520,5	227812,5	437,68
	2A-3A	528	45	550,5	227812,5	413,83
	1B-2B	498	45	520,5	227812,5	437,68
	2B-3B	528	45	550,5	227812,5	413,83
	1C-2C	498	45	520,5	227812,5	437,68
	2C-3C	528	45	550,5	227812,5	413,83
	1D-2D	498	45	520,5	227812,5	437,68
	2D-3D	528	45	550,5	227812,5	413,83
	1E-2E	498	45	520,5	227812,5	437,68
	2E-3E	528	45	550,5	227812,5	413,83
	1F-2F	498	45	520,5	227812,5	437,68
	2F-3F	528	45	550,5	227812,5	413,83
	1G-2G	498	45	520,5	227812,5	437,68
	2G-3G	528	45	550,5	227812,5	413,83
5-4-3	1A-2A	493	45	515,5	227812,5	441,93
	2A-3A	523	45	545,5	227812,5	417,62
	1B-2B	493	45	515,5	227812,5	441,93
	2B-3B	523	45	545,5	227812,5	417,62
	1C-2C	493	45	515,5	227812,5	441,93
	2C-3C	523	45	545,5	227812,5	417,62
	1D-2D	493	45	515,5	227812,5	441,93
	2D-3D	523	45	545,5	227812,5	417,62
	1E-2E	493	45	515,5	227812,5	441,93
	2E-3E	523	45	545,5	227812,5	417,62
	1F-2F	493	45	515,5	227812,5	441,93
	2F-3F	523	45	545,5	227812,5	417,62
	1G-2G	493	45	515,5	227812,5	441,93
	2G-3G	523	45	545,5	227812,5	417,62
2-1-RDC	1A-2A	488	45	510,5	227812,5	446,25
	2A-3A	518	45	540,5	227812,5	421,48
	1B-2B	488	45	510,5	227812,5	446,25
	2B-3B	518	45	540,5	227812,5	421,48
	1C-2C	488	45	510,5	227812,5	446,25
	2C-3C	518	45	540,5	227812,5	421,48
	1D-2D	488	45	510,5	227812,5	446,25
	2D-3D	518	45	540,5	227812,5	421,48
	1E-2E	488	45	510,5	227812,5	446,25
	2E-3E	518	45	540,5	227812,5	421,48
	1F-2F	488	45	510,5	227812,5	446,25
	2F-3F	518	45	540,5	227812,5	421,48
	1G-2G	488	45	510,5	227812,5	446,25
	2G-3G	518	45	540,5	227812,5	421,48

- **Tableau : IV.4.Rigidités linéaires des poutres longitudinales : portiques (1A-1G) (2A-2G),(3A-3G)**

niveau	travées	L[cm]	h [cm]	L _C [cm]	I _{pout} [cm ⁴]	K _{pout} [cm ³]
8-7-6	1A-1B	317	35	334,5	89322,92	267,03
	1B-1C	337	35	354,5	89322,92	251,97
	1C-1D	286	35	303,5	89322,92	294,31
	1D-1E	404	35	421,5	89322,92	211,92
	1E-1F	211	35	228,5	89322,92	390,91
	1F-1G	305	35	322,5	89322,92	276,97
	2A-2B	317	35	334,5	89322,92	267,03
	2B-2C	337	35	354,5	89322,92	251,97
	2C-2D	286	35	303,5	89322,92	294,31
	2D-2E	404	35	421,5	89322,92	211,92
	2E-2F	211	35	228,5	89322,92	390,91
	2F-2G	305	35	322,5	89322,92	276,97
	3A-3B	317	35	334,5	89322,92	267,03
	3B-3C	337	35	354,5	89322,92	251,97
	3C-3D	286	35	303,5	89322,92	294,31
	3D-3E	404	35	421,5	89322,92	211,92
	3E-3F	211	35	228,5	89322,92	390,91
	3F-3G	305	35	322,5	89322,92	276,97
5-4-3	1A-1B	312	35	329,5	89322,92	271,09
	1B-1C	332	35	349,5	89322,92	255,57
	1C-1D	281	35	298,5	89322,92	299,24
	1D-1E	399	35	416,5	89322,92	214,46
	1E-1F	206	35	223,5	89322,92	399,66
	1F-1G	300	35	317,5	89322,92	281,33
	2A-2B	312	35	329,5	89322,92	271,09
	2B-2C	332	35	349,5	89322,92	255,57
	2C-2D	281	35	298,5	89322,92	299,24
	2D-2E	399	35	416,5	89322,92	214,46
	2E-2F	206	35	223,5	89322,92	399,66
	2F-2G	300	35	317,5	89322,92	281,33
	3A-3B	312	35	329,5	89322,92	271,09
	3B-3C	332	35	349,5	89322,92	255,57
	3C-3D	281	35	298,5	89322,92	299,24
	3D-3E	399	35	416,5	89322,92	214,46
	3E-3F	206	35	223,5	89322,92	399,66
	3F-3G	300	35	317,5	89322,92	281,33

niveau	travées	L[cm]	h [cm]	L _C [cm]	I _{pout} [cm ⁴]	K _{pout} [cm ³]
2-1-RDC	1A-1B	307	35	324,5	89322,92	275,26
	1B-1C	327	35	344,5	89322,92	259,28
	1C-1D	276	35	293,5	89322,92	304,34
	1D-1E	394	35	411,5	89322,92	217,07
	1E-1F	201	35	218,5	89322,92	408,80
	1F-1G	295	35	312,5	89322,92	285,83
	2A-2B	307	35	324,5	89322,92	275,26
	2B-2C	327	35	344,5	89322,92	259,28
	2C-2D	276	35	293,5	89322,92	304,34
	2D-2E	394	35	411,5	89322,92	217,07
	2E-2F	201	35	218,5	89322,92	408,80
	2F-2G	295	35	312,5	89322,92	285,83
	3A-3B	307	35	324,5	89322,92	275,26
	3B-3C	327	35	344,5	89322,92	259,28
	3C-3D	276	35	293,5	89322,92	304,34
	3D-3E	394	35	411,5	89322,92	217,07
	3E-3F	201	35	218,5	89322,92	408,80
	3F-3G	295	35	312,5	89322,92	285,83

• **Tableau : IV.5. Rigidités linéaires des poteaux dans le sens transversal :**

niveau	poteaux	h [cm]	e _{pot} [cm]	h _C [cm]	I _{pot} [cm ⁴]	K _{pot} [cm ³]
8-7-6	1A	261	40	281	213333,33	759,19
	2A	261	40	281	213333,33	759,19
	3A	261	40	281	213333,33	759,19
	1B	261	40	281	213333,33	759,19
	2B	261	40	281	213333,33	759,19
	3B	261	40	281	213333,33	759,19
	1C	261	40	281	213333,33	759,19
	2C	261	40	281	213333,33	759,19
	3C	261	40	281	213333,33	759,19
	1D	261	40	281	213333,33	759,19
	2D	261	40	281	213333,33	759,19
	3D	261	40	281	213333,33	759,19
	1E	261	40	281	213333,33	759,19
	2E	261	40	281	213333,33	759,19
	3E	261	40	281	213333,33	759,19
	1F	261	40	281	213333,33	759,19
	2F	261	40	281	213333,33	759,19
	3F	261	40	281	213333,33	759,19
	1G	261	40	281	213333,33	759,19
	2G	261	40	281	213333,33	759,19
	3G	261	40	281	213333,33	759,19

niveau	poteaux	h [cm]	e _{pot} [cm]	h _c [cm]	I _{pot} [cm ⁴]	K _{pot} [cm ³]
5-4-3	1A	261	45	283,5	341718,75	1205,36
	2A	261	45	283,5	341718,75	1205,36
	3A	261	45	283,5	341718,75	1205,36
	1B	261	45	283,5	341718,75	1205,36
	2B	261	45	283,5	341718,75	1205,36
	3B	261	45	283,5	341718,75	1205,36
	1C	261	45	283,5	341718,75	1205,36
	2C	261	45	283,5	341718,75	1205,36
	3C	261	45	283,5	341718,75	1205,36
	1D	261	45	283,5	341718,75	1205,36
	2D	261	45	283,5	341718,75	1205,36
	3D	261	45	283,5	341718,75	1205,36
	1E	261	45	283,5	341718,75	1205,36
	2E	261	45	283,5	341718,75	1205,36
	3E	261	45	283,5	341718,75	1205,36
	1F	261	45	283,5	341718,75	1205,36
	2F	261	45	283,5	341718,75	1205,36
	3F	261	45	283,5	341718,75	1205,36
	1G	261	45	283,5	341718,75	1205,36
	2G	261	45	283,5	341718,75	1205,36
	3G	261	45	283,5	341718,75	1205,36
2-1-RDC	1A	261	50	286	520833,33	1821,10
	2A	261	50	286	520833,33	1821,10
	3A	261	50	286	520833,33	1821,10
	1B	261	50	286	520833,33	1821,10
	2B	261	50	286	520833,33	1821,10
	3B	261	50	286	520833,33	1821,10
	1C	261	50	286	520833,33	1821,10
	2C	261	50	286	520833,33	1821,10
	3C	261	50	286	520833,33	1821,10
	1D	261	50	286	520833,33	1821,10
	2D	261	50	286	520833,33	1821,10
	3D	261	50	286	520833,33	1821,10
	1E	261	50	286	520833,33	1821,10
	2E	261	50	286	520833,33	1821,10
	3E	261	50	286	520833,33	1821,10
	1F	261	50	286	520833,33	1821,10
	2F	261	50	286	520833,33	1821,10
	3F	261	50	286	520833,33	1821,10
	1G	261	50	286	520833,33	1821,10
	2G	261	50	286	520833,33	1821,10
	3G	261	50	286	520833,33	1821,10

• **Tableau : IV.6. Rigidités linéaires des poteaux dans le sens longitudinal :**

niveau	poteaux	h [cm]	e _{pot} [cm]	h _c [cm]	I _{pot} [cm ⁴]	K _{pot} [cm ³]
8-7-6	1A	271	40	291	213333,33	733,10
	1B	271	40	291	213333,33	733,10
	1C	271	40	291	213333,33	733,10
	1D	271	40	291	213333,33	733,10
	1E	271	40	291	213333,33	733,10
	1F	271	40	291	213333,33	733,10
	1G	271	40	291	213333,33	733,10
	2A	271	40	291	213333,33	733,10
	2B	271	40	291	213333,33	733,10
	2C	271	40	291	213333,33	733,10
	2D	271	40	291	213333,33	733,10
	2E	271	40	291	213333,33	733,10
	2F	271	40	291	213333,33	733,10
	2G	271	40	291	213333,33	733,10
	3A	271	40	291	213333,33	733,10
	3B	271	40	291	213333,33	733,10
	3C	271	40	291	213333,33	733,10
	3D	271	40	291	213333,33	733,10
	3E	271	40	291	213333,33	733,10
	3F	271	40	291	213333,33	733,10
	3G	271	40	291	213333,33	733,10
5-4-3	1A	271	45	293,5	341718,75	1164,29
	1B	271	45	293,5	341718,75	1164,29
	1C	271	45	293,5	341718,75	1164,29
	1D	271	45	293,5	341718,75	1164,29
	1E	271	45	293,5	341718,75	1164,29
	1F	271	45	293,5	341718,75	1164,29
	1G	271	45	293,5	341718,75	1164,29
	2A	271	45	293,5	341718,75	1164,29
	2B	271	45	293,5	341718,75	1164,29
	2C	271	45	293,5	341718,75	1164,29
	2D	271	45	293,5	341718,75	1164,29
	2E	271	45	293,5	341718,75	1164,29
	2F	271	45	293,5	341718,75	1164,29
	2G	271	45	293,5	341718,75	1164,29
	3A	271	45	293,5	341718,75	1164,29
	3B	271	45	293,5	341718,75	1164,29
	3C	271	45	293,5	341718,75	1164,29
	3D	271	45	293,5	341718,75	1164,29
	3E	271	45	293,5	341718,75	1164,29
	3F	271	45	293,5	341718,75	1164,29
	3G	271	45	293,5	341718,75	1164,29

niveau	poteaux	h [cm]	e _{pot} [cm]	h _c [cm]	I _{pot} [cm ⁴]	K _{pot} [cm ³]
2-1-RDC	1A	271	50	296	520833,33	1759,57
	1B	271	50	296	520833,33	1759,57
	1C	271	50	296	520833,33	1759,57
	1D	271	50	296	520833,33	1759,57
	1E	271	50	296	520833,33	1759,57
	1F	271	50	296	520833,33	1759,57
	1G	271	50	296	520833,33	1759,57
	2A	271	50	296	520833,33	1759,57
	2B	271	50	296	520833,33	1759,57
	2C	271	50	296	520833,33	1759,57
	2D	271	50	296	520833,33	1759,57
	2E	271	50	296	520833,33	1759,57
	2F	271	50	296	520833,33	1759,57
	2G	271	50	296	520833,33	1759,57
	3A	271	50	296	520833,33	1759,57
	3B	271	50	296	520833,33	1759,57
	3C	271	50	296	520833,33	1759,57
	3D	271	50	296	520833,33	1759,57
	3E	271	50	296	520833,33	1759,57
	3F	271	50	296	520833,33	1759,57
	3G	271	50	296	520833,33	1759,57

c) Calcul des coefficients correcteurs "a_j" :

➤ **Niveau courant :**

$$a_{ij} = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$$

➤ **Niveau RDC :**

$$a_{ij} = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$$

d) Calcul des rigidités des poteaux par niveau dans les deux sens :

➤ **Niveau courant :**

$$r_{ij} = a_{ij} K_{\text{pot}} \frac{12E}{h_c^2}$$

➤ **Niveau RDC :**

• **Poteau encasté à sa base :**

$$r_{ij} = a_{ij} K_{\text{pot}} \frac{12E}{h_c^2}$$

• **Poteau articulé à sa base :**

$$r_j = a_j K_{\text{pot}} \frac{3E}{h_c^2}$$

E : module de déformation du béton **E=321641,95[daN /cm²].**

e) Calcul des rigidités des portiques par niveau :

$$r_j = \frac{12E}{h_{ci}^2} \sum a_{ij} K_{pot}$$

f) Calcul des rigidités d'un portique de niveau (j) dans le sens x-x et y-y :

$R_{jx} = \sum r_{ijx}$ Pour chaque niveau dans le sens longitudinal.

$r_{jy} = \sum r_{ijy}$ Pour chaque niveau dans le sens transversal.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

- **Tableau : IV.7. Rigidités par niveaux des portiques transversaux : portiques (1A-3A), (1B-3B), (1C-3C), (1D-3D), (1E-3E), (1F-3F), (1G-3G).**

niveau	poteaux	$h_c[\text{cm}]$	$I_{\text{pot}}[\text{cm}^4]$	$K_{\text{pot}}[\text{cm}^3]$	travées	$K_{\text{pout}}[\text{cm}^3]$	\bar{K}	a_j	$r_{jy}[\text{KN/cm}]$	$R_{jy}[\text{KN/cm}]$
8-7-6	1A	281	213333,33	759,19	1A-2A	437,68	0,58	0,22	81,64	1506,68
	2A	281	213333,33	759,19	2A-3A	413,83	1,12	0,36	133,60	
	3A	281	213333,33	759,19						
	1B	281	213333,33	759,19	1B-2B	437,68	0,58	0,22	81,64	
	2B	281	213333,33	759,19	2B-3B	413,83	1,12	0,36	133,60	
	3B	281	213333,33	759,19						
	1C	281	213333,33	759,19	1C-2C	437,68	0,58	0,22	81,64	
	2C	281	213333,33	759,19	2C-3C	413,83	1,12	0,36	133,60	
	3C	281	213333,33	759,19						
	1D	281	213333,33	759,19	1D-2D	437,68	0,58	0,22	81,64	
	2D	281	213333,33	759,19	2D-3D	413,83	1,12	0,36	133,60	
	3D	281	213333,33	759,19						
	1E	281	213333,33	759,19	1E-2E	437,68	0,58	0,22	81,64	
	2E	281	213333,33	759,19	2E-3E	413,83	1,12	0,36	133,60	
	3E	281	213333,33	759,19						
	1F	281	213333,33	759,19	1F-2F	437,68	0,58	0,22	81,64	
	2F	281	213333,33	759,19	2F-3F	413,83	1,12	0,36	133,60	
	3F	281	213333,33	759,19						
	1G	281	213333,33	759,19	1G-2G	437,68	0,58	0,22	81,64	
	2G	281	213333,33	759,19	2G-3G	413,83	1,12	0,36	133,60	
	3G	281	213333,33	759,19						

niveau	poteaux	h_c [cm]	I_{pot} [cm ⁴]	K_{pot} [cm ³]	travées	K_{pout} [cm ³]	\bar{K}	a_j	r_{jy} [KN/cm]	R_{jy} [KN/cm]
5-4-3	1A	283,5	341718,75	1205,36	1A-2A	441,93	0,37	0,16	92,62	1701,84
	2A	283,5	341718,75	1205,36	2A-3A	417,62	0,71	0,26	150,50	
	3A	283,5	341718,75	1205,36						
	1B	283,5	341718,75	1205,36	1B-2B	441,93	0,37	0,16	92,62	
	2B	283,5	341718,75	1205,36	2B-3B	417,62	0,71	0,26	150,50	
	3B	283,5	341718,75	1205,36						
	1C	283,5	341718,75	1205,36	1C-2C	441,93	0,37	0,16	92,62	
	2C	283,5	341718,75	1205,36	2C-3C	417,62	0,71	0,26	150,50	
	3C	283,5	341718,75	1205,36						
	1D	283,5	341718,75	1205,36	1D-2D	441,93	0,37	0,16	92,62	
	2D	283,5	341718,75	1205,36	2D-3D	417,62	0,71	0,26	150,50	
	3D	283,5	341718,75	1205,36						
	1E	283,5	341718,75	1205,36	1E-2E	441,93	0,37	0,16	92,62	
	2E	283,5	341718,75	1205,36	2E-3E	417,62	0,71	0,26	150,50	
	3E	283,5	341718,75	1205,36						
	1F	283,5	341718,75	1205,36	1F-2F	441,93	0,37	0,16	92,62	
	2F	283,5	341718,75	1205,36	2F-3F	417,62	0,71	0,26	150,50	
	3F	283,5	341718,75	1205,36						
	1G	283,5	341718,75	1205,36	1G-2G	441,93	0,37	0,16	92,62	
	2G	283,5	341718,75	1205,36	2G-3G	417,62	0,71	0,26	150,50	
	3G	283,5	341718,75	1205,36						

niveau	poteaux	$h_c[\text{cm}]$	$I_{\text{pot}}[\text{cm}^4]$	$K_{\text{pot}}[\text{cm}^3]$	travées	$K_{\text{pout}}[\text{cm}^3]$	\bar{K}	a_j	$r_{jy}[\text{KN/cm}]$	$R_{jy}[\text{KN/cm}]$
RDC-1-2	1A	286	520833,33	1821,10	1A-2A	446,25	0,25	0,11	94,53	1804,6
	2A	286	520833,33	1821,10	2A-3A	421,48	0,48	0,19	163,27	
	3A	286	520833,33	1821,10						
	1B	286	520833,33	1821,10	1B-2B	446,25	0,25	0,11	94,53	
	2B	286	520833,33	1821,10	2B-3B	421,48	0,48	0,19	163,27	
	3B	286	520833,33	1821,10						
	1C	286	520833,33	1821,10	1C-2C	446,25	0,25	0,11	94,53	
	2C	286	520833,33	1821,10	2C-3C	421,48	0,48	0,19	163,27	
	3C	286	520833,33	1821,10						
	1D	286	520833,33	1821,10	1D-2D	446,25	0,25	0,11	94,53	
	2D	286	520833,33	1821,10	2D-3D	421,48	0,48	0,19	163,27	
	3D	286	520833,33	1821,10						
	1E	286	520833,33	1821,10	1E-2E	446,25	0,25	0,11	94,53	
	2E	286	520833,33	1821,10	2E-3E	421,48	0,48	0,19	163,27	
	3E	286	520833,33	1821,10						
	1F	286	520833,33	1821,10	1F-2F	446,25	0,25	0,11	94,53	
	2F	286	520833,33	1821,10	2F-3F	421,48	0,48	0,19	163,27	
	3F	286	520833,33	1821,10						
	1G	286	520833,33	1821,10	1G-2G	446,25	0,25	0,11	94,53	
	2G	286	520833,33	1821,10	2G-3G	421,48	0,48	0,19	163,27	
	3G	286	520833,33	1821,10						

• **Tableau : IV.8 Rigidités par niveau des portiques longitudinaux : portiques (1A-1G) (2A-2G) (3A-3G)**

niveau	poteaux	h_c [cm]	I_{pot} [cm ⁴]	K_{pot} [cm ³]	travées	K_{pout} [cm ³]	\bar{K}	a_j	r_{jx} [KN/cm]	R_{jx} [KN/cm]
8-7-6	1A	291	213333,33	733,10	1A-1B	267,03	0,36	0,15	57,79	2115,18
	1B	291	213333,33	733,10	1B-1C	251,97	0,71	0,26	100,17	
	1C	291	213333,33	733,10	1C-1D	294,31	0,75	0,27	104,03	
	1D	291	213333,33	733,10	1D-1E	211,92	0,69	0,26	100,17	
	1E	291	213333,33	733,10	1E-1F	390,91	0,82	0,29	111,73	
	1F	291	213333,33	733,10	1F-1G	276,97	0,91	0,31	231,17	
	1G	291	213333,33	733,10						
	2A	291	213333,33	733,10	2A-2B	267,03	0,36	0,15	57,79	
	2B	291	213333,33	733,10	2B-2C	251,97	0,71	0,26	100,17	
	2C	291	213333,33	733,10	2C-2D	294,31	0,75	0,27	104,03	
	2D	291	213333,33	733,10	2D-2E	211,92	0,69	0,26	100,17	
	2E	291	213333,33	733,10	2E-2F	390,91	0,82	0,29	111,73	
	2F	291	213333,33	733,10	2F-2G	276,97	0,91	0,31	231,17	
	2G	291	213333,33	733,10						
	3A	291	213333,33	733,10	3A-3B	267,03	0,36	0,15	57,79	
	3B	291	213333,33	733,10	3B-3C	251,97	0,71	0,26	100,17	
	3C	291	213333,33	733,10	3C-3D	294,31	0,75	0,27	104,03	
	3D	291	213333,33	733,10	3D-3E	211,92	0,69	0,26	100,17	
	3E	291	213333,33	733,10	3E-3F	390,91	0,82	0,29	111,73	
	3F	291	213333,33	733,10	3F-3G	276,97	0,91	0,31	231,17	
	3G	291	213333,33	733,10						

niveau	poteaux	h_c [cm]	$I_{pot}[cm^4]$	$K_{pot}[cm^3]$	travées	$K_{pout}[cm^3]$	\bar{K}	a_j	$r_{jx}[KN/cm]$	$R_{jx}[KN/cm]$
5-4-3	1A	293,5	341718,75	1164,29	1A-1B	271,09	0,23	0,10	52,17	1690,23
	1B	293,5	341718,75	1164,29	1B-1C	255,57	0,45	0,18	93,90	
	1C	293,5	341718,75	1164,29	1C-1D	299,24	0,48	0,19	99,12	
	1D	293,5	341718,75	1164,29	1D-1E	214,46	0,44	0,18	93,90	
	1E	293,5	341718,75	1164,29	1E-1F	399,66	0,53	0,21	109,55	
	1F	293,5	341718,75	1164,29	1F-1G	281,33	0,58	0,22	114,77	
	1G	293,5	341718,75	1164,29						
	2A	293,5	341718,75	1164,29	2A-2B	271,09	0,23	0,10	52,17	
	2B	293,5	341718,75	1164,29	2B-2C	255,57	0,45	0,18	93,90	
	2C	293,5	341718,75	1164,29	2C-2D	299,24	0,48	0,19	99,12	
	2D	293,5	341718,75	1164,29	2D-2E	214,46	0,44	0,18	93,90	
	2E	293,5	341718,75	1164,29	2E-2F	399,66	0,53	0,21	109,55	
	2F	293,5	341718,75	1164,29	2F-2G	281,33	0,58	0,22	114,77	
	2G	293,5	341718,75	1164,29						
	3A	293,5	341718,75	1164,29	3A-3B	271,09	0,23	0,10	52,17	
	3B	293,5	341718,75	1164,29	3B-3C	255,57	0,45	0,18	93,90	
	3C	293,5	341718,75	1164,29	3C-3D	299,24	0,48	0,19	99,12	
	3D	293,5	341718,75	1164,29	3D-3E	214,46	0,44	0,18	93,90	
	3E	293,5	341718,75	1164,29	3E-3F	399,66	0,53	0,21	109,55	
	3F	293,5	341718,75	1164,29	3F-3G	281,33	0,58	0,22	114,77	
	3G	293,5	341718,75	1164,29						

niveau	poteaux	$h_c[\text{cm}]$	$I_{\text{pot}}[\text{cm}^4]$	$K_{\text{pot}}[\text{cm}^3]$	travées	$K_{\text{pout}}[\text{cm}^3]$	\bar{K}	a_j	$r_{jx}[\text{KN/cm}]$	$R_{jx}[\text{KN/cm}]$
RDC-1-2	1A	296	520833,33	1759,57	1A-1B	275,26	0,16	0,07	54,26	1813,83
	1B	296	520833,33	1759,57	1B-1C	259,28	0,30	0,13	100,77	
	1C	296	520833,33	1759,57	1C-1D	304,34	0,32	0,14	108,52	
	1D	296	520833,33	1759,57	1D-1E	217,07	0,29	0,13	100,77	
	1E	296	520833,33	1759,57	1E-1F	408,80	0,36	0,15	116,27	
	1F	296	520833,33	1759,57	1F-1G	285,83	0,39	0,16	124,02	
	1G	296	520833,33	1759,57						
	2A	296	520833,33	1759,57	2A-2B	275,26	0,16	0,07	54,26	
	2B	296	520833,33	1759,57	2B-2C	259,28	0,30	0,13	100,77	
	2C	296	520833,33	1759,57	2C-2D	304,34	0,32	0,14	108,52	
	2D	296	520833,33	1759,57	2D-2E	217,07	0,29	0,13	100,77	
	2E	296	520833,33	1759,57	2E-2F	408,80	0,36	0,15	116,27	
	2F	296	520833,33	1759,57	2F-2G	285,83	0,39	0,16	124,02	
	2G	296	520833,33	1759,57						
	3A	296	520833,33	1759,57	3A-3B	275,26	0,16	0,07	54,26	
	3B	296	520833,33	1759,57	3B-3C	259,28	0,30	0,13	100,77	
	3C	296	520833,33	1759,57	3C-3D	304,34	0,32	0,14	108,52	
	3D	296	520833,33	1759,57	3D-3E	217,07	0,29	0,13	100,77	
	3E	296	520833,33	1759,57	3E-3F	408,80	0,36	0,15	116,27	
	3F	296	520833,33	1759,57	3F-3G	285,83	0,39	0,16	124,02	
	3G	296	520833,33	1759,57						

IV.5 Calcul rigidités des voiles par niveaux :

$$R_{VX} = \frac{12EI_y}{h_e^3} \text{ (Voiles longitudinaux)}$$

$$R_{VX} = \frac{12EI_x}{h_e^3} \text{ (Voiles transversaux)}$$

Avec :

h_e : hauteur d'étage.

E : module de Young.

I_x et **I_y** : inertie des voiles transversaux et longitudinaux respectivement.

• Tableau IV.9 Sens transversal : sens Y-Y

voile	h _e [m]	I _y [m ⁴]	E [KN/m ²]	R _{iy} [KN/m]
VT₁₋₁	3,06	0,3659	32164195,12	4928923,35
VT₁₋₂	3,06	0,3659	32164195,12	4928923,35
VT₁₋₃	3,06	0,3659	32164195,12	4928923,35
VT₁₋₄	3,06	0,3659	32164195,12	4928923,35
VT₂₋₁	3,06	0,0893	32164195,12	1202932,21
VT₂₋₂	3,06	0,0893	32164195,12	1202932,21
				22121557,82

• Tableau IV.10 Sens longitudinal : sens X-X

voile	h _e [m]	I _y [m ⁴]	E [KN/m ²]	R _{ix} [KN/m]
VL₁₋₁	3,06	0,0288	32164195,12	387955,70
VL₁₋₂	3,06	0,0288	32164195,12	387955,70
VL₁₋₃	3,06	0,0288	32164195,12	387955,70
VL₁₋₄	3,06	0,0288	32164195,12	387955,70
VL₂	3,06	1,4588	32164195,12	19651034,1
VL₃	3,06	0,0122	32164195,12	164342,35
				21367199,25

IV.6 Inertie fictive des portiques :

Pour déterminer ces inerties fictives ,il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de forces égale à **1[tonne]** et de comparer

ces déplacements aux flèches que prendrait un refend équivalent disposé dans la même direction sous l'effet du même système de forces horizontales (**1[tonne]** pour chaque niveau)

En fixant l'inertie du refend à (**$I=1 \text{ [m}^4\text{]}$**) il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour

chaque niveau une « inertie fictive » puisque, dans l'hypothèse de raideur infinie des plancher, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

L'inertie fictive des portiques se calcul comme suit :

$$I_{en} = \frac{f_n}{D_n} \quad \text{Avec} \quad D_n = \sum \Delta_n$$

Avec :

I_{en} : inertie équivalente du portique au niveau « i ».

Δ_n : déplacement du portique au niveau « i ».

f_n : flèche du refend au niveau « i ».

D_n : déplacement du niveau n (somme des déplacements des portiques du niveau n)

IV.6.1 Calcul des flèches des refends :

Le calcul des flèches du refend dont l'inertie est **$I = 1 \text{ [m}^4\text{]}$** , soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque niveau), sera obtenu par la méthode des « **Moments des aires** ». Le diagramme des moments fléchissant engendrés par la série de forces horizontales égales à **[1tonne]**, est une série de sections de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure suivante :

La flèche est donnée par la relation suivante :

$$f_i = \frac{\sum S_i \times d_i}{EI}$$

Avec :

f_i : flèche de refend choisi au niveau « i ».

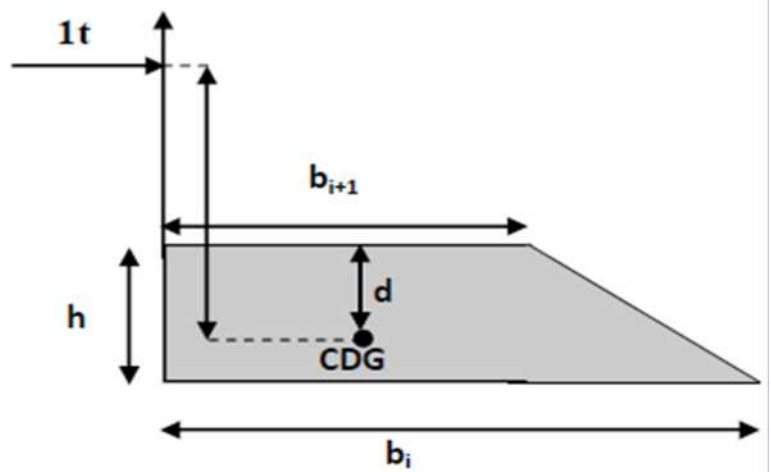


Figure IV.4. Centre de gravité d'un trapèze.

d_i : Distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.

$$d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1})}{3(b_i + b_{i+1})} \times h_i$$

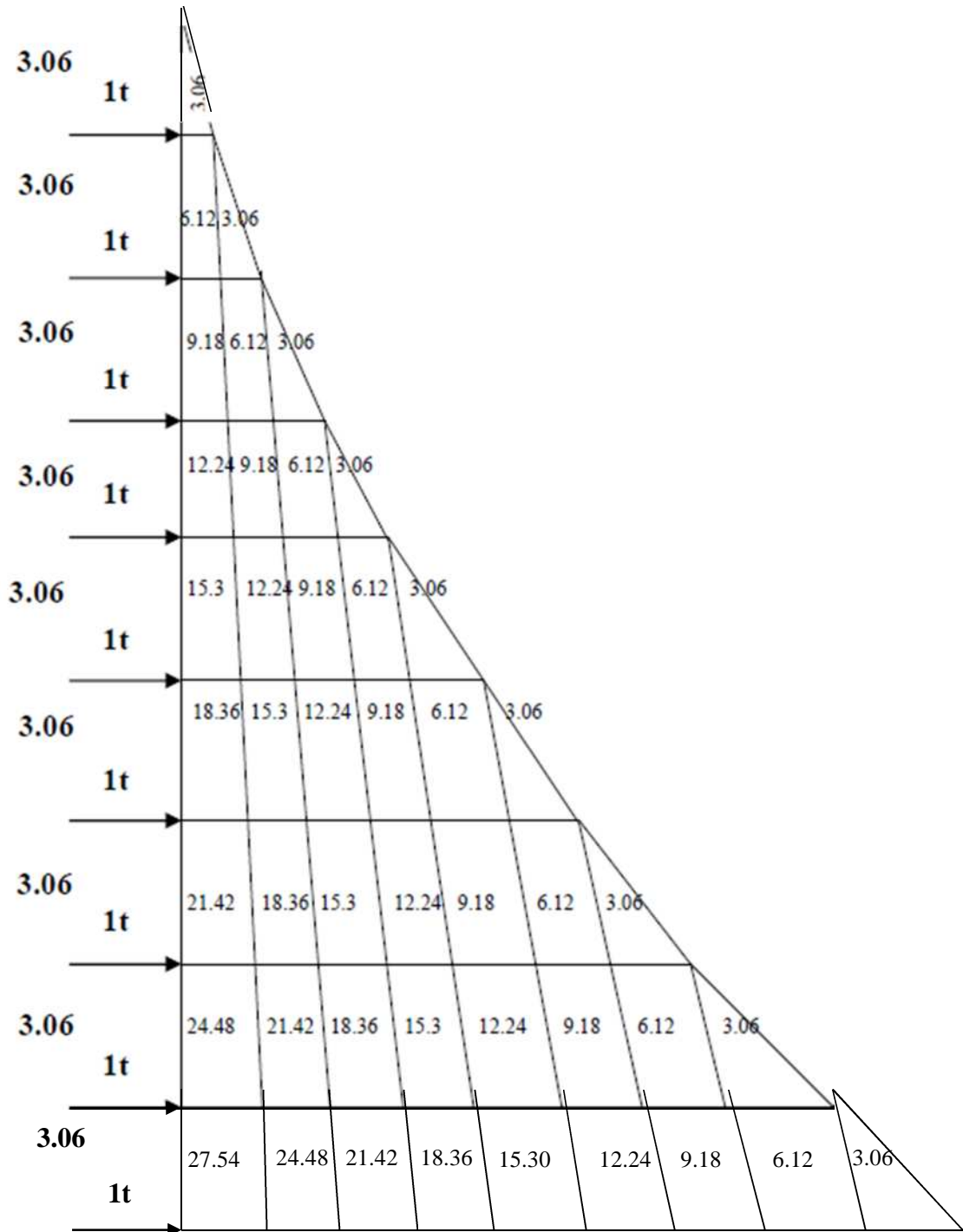


Figure IV.5 Diagramme des moments.

Le tableau suivant donne les aires « S_i » et la position du centre de gravité « X_i » par diagramme des moments :

Niveau	h [m]	b_{i+1} [m]	b_i [m]	S_i [m ²]	d_i [m]	$S_i \times d_i$	$F_i \times EI$
8	3,06	0,00	3,06	4,68	2,04	9,55	2149,36
7	3,06	3,06	9,18	18,73	1,79	33,53	2139,81
6	3,06	9,18	18,36	42,14	1,7	71,64	2016,28
5	3,06	18,36	30,60	74,91	1,66	124,35	2034,64
4	3,06	30,60	45,90	117,05	1,63	190,79	1910,29
3	3,06	45,90	64,26	168,54	1,62	273,03	1719,5
2	3,06	64,26	85,68	229,41	1,60	367,06	1446,47
1	3,06	85,68	85,68	299,64	1,59	476,43	1079,41
RDC	3,06	110,16	137,70	379,23	1,59	602,98	602,98

Nous aurons donc :

$$f_{rdc} = \frac{S_i \cdot d_i}{EI} = \frac{379,23 \times 1,59}{EI} = \frac{602,98}{EI}$$

$$f_{01} = \frac{1}{EI} \sum_1^2 S_i d_i = \frac{379,23 \times 1,59 + 299,64 \times 1,59}{EI} = \frac{1079,41}{EI}$$

$$f_{02} = \frac{1}{EI} \sum_1^3 S_i d_i = \frac{1446,47}{EI} \quad ; \quad f_{06} = \frac{1}{EI} \sum_1^7 S_i d_i = \frac{2106,28}{EI}$$

$$f_{03} = \frac{1}{EI} \sum_1^4 S_i d_i = \frac{1719,5}{EI} \quad ; \quad f_{07} = \frac{1}{EI} \sum_1^8 S_i d_i = \frac{2139,81}{EI}$$

$$f_{04} = \frac{1}{EI} \sum_1^5 S_i d_i = \frac{1910,29}{EI} \quad ; \quad f_{08} = \frac{1}{EI} \sum_1^9 S_i d_i = \frac{2149,36}{EI}$$

$$f_{05} = \frac{1}{EI} \sum_1^6 S_i d_i = \frac{2034,64}{EI}$$

IV.6.2 Calcul du déplacement des portiques au droit de chaque plancher :

- Le déplacement de chaque niveau :

$$E\Delta_n = E\Psi_n \times h$$

Avec :

$$E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}$$

h : hauteur d'étage considéré.

$\sum K_{pn}$: la somme des raideurs des poteaux au niveau n.

$$\sum K_{pn} = \frac{\sum I_{pn}}{h}$$

I_{pn} : inertie des poteaux du niveau n.

M_n : moment d'étage $\longrightarrow M_n = T_n \times h$

Avec T_n : effort tranchant au niveau n.

- **Le déplacement du portique au niveau « i » :**

$$\Delta_i = \sum \Delta_n$$

- ❖ **Rotation d'étage :**

- **La rotation d'un poteau encastré à la base au 1^{er} niveau :**

$$E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1} + 2 \sum K_{p1}}$$

- **La rotation de chaque poteau articulé au 1^{er} niveau :**

$$E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1}}$$

- **La rotation d'un poteau des étages courants :**

$$E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{tn}}$$

Avec :

$M_n = T_n \times h \longrightarrow T_n$: effort tranchant au niveau n.

$\sum K_{tn}$: raideurs des poutres, $K = \frac{I_{tn}}{L_n}$

$\sum K_{pn}$: raideurs des poteaux, $K = \frac{I_{pn}}{h_n}$

h_n : hauteur libre d'étage.

L_n : portée libre des poutres.

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux sont résumées dans les tableaux qui suivent :

• **Tableaux IV.11.Sens transversal :**

niveau	Portique	h[m]	$\sum K_{pn}$	$\sum K_{tn}$	M_n	M_{n+1}	$E\theta_n$	$E\Psi_n$	$E\Delta_n$	$D_n=\sum E\Delta_n$	F_i	I_e	$\sum I_e$
8	1A-3A	3.06	24.5	8.9	3.06	0	143.433	390.947	1196.298	8374.086	2149.3	0.260	1,82
	1B-3B	3.06	24.5	8.9	3.06	0	143.433	390.947	1196.298		2149.3	0.260	
	1C-3C	3.06	24.5	8.9	3.06	0	143.433	390.947	1196.298		2149.3	0.260	
	1D-3D	3.06	24.5	8.9	3.06	0	143.433	390.947	1196.298		2149.3	0.260	
	1E-3E	3.06	24.5	8.9	3.06	0	143.433	390.947	1196.298		2149.3	0.260	
	1F-3F	3.06	24.5	8.9	3.06	0	143.433	390.947	1196.298		2149.3	0.260	
	1G-3G	3.06	24.5	8.9	3.06	0	143.433	390.947	1196.298		2149.3	0.260	
7	1A-3A	3.06	24.5	8.9	6.12	3.06	430.298	781.894	2392.596	16750.272	2139.8	0.128	0.896
	1B-3B	3.06	24.5	8.9	6.12	3.06	430.298	781.894	2392.596		2139.8	0.128	
	1C-3C	3.06	24.5	8.9	6.12	3.06	430.298	781.894	2392.596		2139.8	0.128	
	1D-3D	3.06	24.5	8.9	6.12	3.06	430.298	781.894	2392.596		2139.8	0.128	
	1E-3E	3.06	24.5	8.9	6.12	3.06	430.298	781.894	2392.596		2139.8	0.128	
	1F-3F	3.06	24.5	8.9	6.12	3.06	430.298	781.894	2392.596		2139.8	0.128	
	1G-3G	3.06	24.5	8.9	6.12	3.06	430.298	781.894	2392.596		2139.8	0.128	
6	1A-3A	3.06	24.5	8.9	9.18	6.12	717.164	1167.940	3573.896	25017.272	2106.2	0.084	0.588
	1B-3B	3.06	24.5	8.9	9.18	6.12	717.164	1167.940	3573.896		2106.2	0.084	
	1C-3C	3.06	24.5	8.9	9.18	6.12	717.164	1167.940	3573.896		2106.2	0.084	
	1D-3D	3.06	24.5	8.9	9.18	6.12	717.164	1167.940	3573.896		2106.2	0.084	
	1E-3E	3.06	24.5	8.9	9.18	6.12	717.164	1167.940	3573.896		2106.2	0.084	
	1F-3F	3.06	24.5	8.9	9.18	6.12	717.164	1167.940	3573.896		2106.2	0.084	
	1G-3G	3.06	24.5	8.9	9.18	6.12	717.164	1167.940	3573.896		2106.2	0.084	
5	1A-3A	3.06	39.3	9	12.24	9.18	994.227	1395.801	4271.151	29898.057	2034.6	0.070	0.490
	1B-3B	3.06	39.3	9	12.24	9.18	994.227	1395.801	4271.151		2034.6	0.070	
	1C-3C	3.06	39.3	9	12.24	9.18	994.227	1395.801	4271.151		2034.6	0.070	
	1D-3D	3.06	39.3	9	12.24	9.18	994.227	1395.801	4271.151		2034.6	0.070	
	1E-3E	3.06	39.3	9	12.24	9.18	994.227	1395.801	4271.151		2034.6	0.070	

	1F-3F	3.06	39.3	9	12.24	9.18	994.227	1395.801	4271.151		2034.6	0.070	
	1G-3G	3.06	39.3	9	12.24	9.18	994.227	1395.801	4271.151		2034.6	0.070	
niveau	Portique	h	$\sum K_{pn}$	$\sum K_{tn}$	M_n	M_{n+1}	$E\theta_n$	$E\psi_n$	$E\Delta_n$	$D_n = \sum E\Delta_n$	F_i	I_e	$\sum I_e$
4	1A-3A	3.06	39.3	9	15.3	12.24	1278.292	1744.752	5338.941	37372.587	1910.2	0.052	0.364
	1B-3B	3.06	39.3	9	15.3	12.24	1278.292	1744.752	5338.941		1910.2	0.052	
	1C-3C	3.06	39.3	9	15.3	12.24	1278.292	1744.752	5338.941		1910.2	0.052	
	1D-3D	3.06	39.3	9	15.3	12.24	1278.292	1744.752	5338.941		1910.2	0.052	
	1E-3E	3.06	39.3	9	15.3	12.24	1278.292	1744.752	5338.941		1910.2	0.052	
	1F-3F	3.06	39.3	9	15.3	12.24	1278.292	1744.752	5338.941		1910.2	0.052	
	1G-3G	3.06	39.3	9	15.3	12.24	1278.292	1744.752	5338.941		1910.2	0.052	
3	1A-3A	3.06	39.3	9	18.36	15.3	1562.357	2084.817	6379.540	44656.787	1719.5	0.050	0.350
	1B-3B	3.06	39.3	9	18.36	15.3	1562.357	2084.817	6379.540		1719.5	0.050	
	1C-3C	3.06	39.3	9	18.36	15.3	1562.357	2084.817	6379.540		1719.5	0.050	
	1D-3D	3.06	39.3	9	18.36	15.3	1562.357	2084.817	6379.540		1719.5	0.050	
	1E-3E	3.06	39.3	9	18.36	15.3	1562.357	2084.817	6379.540		1719.5	0.050	
	1F-3F	3.06	39.3	9	18.36	15.3	1562.357	2084.817	6379.540		1719.5	0.050	
	1G-3G	3.06	39.3	9	18.36	15.3	1562.357	2084.817	6379.540		1719.5	0.050	
2	1A-3A	3.06	59.9	9.1	21.42	18.36	1828.216	2267.014	6937.063	48559,441	1446.4	0.039	0.273
	1B-3B	3.06	59.9	9.1	21.42	18.36	1828.216	2267.014	6937.063		1446.4	0.039	
	1C-3C	3.06	59.9	9.1	21.42	18.36	1828.216	2267.014	6937.063		1446.4	0.039	
	1D-3D	3.06	59.9	9.1	21.42	18.36	1828.216	2267.014	6937.063		1446.4	0.039	
	1E-3E	3.06	59.9	9.1	21.42	18.36	1828.216	2267.014	6937.063		1446.4	0.039	
	1F-3F	3.06	59.9	9.1	21.42	18.36	1828.216	2267.014	6937.063		1446.4	0.039	
	1G-3G	3.06	59.9	9.1	21.42	18.36	1828.216	2267.014	6937.063		1446.4	0.039	
1	1A-3A	3.06	59.9	9.1	24.48	21.42	2109.480	2590.874	7928.075	55496.525	1079.4	0.021	0.147
	1B-3B	3.06	59.9	9.1	24.48	21.42	2109.480	2590.874	7928.075		1079.4	0.021	
	1C-3C	3.06	59.9	9.1	24.48	21.42	2109.480	2590.874	7928.075		1079.4	0.021	
	1D-3D	3.06	59.9	9.1	24.48	21.42	2109.480	2590.874	7928.075		1079.4	0.021	
	1E-3E	3.06	59.9	9.1	24.48	21.42	2109.480	2590.874	7928.075		1079.4	0.021	
	1F-3F	3.06	59.9	9.1	24.48	21.42	2109.480	2590.874	7928.075		1079.4	0.021	
	1G-3G	3.06	59.9	9.1	24.48	21.42	2109.480	2590.874	7928.075		1079.4	0.021	

Niveau	Portique	h	$\sum K_{pn}$ 10^{-4} [m ³]	$\sum K_{tn}$ 10^{-4} [m ³]	M_n [t.m]	M_{n+1} [t.m]	$E\theta_n$ [t/m ²]	$E\Psi_n$ [t/m ²]	$E\Delta_n$	$D_n = \sum E\Delta_n$	F_i	I_e	$\sum I_e$
RDC	1A-3A	3.06	59.9	9.1	27.54	24.48	2390.744	1578.729	4830.911	33816.377	602.98	0.020	0.140
	1B-3B	3.06	59.9	9.1	27.54	24.48	2390.744	1578.729	4830.911		602.98	0.020	
	1C-3C	3.06	59.9	9.1	27.54	24.48	2390.744	1578.729	4830.911		602.98	0.020	
	1D-3D	3.06	59.9	9.1	27.54	24.48	2390.744	1578.729	4830.911		602.98	0.020	
	1E-3E	3.06	59.9	9.1	27.54	24.48	2390.744	1578.729	4830.911		602.98	0.020	
	1F-3F	3.06	59.9	9.1	27.54	24.48	2390.744	1578.729	4830.911		602.98	0.020	
	1G-3G	3.06	59.9	9.1	27.54	24.48	2390.744	1578.729	4830.911		602.98	0.020	

• **Tableaux IV.12.Sens longitudinal :**

Niveau	Portique	h	$\sum K_{pn}$ 10^{-4} [m ³]	$\sum K_{tn}$ 10^{-4} [m ³]	M_n [t.m]	M_{n+1} [t.m]	$E\theta_n$ [t/m ²]	$E\Psi_n$ [t/m ²]	$E\Delta_n$	$D_n = \sum E\Delta_n$	F_i	I_e	$\sum I_e$
8	1A-1G	3.06	55.1	16.8	3.06	0	75.922	198.120	606.248	1818.744	2149.36	1.182	3.546
	2A-2G	3.06	55.1	16.8	3.06	0	75.922	198.120	606.248		2149.36	1.182	
	3A-3G	3.06	55.1	16.8	3.06	0	75.922	198.120	606.248		2149.36	1.182	
7	1A-1G	3.06	55.1	16.8	6.12	3.06	227.767	396.241	1212.496	3637.488	2139.81	0.588	1.764
	2A-2G	3.06	55.1	16.8	6.12	3.06	227.767	396.241	1212.496		2139.81	0.588	
	3A-3G	3.06	55.1	16.8	6.12	3.06	227.767	396.241	1212.496		2139.81	0.588	
6	1A-1G	3.06	55.1	16.8	9.18	6.12	379.611	592.201	1812.135	5436.406	2106.28	0.387	1.161
	2A-2G	3.06	55.1	16.8	9.18	6.12	379.611	592.201	1812.135		2106.28	0.387	
	3A-3G	3.06	55.1	16.8	9.18	6.12	379.611	592.201	1812.135		2106.28	0.387	
5	1A-1G	3.06	88.3	16,9	12.24	9.18	527.137	718.001	2197.082	6591.246	2034.64	0.309	0.927
	2A-2G	3.06	88.3	16,9	12.24	9.18	527.137	718.001	2197.082		2034.64	0.309	
	3A-3G	3.06	88.3	16,9	12.24	9.18	527.137	718.001	2197.082		2034.64	0.309	
4	1A-1G	3.06	88.3	16,9	15.3	12.24	677.747	897.501	2746.352	8239.057	1910.29	0.232	0.696
	2A-2G	3.06	88.3	16,9	15.3	12.24	677.747	897.501	2746.352		1910.29	0.232	
	3A-3G	3.06	88.3	16,9	15.3	12.24	677.747	897.501	2746.352		1910.29	0.232	

niveau	Portique	h	$\sum K_{pn}$ $10^{-4} [m^3]$	$\sum K_{tn}$ $10^4 [m^3]$	M_n [t.m]	M_{n+1} [t.m]	$E\Theta_n$ [t/m ²]	$E\Psi_n$ [t/m ²]	$E\Delta_n$	$D_n = \sum E\Delta_n$	F_i	I_e	$\sum I_e$
3	1A-1G	3.06	88.3	16,9	18.36	15.3	828.358	1072.282	3281.182	9843.546	1719.5	0.175	0.525
	2A-2G	3.06	88.3	16,9	18.36	15.3	828.358	1072.282	3281.182		1719.5	0.175	
	3A-3G	3.06	88.3	16,9	18.36	15.3	828.358	1072.282	3281.182		1719.5	0.175	
2	1A-1G	3.06	134,5	17.1	21.42	18.36	969.530	1176.790	3600.979	10802.936	1446.47	0.134	0.402
	2A-2G	3.06	134,5	17.1	21.42	18.36	969.530	1176.790	3600.979		1446.47	0.134	
	3A-3G	3.06	134,5	17.1	21.42	18.36	969.530	1176.790	3600.979		1446.47	0.134	
1	1A-1G	3.06	134,5	17.1	24.48	21.42	1118.688	1344.903	4115.404	12346.213	1079.41	0.087	0.261
	2A-2G	3.06	134,5	17.1	24.48	21.42	1118.688	1344.903	4115.404		1079.41	0.087	
	3A-3G	3.06	134,5	17.1	24.48	21.42	1118.688	1344.903	4115.404		1079.41	0.087	
RDC	1A-1G	3.06	134,5	17.1	27.54	24.48	1267.846	804.514	2461.812	7385.437	602.98	0.082	0.246
	2A-2G	3.06	134,5	17.1	27.54	24.48	1267.846	804.514	2461.812		602.98	0.082	
	3A-3G	3.06	134,5	17.1	27.54	24.48	1267.846	804.514	2461.812		602.98	0.082	

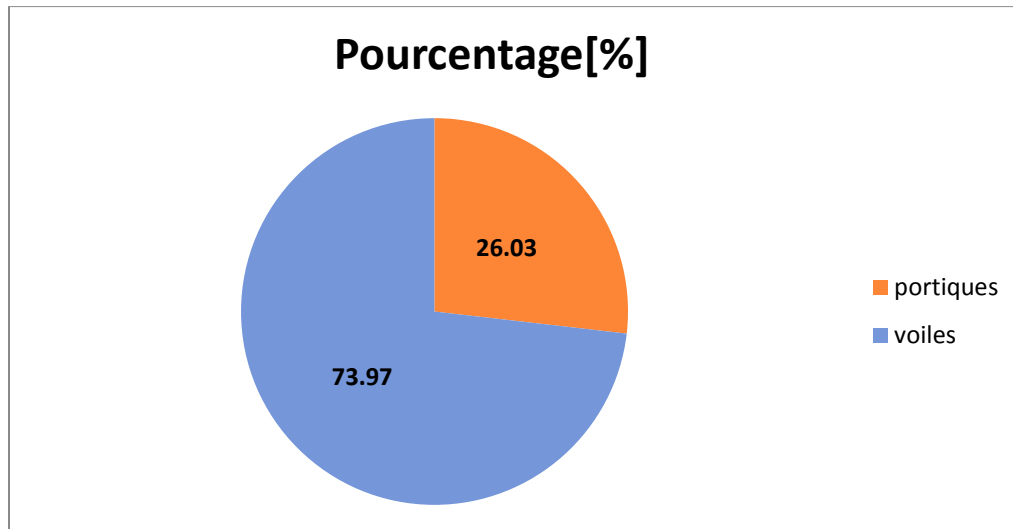
• **Tableau IV.13. Résumé des inerties fictives des portiques :**

	RDC	1	2	3	4	5	6	7	8	moyenne
Sens transversal	0.140	0.147	0.273	0.350	0.364	0.490	0.588	0.896	1.82	0.563
Sens longitudinal	0.246	0.261	0.402	0.525	0.696	0.927	1.161	1.764	3.546	1.059

IV.7 Comparaison des inerties des voiles et des portiques :

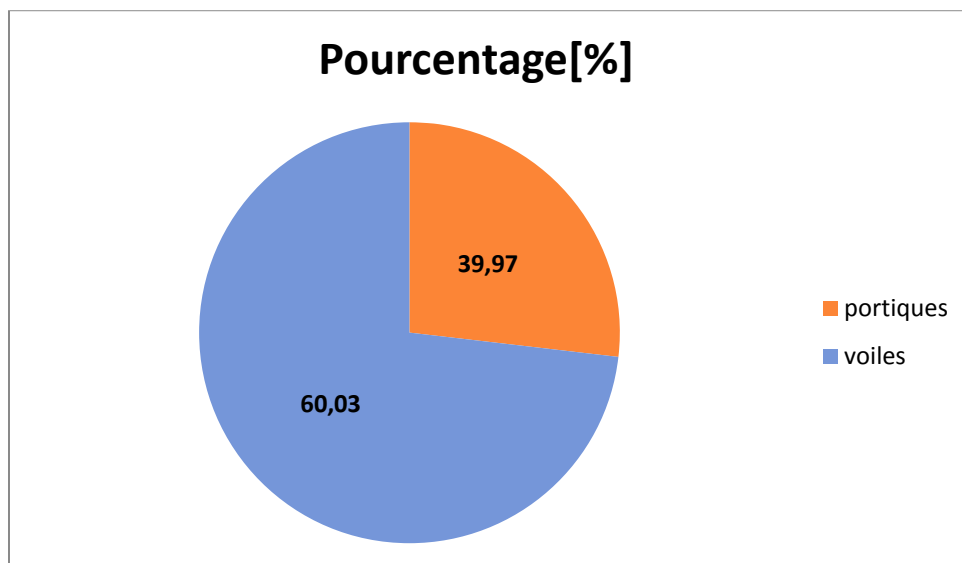
- **Sens transversal :**

Inertie	Inertie [m^4]	Pourcentage [%]
Portiques	0,563	26,03
Voiles	1,6	73,97
Portiques+voiles	2,163	100



- **Sens longitudinal :**

Inertie	Inertie [m^4]	Pourcentage [%]
Portiques	1,059	39,97
Voiles	1,59	60,03
Portiques+voiles	2,649	100



IV.8 Vérification de l'effort vertical :

- **Les portiques :**

Sens transversal	Sens longitudinal
196,15	217,42

- **Les voiles :**

Sens transversal	Sens longitudinal
19,66	47,192

- ❖ **sens transversal :**

	Surface [m ²]	Pourcentage [%]
Portiques	196,15	90,89
Voiles	19,66	9,11
Portiques+voiles	215,81	100

- ❖ **sens longitudinal :**

	Surface [m ²]	Pourcentage [%]
Portiques	217,42	82,17
Voiles	47,192	17,83
Portiques+voiles	264,61	100

Conclusion :

- ❖ En comparant les résultats, on voit bien que dans les sens longitudinal et transversal, les inerties des voiles nettement plus grandes que celles de portiques.

Le contreventement doit donc être assuré conjointement par les voiles et les portiques.

- ❖ Du fait que l'inertie des portiques dépasse les **25 %** (tel que prévu par le RPA) de l'inertie totale de la structure, cela nous ramène à dire que nous avons un Contreventement mixte avec interaction voile-portique dans les deux sens principaux.
- ❖ D'où le coefficient de comportement **R = 5 (tableau 4.3. RPA 99 révisé 2003)**

Le RPA prescrit pour ce système de contreventement « mixte, assuré par des voiles et des portiques », les recommandations suivantes :

- 1) Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20[%] des sollicitations dues aux charges verticales.
- 2) Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- 3) Les portiques doivent reprendre au moins 25[%] de l'effort tranchant d'étage.

Chapitre V :
Modélisation et vérification au RPA.

V.1 Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles affectant la surface de la terre, les secousses sismiques sont généralement celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule prévision valable est la construction parasismique. Cela signifie construire de manière telle que les bâtiments même endommagés ne s'effondrent pas. Nous disposons aujourd'hui d'un ensemble de connaissances scientifiques, techniques et de mise en œuvre qui permettent de limiter les conséquences d'un séisme.

V.2 Modélisation mathématique :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité). En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

V.3 Modélisation de la structure étudiée :

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux... etc.), dans les éléments structuraux, le logiciel de calcul par éléments finis ETABS est utilisé. ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

V.4 Calcul sismique du bâtiment :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères (4.1.2.b) exigés par le RPA 2003, le bâtiment ou bloc étudiés, présente une configuration irrégulière.

V.5 Vérification des conditions du règlement parasismique Algérien :**V.5.1 Nombre des modes à retenir :**

Pour les structures représentées par des modèle plans dans deux direction orthogonales, le nombre de mode de vibration à retenir dans chaque des deux directions d'excitation doit être tel que soit la somme des masses modales effectives pour les modes retenu soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

Tableau V.1 Résultats d'analyse dynamique.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumU X	SumU Y	RX	RY	RZ
1	0,478244	0,0129	69,0686	0	0,0129	69,0686	98,6212	0,0181	0,1954
2	0,471834	68,5005	0,0157	0	68,5134	69,0843	0,0224	98,617	0,0622
3	0,380133	0,0456	0,2135	0	68,559	69,2978	0,2696	0,0836	69,3378
4	0,126667	0,0012	16,0766	0	68,5602	85,3744	0,6527	0	0,0461
5	0,121566	17,4334	0,0019	0	85,9936	85,3763	0,0001	0,9118	0,0284
6	0,101241	0,0154	0,0591	0	86,009	85,4354	0,0026	0,0017	15,8644
7	0,077693	1,3023	0,0036	0	87,3114	85,439	0,0003	0,0783	0,2379
8	0,073895	0,0067	0,9397	0	87,318	86,3788	0,0823	0,0003	0,0467
9	0,071213	0,024	0,0154	0	87,342	86,3941	0,0013	0,0012	0,2329
10	0,053652	0,0054	6,2707	0	87,3474	92,6648	0,2623	0,0002	0,0007
11	0,052896	6,1324	0,0064	0	93,4798	92,6712	0,0003	0,2253	0,1368
12	0,044192	0,1337	0,0013	0	93,6135	92,6725	0,0001	0,0044	6,5339

Remarque :

- Ce modèle présente une période fondamentale $T = 0,478$ s
- Les modes 1 et 2 sont des modes de translation, (le 1^{er} selon la direction Y et le 2^{ème} selon la direction X)
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

V.5.2 Vérification de l'effort tranchant à la base :

L'une des vérifications préconisées par le RPA99 et relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_{tot} obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismique V .

L'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure.

Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad (\text{RPA99, version 2003, Art 4.2.3})$$

A : coefficient d'accélération donné par le tableau des règles du RPA en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

Zone sismique II : zone de moyenne sismicité }
Groupe 2 : ouvrage d'importance moyenne } $\longrightarrow \boxed{A = 0,15}$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

Etude dynamique et sismique :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Les valeurs de T_1 et T_2 dépendent du site :

Site meuble (S_3) $\longrightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,50 \text{ s} \end{cases} \quad (\text{RPA 99, version 2003, Tab 4.7})$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7 \quad (\text{RPA 99, Art 4.3})$$

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.
(RPA 99, Tab 4.2).

Le système de contreventement est mixte $\longrightarrow \xi = 10\%$.

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = \sqrt{\frac{7}{12}} = 0.76$$

Estimation de la période fondamentale de la structure :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure est estimée à partir de la formule empirique suivante :

$$T = C_T h_N^{(3/4)} \longrightarrow \boxed{T = 0,601s}$$

$h_n = 28,05$ m : qui est la hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernière niveau.

$C_t = 0,05$: est en fonction du système de contreventement, et de type de remplissage.

Donc :

$$T_2 \leq T \leq 3s \quad D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} \longrightarrow \boxed{D = 1,68}$$

R : facteur de comportement dépendant du type du système de contreventement de la structure. Dans notre cas, on a une structure en béton armé à contreventement mixte portiques-voiles $\boxed{R = 5}$ avec interaction.

Q : facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, contrôle de la qualité des matériaux ...etc.)

Le facteur de qualité est donné par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

Tableau V.2 valeurs des pénalités.

Critère « q »	P _q	
	Observé	N/obsé
1. Conditions minimales sur les files	/	0,05
2. Redondance en plan	/	0,05
3. Régularité en plan	0	/
4. Régularité en élévation	0	/
5. Contrôle de la qualité des	0	/
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	/
	$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$	1,10

Par mesure de sécurité : $\boxed{Q = 1,10}$

W : poids total de la structure

$W = W_G + \beta W_Q$ d'après la formule (4.5) du RPA

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation
dans notre cas $\beta = 0,2$

$W = 26160,40 \text{ KN}$

Calcul de l'effort tranchant à la base de la structure : **Méthode statique équivalente** :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W = \frac{0,15 \times 1,68 \times 1,1}{5} W$$

$$\begin{array}{l} V_x = 0,05544 \cdot W \\ V_y = 0,05544 \cdot W \end{array} \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} V_x = 1450,332 \text{ KN} \\ V_y = 1450,332 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Méthode spectrale modale :

$$V_x = 1163,29 \text{ KN}$$

$$V_y = 1166,24 \text{ KN}$$

Comparaison des résultats :

$$V_{xMSM} = 1163,29 \text{ KN} \geq 80 \% V_{xMSE} = 0,8 \times 1450,332 = 1160,266 \text{ KN}$$

$$V_{yMSM} = 1166,24 \text{ KN} \geq 80 \% V_{yMSE} = 0,8 \times 1450,332 = 1160,266 \text{ KN}$$

$$\left. \begin{array}{l} V_{xMSM} = 1163,29 \text{ KN} > 1160,266 \text{ KN} \\ V_{yMSM} = 1166,24 \text{ KN} > 1160,266 \text{ KN} \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

V.5.3 Vérification des déplacements inter-étage :

L'une des vérifications préconisées par le RPA99, concerne les déplacements latéraux inter- étages. En effet, selon l'article 5.10 du RPA99, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\Delta k = \delta e k \times R (\text{RPA 2003, Art 4.19})$$

$\delta e k$: déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Tableau V.3 Déplacements latéraux inter-étage dans le sens XX et YY.

Niveau	δk		$\Delta = \delta k x$		<1%h	OBS
	$\delta k(x)$	$\delta k(y)$	Δx	Δy		
Salle M	0,0073	0,0072	0,0008	0,0006	0.0306	vérifié
Terrasse	0,0065	0,0066	0,0008	0,0007	0.0306	vérifié
ETG 7	0,0057	0,0059	0,0008	0,0009	0.0306	vérifié
ETG 6	0,0049	0,005	0,0009	0,0008	0.0306	vérifié
ETG 5	0,004	0,0042	0,0009	0,0009	0.0306	vérifié
ETG 4	0,0031	0,0033	0,0009	0,0009	0.0306	vérifié
ETG 3	0,0022	0,0024	0,0008	0,0009	0.0306	vérifié
ETG 2	0,0014	0,0015	0,0007	0,0007	0.0306	vérifié
ETG 1	0,0007	0,0008	0,0005	0,0006	0.0306	vérifié
RDC	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0.0306	vérifié

Conclusion :

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieurs au déplacement admissible.

V.5.4 Vérification de l'effet P-delta :

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux, si :

$\theta k < 0.10$: les effets du 2^{ème} ordre sont négligés.

$0.10 < \theta k < 0.20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta k)$.

$\theta k > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k}$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K

V_k : effort tranchant d'étage au niveau K.

Δ_k : déplacement relatif du niveau K-1.

h_k : hauteur de l'étage K.

- Dans le sens XX et YY :

Tableau V.4 Vérification les déplacements relatifs.

Story	P _k (KN)	Δ _x (m)	Δ _y (m)	V _k ^x (KN)	V _k ^y	θ _x	θ _y
ESM	127,94	0,0008	0,0006	33,61	30,06	0,0010	0,0008
TERRASSE	3218,58	0,0008	0,0007	253,11	250,42	0,0033	0,0029
ETAGE7	6028,85	0,0008	0,0009	473,28	469,52	0,0033	0,0038
ETAGE6	8834,1	0,0009	0,0008	638,23	638,09	0,0041	0,0036
ETAGE5	11672,56	0,0009	0,0009	780,1	786,01	0,0044	0,0044
ETAGE4	14546,08	0,0009	0,0009	904,41	913,93	0,0047	0,0047
ETAGE3	17384,54	0,0008	0,0009	997,72	1008	0,0046	0,0051
ETAGE2	20334,38	0,0007	0,0007	1074,3	1083,82	0,0043	0,0043
ETAGE1	23249,15	0,0005	0,0006	1134,83	1141,34	0,0033	0,0040
RDC	26160,4	0,0002	0,0002	1163,29	1166,24	0,0015	0,0015

Conclusion :

On voit bien que θ_y et θ_x sont < 0,10

– Dans ce cas l'effet de 2^{ème} ordre ou l'effet P- Δ peut être négligé dans le calcul des éléments structuraux.

V.5.5 Vérifications de l'effort normal réduit dans les poteaux :

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression calculé est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

❖ Pour les poteaux de RDC (50x50) cm² :

$$V = \frac{1749,17}{0,5 \times 0,5 \times 25000} = 0,28 \leq 0.3 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Pour les poteaux de RDC (45x45) cm² :

$$V = \frac{1140,06}{0,45 \times 0,45 \times 25000} = 0,23 \leq 0.3 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Pour les poteaux de RDC (40x40) cm² :

$$V = \frac{566,58}{0,4 \times 0,4 \times 25000} = 0,14 \leq 0,3 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

V.5.6 Vérification de l'effet de la torsion d'axe verticale :

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des valeurs :

- 5 % de la grande dimension du bâtiment.
- Excentricité théorique résultante des plans.

Excentricité accidentel :

$$e_x = e_y = 5 \% L_x = 0,05 \times 21,50 = 1,075 \text{ m}$$

Tableau V.5 Centre de torsion et centre de masse de la structure.

niveau	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité		Excentricité
	XCM	YCM	XCR	YCR	Ex	Ey	Ex = 0,05L _x
RDC	11,047	5,712	10,857	6,098	0,19	-0,386	1,075
ETAGE1	10,888	5,703	10,786	6,046	0,102	-0,343	
ETAGE2	10,885	5,618	10,759	5,987	0,126	-0,369	
ETAGE3	10,897	5,717	10,746	5,942	0,151	-0,225	
ETAGE4	10,89	5,622	10,738	5,904	0,152	-0,282	
ETAGE5	10,901	5,723	10,734	5,872	0,167	-0,149	
ETAGE6	10,899	5,629	10,732	5,843	0,167	-0,214	
ETAGE7	10,973	5,618	10,731	5,816	0,242	-0,198	
TERRASSE	10,961	5,607	10,732	5,797	0,229	-0,19	

Conclusion :

Les exigences du RPA ont été observées, nous passons au ferrailage des éléments structuraux.

Chapitre VI :
Ferraillage des éléments.

VI.1 Ferrailage des poteaux :**VI.1.1 Introduction :**

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts vers la fondation.

Un poteau est soumis à un effort normal « N » et un moment de flexion « M » dans les deux sens (sens longitudinal et transversal) donc le calcul de ferrailage des poteaux se fera en flexion composé dans le sens le plus défavorable selon les deux directions, puis vérifiées à l'ELS.

Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- $1,35G + 1,5Q$ à l'ELU.
- $G + Q$ à l'ELS.
- $G + Q + E$ RPA99 révisé 2003.
- $0,8G \pm E$ RPA99 révisé 2003.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de combinaisons :

- Effort normal maximal « N_{\max} » et le moment correspondant « M_{cor} ».
- Effort normal minimal « N_{\min} » et le moment correspondant « M_{cor} ».
- Moment fléchissant maximal « M_{\max} » et l'effort normal correspondant « N_{cor} ».

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra au max des trois valeurs (cas le plus défavorable).

Tableau VI.1.1 Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.

Situation	γ_b	γ_s	θ	f_{c28}	f_{bu}	$F_e(\text{Mpa})$	$\sigma_s(\text{Mpa})$
Situation durable	1.5	1.15	1	25	14.2	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	0.85	25	21,74	400	400

VI.1.2 Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 :**VI.1.2.1 Armatures longitudinales :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :
 - Le pourcentage minimal d'armatures est de $0,8 \cdot (b \times h)$ (en zone IIa).
 - Le pourcentage maximal en zone de recouvrement est de $6 \cdot (b \times h)$.
 - Le pourcentage maximal en zone courante est de $4 \cdot (b \times h)$.

Tableau VI.1.2 Sections d'armatures par rapport à la section du béton.

	Section min (cm ²)	Section max (cm ²)	
Section des poteaux	zone IIa	zone de recouvrement	zone courante
Poteau (50x50) cm ²	20	150	100
Poteau (45x45) cm ²	16,2	121,5	81
Poteau (40x40) cm ²	12,8	96	64

- Le diamètre minimal est de 12[mm].
- La longueur minimale de recouvrement $L_r = 40 \Phi_L$ (en zone IIa).
- La distance entre les barres longitudinales dans une face ne doit pas dépasser 25 cm (en zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

VI.1.3 Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

VI.1.3.1 Exposé de la méthode de calcul :

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion.

Pour la détermination des armatures longitudinales, trois cas peuvent être considérés :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC)
- Section entièrement tendue (SET).

Calcul du centre de pression : $e_u = \frac{M_u}{N_u}$

a- Section partiellement comprimée (SPC) :

La section est partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. (Que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

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

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression :

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

Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante :

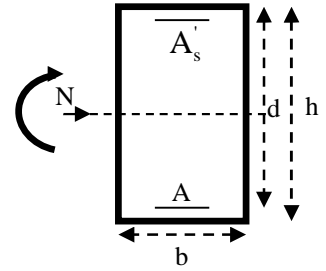
$$N_u (d - c') - M_f \leq \left[0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right] b h^2 f_{bc}$$

Avec :

N_u : effort de compression.

M_f : moment fictif.

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



Détermination des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} \quad \text{Avec :} \quad f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

➤ **1er cas :**

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée. ($A' = 0$)

- Armatures fictives : $A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$
- Armatures réelles : $A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

➤ **2ème cas :**

Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est doublement armée. ($A' \neq 0$)

$$\text{On calcul : } M_r = \mu_1 \cdot b d^2 f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

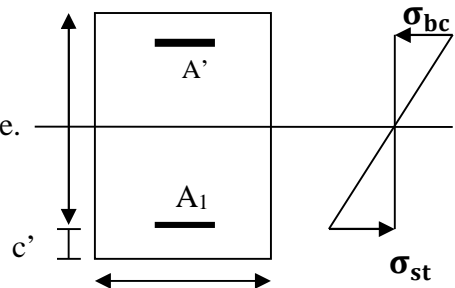
Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$\begin{cases} A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \\ A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \end{cases}$$

La section réelle d'armature :

$$\begin{cases} A_s' = A' \\ A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$



b- Section entièrement comprimée (SEC) :

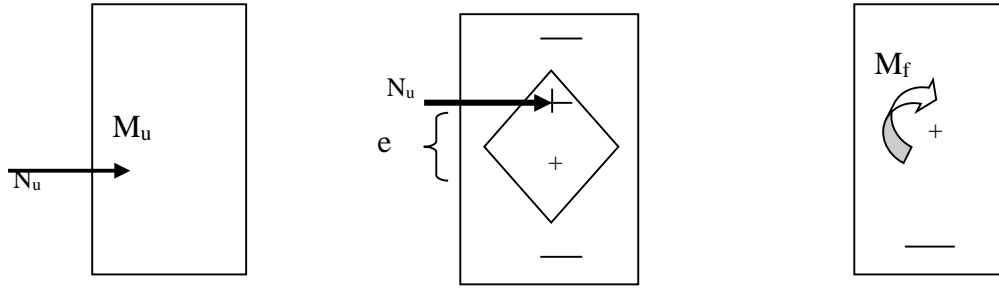
La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

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

$$N_u (d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c) b h^2 f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.

Deux cas peuvent se présenter



➤ **1er cas :**

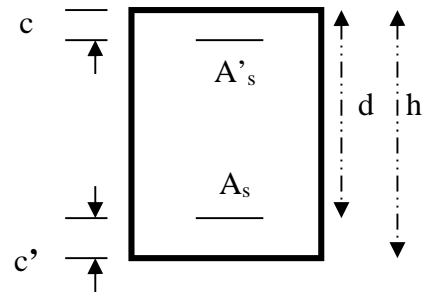
Si : $N_u(d-c') - M_f \geq (0.5 - \frac{c}{h}) b h^2 f_{bc} \longrightarrow$ la section est doublement armée

$$A_s > 0 \quad \text{et} \quad A_{s'} > 0$$

La section d'armature :

$$A'_{s'} = \frac{M_f(d-0.5h) b h f_{bc}}{(d-c') \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A'_{s'}$$



➤ **2^{eme} cas :**

Si : $N_u(d-c') - M_f < (0.5 - \frac{c}{h}) b h^2 f_{bc} \longrightarrow$ la section est simplement armée

$$A_s > 0 \quad \text{et} \quad A_{s'} = 0$$

$$A_s = \frac{N_u - \Psi b h f_{bc}}{\sigma_s}$$

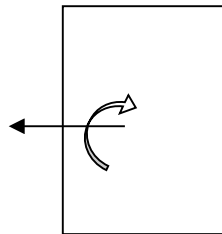
Avec :

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

c- Section entièrement tendue :

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

$$\begin{cases} A_{si} = N_u \frac{\frac{h}{2} - c + e_u}{\sigma_{10}(d-c)} \\ A_{ss} = \left(\frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_{si} \right) \end{cases}$$



$$\begin{aligned} F_{ss} &= A_{ss} \times \frac{f_e}{\gamma} \\ F_{si} &= A_{si} \times \frac{f_e}{\gamma} \end{aligned}$$

Avec :

$$\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

Remarque :

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de

stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - B f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

VI.1.4 Calcul du ferrailage des poteaux :**Tableau VI.1.3 : Ferrailage des poteaux dans le sens (x-x).**

Niveau	Sec	Sollicitation	N (KN)	M(KN.m)	nature	$A_{s'}$	A	Amin	Ferrailage	A adoptée
Zone1	50x50	N_{max}	2396.07	1.696	SEC	/	0	20	12T16	24,12 cm ²
		N_{min}	683.48	0.013	SPC	/	0	20		
		M_{max}	1369.09	40.397	SPC	/	0	20		
Zone2	45x45	N_{max}	1556.56	5.177	SPC	/	0	16,2	12T16	24,12 cm ²
		N_{min}	123.03	2.643	SPC	/	0	16,2		
		M_{max}	259.38	95.86	SPC	/	2.57	16,2		
Zone3	40x40	N_{max}	772.75	4.585	SPC	/	0	12,8	12T14	18,48 cm ²
		N_{min}	28.99	0.086	SPC	/	0	12,8		
		M_{max}	63.15	72.266	SPC	/	4.12	12,8		

Tableau VI.1.4 : Ferrailage des poteaux dans le sens (y-y).

Niveau	Sec	Sollicitation	N (KN)	M(KN.m)	nature	$A_{s'}$	A	Amin	Ferrailage	A adoptée
Zone1	50x50	N_{max}	2396.07	0.949	SEC	/	0	20	12T16	24,12 cm ²
		N_{min}	683.48	7.696	SPC	/	0	20		
		M_{max}	1860.88	50.296	SPC	/	0	20		
Zone2	45x45	N_{max}	1556.56	7.981	SPC	/	0	16,2	12T16	24,12 cm ²
		N_{min}	123.03	6.955	SPC	/	0	16,2		
		M_{max}	455.31	42.193	SPC	/	0	16,2		
Zone3	40x40	N_{max}	772.75	12.034	SPC	/	0	12,8	12T14	18,48 cm ²
		N_{min}	28.99	2.574	SPC	/	0	12,8		
		M_{max}	176.35	43.379	SPC	/	0.69	12,8		

VI.1.5 Vérifications à l'ELU :**Les armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

Diamètre des armatures transversales : (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} \longrightarrow \phi_t = 10 \text{ mm}$$

ϕ_t : Diamètre max des armatures longitudinales.

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en $\phi 10$.
Soit ($A_t = 3,14 \text{ cm}^2$).

Espacement des armatures transversales :**❖ Selon le BAEL 91, Art A8.1.3**

$$S_t \leq \min\{15\phi_l^{\min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$$

Avec : a : la petite dimension transversale des poteaux

$$S_t \leq \min\{15 \times 1,4; 40\text{cm}; (40 + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq 21 \text{ cm}$$

✓ Soit $S_t = 20 \text{ cm}$

❖ Selon le RPA99 version 2003, Art 7.4.2.2

La valeur maximum de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

➤ En zone courante :

$$S_t \leq \{15\phi_l^{\min}\} = 15 \times 1,4$$

$$S_t \leq 21 \text{ cm}$$

✓ Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ En zone nodal :

$$S_t \leq \min\{10\phi_l^{\min}; 15 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{10 \times 1,4; 15 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq 14 \text{ cm}$$

✓ Soit $S_t = 10 \text{ cm}$

❖ **Calcul d'armature transversale Selon le RPA 99 version 2003, Art 7.4.2.2**

formule (7.1) :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h_1 \times f_e}$$

t : Espacement des armatures transversales

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : élancement géométrique du poteau.

Calcul de λ_g :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a}$$

Poteaux 50x50 : (RDC – 2^{ème} étage)

Avec : L_f : longueur de flambement $L_f = 0.707 L_0$

$$L_f = 0.707 \times 3.06 = 2.163 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{2.163}{0.5} = 4.33$$

$$\lambda_g < 5 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

T_u : L'effort tranchant max $T_u = 31.51 \text{ KN}$

$$A_t = \frac{\rho_a \times T_u}{h_1 \times f_e} \times S_t$$

$S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale :

$$A_t = \frac{3.75 \times 31.51 \times 10^3}{50 \times 400} 10 = 59.08 \text{ mm}^2$$

$$A_t = 0.590 \text{ cm}^2.$$

$S_t = 12 \text{ cm}$ en zone courante :

$$A_t = \frac{3.75 \times 31.51 \times 10^3}{50 \times 400} 12 = 70.90 \text{ mm}^2$$

$$A_t = 0.709 \text{ cm}^2.$$

❖ **Poteaux (45 x 45) : (3^{ème} étage – 5^{ème} étage)**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{2.163}{0.45} = 4.81$$

$$\lambda_g < 5 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

T_u : L'effort tranchant max $T_u = 29.14$ KN

$S_t = 10$ cm en zone nodale :

$$A_t = \frac{3.75 \times 29.14 \times 10^3}{45 \times 400} 10 = 60.708 \text{ mm}^2$$

$$A_t = 0.607 \text{ cm}^2.$$

$S_t = 15$ cm en zone courante :

$$A_t = \frac{3.75 \times 29.14 \times 10^3}{45 \times 400} 15 = 91.063 \text{ mm}^2$$

$$A_t = 0.910 \text{ cm}^2.$$

❖ **Poteaux (40 x40) : (6^{ème} étage – 8^{ème} étage)**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{2.163}{0.4} = 5.408$$

$$\lambda_g > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

T_u : L'effort tranchant max $T_u = 37.85$ KN

$S_t = 10$ cm en zone nodale :

$$A_t = \frac{2.5 \times 37.85 \times 10^3}{40 \times 400} 10 = 59.14 \text{ mm}^2$$

$$A_t = 0.591 \text{ cm}^2$$

$S_t = 15$ cm en zone courante :

$$A_t = \frac{2.5 \times 37.85 \times 10^3}{40 \times 400} 15 = 88.71 \text{ mm}^2$$

$$A_t = 0.887 \text{ cm}^2$$

Vérification de la quantité d'armatures transversales :

Si $\lambda_g \geq 5$ $A_t^{\min} = 0.3\% S_t \times b_1$

Si $\lambda_g \leq 3$ $A_t^{\min} = 0.8 \% S_t \times b_1$

Si $3 < \lambda_g \leq 5$ interpoler entre les deux valeurs précédentes

Avec :

b₁ : dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

λ_g : élancement géométrique du poteau.

➤ En zone courante :

Poteaux (50×50) : $A_t^{\min} = 0.0046 \times 12 \times 50 = 2.76 < A_{ad} = 3.14 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

Poteaux (45×45) : $A_t^{\min} = 0.0035 \times 15 \times 45 = 2.36 < A_{ad} = 3.14 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

Poteaux (40×40) : $A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 < A_{ad} = 3.14 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

➤ En zone nodal :

Poteaux (50×50) : $A_t^{\min} = 0.0046 \times 10 \times 50 = 2.30 < A_{ad} = 3.14 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

Poteaux (45×45) : $A_t^{\min} = 0.0035 \times 10 \times 45 = 1.58 < A_{ad} = 3.14 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

Poteaux (40×40) : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 < A_{ad} = 3.14 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60 \text{ cm}) \quad (\text{Art.7.4.2.1})$$

h_e : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire.

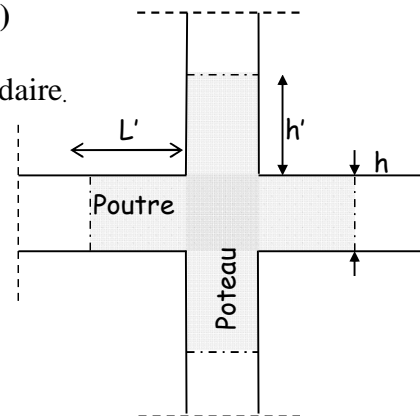


Figure VI.1.1 Délimitation de la zone nodale

❖ Poteaux (50 x 50) :

$$h' = \max (h_e/6; b_1; h_1; 60 \text{ cm}) = \max \left(\frac{306-35}{6}; 50; 50; 60 \text{ cm} \right)$$

$$h' = \max (45,16; 50; 50; 60 \text{ cm}) = \mathbf{60 \text{ cm}}$$

❖ Poteaux (45 x 45)

$$h' = \max (h_e/6; b_1; h_1; 60 \text{ cm}) = \max \left(\frac{306-35}{6}; 45; 45; 60 \text{ cm} \right)$$

$$h' = \max (45,16; 45; 45; 60 \text{ cm}) = \mathbf{60 \text{ cm}}$$

❖ Poteaux (40x 40)

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60 \text{ cm}) = \text{Max} \left(\frac{306-35}{6}; 40; 40; 60 \text{ cm} \right)$$

$$h' = \text{Max} (45,16; 40; 40; 60 \text{ cm}) = \mathbf{60 \text{ cm}}$$

La longueur minimale des recouvrements est de :

✓ Pour la **zone IIa** : $L_r = 40\Phi$

❖ Ø16 → $L_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$. Soit $L_r = 70 \text{ cm}$.

❖ Ø14 → $L_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$. Soit $L_r = 60 \text{ cm}$.

VI.1.6 Vérification des contraintes tangentielles (RPA 2003/ Art.7.4.3.2) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\text{On doit vérifier : } \tau_b \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 & \longrightarrow \rho_b = 0.075 & \longrightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1.875 \text{ MPa} \\ \lambda_g < 5 & \longrightarrow \rho_b = 0.04 & \longrightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\tau_b = \frac{T_u}{bd}$$

Tableau VI.1.5 : Vérification des contraintes tangentielles.

poteau	h (m)	b (m)	d (m)	T (KN)	λ_g	ρ_b	τ_b	$\bar{\tau}_{bu}$	condition
50x50	3,06	0,50	0,48	31,51	4.327	0.040	0.030	1.000	Cv
45x45	3,06	0,45	0,43	29,14	4.808	0.040	0.028	1.000	Cv
40x40	3,06	0,40	0,38	37,85	5.409	0.075	0.036	1.875	Cv

VI.1.7. Vérifications à l'ELS :

A. Vérification des contraintes l'ELS

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{st}$.

$$\begin{cases} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 384 \text{ Mpa} \\ \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{cases}$$

Le calcul des contraintes du béton et d'acier se fera dans les deux directions x-x et y-y

Deux cas peuvent se présenter :

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow \text{Section entièrement comprimée.}$$

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

❖ **Vérification d'une section entièrement comprimée :**

- On calcule l'air de la section homogène totale : $S = bh + 15(A_s + A'_s)$
- On détermine la position du centre de gravité

$$X_G = 15 \frac{A'_s \times (0.5h - d') - A_s(d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcule l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times X_G^2 + [A'_s(0.5h - d' - X_G)^2 - A_s(d - 0.5h + X_G)^2]$$

- Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

Remarque :

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

❖ **Vérification d'une section partiellement comprimée**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + L_c$$

Avec :

$$\begin{cases} y_1 : \text{la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.} \\ y_2 : \text{la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression } C_p. \\ L_c : \text{la distance entre le centre de pression } C_p \text{ et la fibre la plus comprimée.} \end{cases}$$

y_2 : est à déterminer par l'équation suivante : $y_2^3 + p y_2 + q = 0$

$$\text{Avec : } \begin{cases} L_c = \frac{h}{2} + C_s \\ P = -3L_c^2 - \frac{90 A'_s}{b} (L_c - c') + \frac{90 A_s}{b} (d - L_c) \\ q = -2L_c^3 - \frac{90 A'_s}{b} (L_c - c')^2 + \frac{90 A_s}{b} (d - L_c) \end{cases}$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

$$\text{On calcul : } \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}.$$

- Si $\Delta \geq 0 \Rightarrow$ alors il faut calculer :

$$t = 0.5 (\sqrt{\Delta} - q), \quad u = t^{\frac{1}{3}}, \quad y_2 = u - \frac{p}{3u}$$

- Si $\Delta \leq 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois racines :

$$\begin{cases} y_2^1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) \\ y_2^2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) \\ y_2^3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{|P|}} \quad \text{et} \quad a = \sqrt{\frac{|P|}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + L_c < h$

$$I = \frac{b}{8} y_1^3 + 15 [A_s (d - y_1)^2 + A'_s (y_1 + c')^2]$$

$$\text{Finalement : } \sigma_{bc} = \frac{y_2 N_s}{I} Y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Les contraintes obtenues sont :

σ_{bs} : contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{ss} : contrainte max dans les aciers supérieure.

σ_{bi} : contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{si} : contrainte max dans les aciers inférieure.

Remarque : les résultats sont obtenus à l'aide du logiciel SOCOTEC dans le tableau suivant :

Tableau VI.1.6 Vérifications à l'ELS (sens x-x).

SECTION	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	σ_{bs} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{as} (MPa)	$\bar{\sigma}_{ai}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
50×50	N _{max} -M _{cor}	-1743,65	-1,222	6,41	6,31	15	96,1	94,8	400	CV
	N _{min} -M _{cor}	-307,61	-2,055	1,2	1,04	15	17,9	15,7	400	CV
	M _{max} -N _{cor}	-1051,89	-35,659	5,21	2,46	15	76,5	38,6	400	CV
45×45	N _{max} -M _{cor}	-1133,04	-3,738	5,19	4,81	15	77,6	72,4	400	CV
	N _{min} -M _{cor}	-146,55	-0,722	0,68	0,61	15	10,2	9,2	400	CV
	M _{max} -N _{cor}	-498	31,124	3,78	0,62	15	54,6	11,4	400	CV
40×40	N _{max} -M _{cor}	-563,16	-3,315	3,4	2,91	15	50,6	44,1	400	CV
	N _{min} -M _{cor}	-20,22	0,406	0,14	0,08	15	2,1	1,3	400	CV
	M _{max} -N _{cor}	-108,47	-36,444	4,3	0	15	56,2	94,9	400	CV

Tableau VI.1.7 Vérifications à l'ELS (sens y-y).

SECTION	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	σ_{bs} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{as} (MPa)	$\bar{\sigma}_{ai}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
50×50	N _{max} -M _{cor}	-1743,65	-0,691	6,39	6,33	15	95,8	95	400	CV
	N _{min} -M _{cor}	-307,61	-2,142	1,2	1,04	15	18	15,7	400	CV
	M _{max} -N _{cor}	-722,52	11,429	3,08	2,2	15	45,6	33,5	400	CV
45×45	N _{max} -M _{cor}	-1133,04	-5,796	5,29	4,71	15	79	71	400	CV
	N _{min} -M _{cor}	-146,55	-2,931	0,8	0,5	15	11,7	7,67	400	CV
	M _{max} -N _{cor}	-251,38	-14,068	1,82	0,39	15	26,4	6,88	400	CV
40×40	N _{max} -M _{cor}	-563,16	-8,742	3,8	2,52	15	56	38,7	400	CV
	N _{min} -M _{cor}	-20,22	3,774	0,45	0	15	6,19	0	400	CV
	M _{max} -N _{cor}	-52,95	19,024	2,24	0	15	29,1	0	400	CV

Conclusion :

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

B. Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.445 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \right]$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.1.8 : Vérifications Condition de non fragilité (sens x-x).

SECTION	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	e_s (m)	OBS	A_{min} (cm ²)	A adopter (cm ²)	Obs
50×50	$N_{max}-M_{cor}$	-1743.65	-1.222	0.0007	SEC	7.00	24,12	CV
	$N_{min}-M_{cor}$	-307.61	-2.055	0.0067	SEC	7.30		CV
	$M_{max}-N_{cor}$	-1051.89	-35.659	0.0339	SEC	9.49		CV
45×45	$N_{max}-M_{cor}$	-1133.04	-3.738	0.0033	SEC	5.76	24,12	CV
	$N_{min}-M_{cor}$	-146.55	-0.722	0.0049	SEC	5.84		CV
	$M_{max}-N_{cor}$	-498	31.124	0.0625	SEC	17.66		CV
40×40	$N_{max}-M_{cor}$	-563.16	-3.315	0.0059	SEC	4.65	18,48	CV
	$N_{min}-M_{cor}$	-20.22	0.406	0.0201	SEC	5.45		CV
	$M_{max}-N_{cor}$	-108.47	-36.444	0.3360	SPC	1.15		CV

Tableau VI.1.9 : Vérifications Condition de non fragilité (sens y-y).

SECTION	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	e_s (m)	OBS	A_{min} (cm ²)	A adopter (cm ²)	Obs
50×50	$N_{max}-M_{cor}$	-1743.65	-0.691	0.0004	SEC	6.99	24,12	CV
	$N_{min}-M_{cor}$	-307.61	-2.142	0.0070	SEC	7.32		CV
	$M_{max}-N_{cor}$	-722.52	11.429	0.0158	SEC	7.85		CV
45×45	$N_{max}-M_{cor}$	-1133.04	-5.796	0.0051	SEC	5.85	24,12	CV
	$N_{min}-M_{cor}$	-146.55	-2.931	0.0200	SEC	6.72		CV
	$M_{max}-N_{cor}$	-251.38	-14.068	0.0560	SEC	13.41		CV
40×40	$N_{max}-M_{cor}$	-563.16	-8.742	0.0155	SEC	5.15	18,48	CV
	$N_{min}-M_{cor}$	-20.22	3.774	0.1866	SPC	0.28		CV
	$M_{max}-N_{cor}$	-52.95	19.024	0.3593	SPC	1.21		CV

Remarque :

La vérification de la condition de non fragilité concerne seulement la zone tendue, donc il n'est pas nécessaire de vérifier pour les sections entièrement comprimées.

Conclusion :

Toutes les conditions à l'ELS sont vérifiées.

VI.2 Ferrailage des poutres :**VI.2.1 Introduction :**

Les poutres seront calculées en flexion simple sous les combinaisons de charges les plus défavorables, et seront ensuite vérifiées à l'ELS.

Les sollicitations maximales seront déterminées par les combinaisons suivantes :

- $1,35G + 1,5Q$ à l'ELU ; BAEL 91
- $G + Q$ à l'ELS ; BAEL91
- $G + Q \pm E$; RPA99/Version 2003
- $0,8G \pm E$; RPA99/Version 2003

VI.2.2 Recommandations du RPA99/version 2003 :**1) Armatures longitudinales (art 7.5.2.1 RPA/version 2003) :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

❖ Poutres principales : $(30 \times 45) : A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ [cm}^2\text{]}$

❖ Poutres secondaires : $(25 \times 35) : A_{\min} = 0,005 \times 25 \times 35 = 4,38 \text{ [cm}^2\text{]}$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

✓ 4% en zone courante.

✓ 6% en zone de recouvrement.

➤ Poutres principales : $(30 \times 45) : A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ [cm}^2\text{]}$

$$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ [cm}^2\text{]}$$

➤ poutres secondaires : $(25 \times 35) : A_{\max} = 0,04 \times 25 \times 35 = 35 \text{ [cm}^2\text{]}$

$$A_{\max} = 0,06 \times 25 \times 35 = 52,5 \text{ [cm}^2\text{]}$$

- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de : **40Ø** en zone I, IIa et IIb.

50Ø en zone III

2) Armatures transversales (art 7.5.2.2 RPA/version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

VI.2.3 Calcul des armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales sont déterminées en utilisant les moments fléchissants en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} \quad \text{Avec} \quad f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta}$$

θ : coefficient dépendant de la durée (t) de l'application de combinaisons d'action, il a pour valeur :

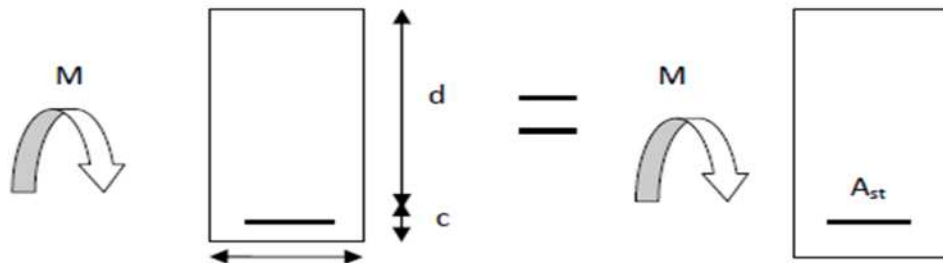
$$\begin{cases} \theta = 1 & \text{Si } t \geq 24h \\ \theta = 0,9 & \text{Si } 1h \leq t \leq 24h \\ \theta = 0,85 & \text{Si } t \leq 1h \end{cases}$$

❖ **1er cas:**

Si $\mu < \mu_l = 0,392 \longrightarrow$ Section simplement armée (SSA) Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$.

La section d'acier tendue :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$



Avec :

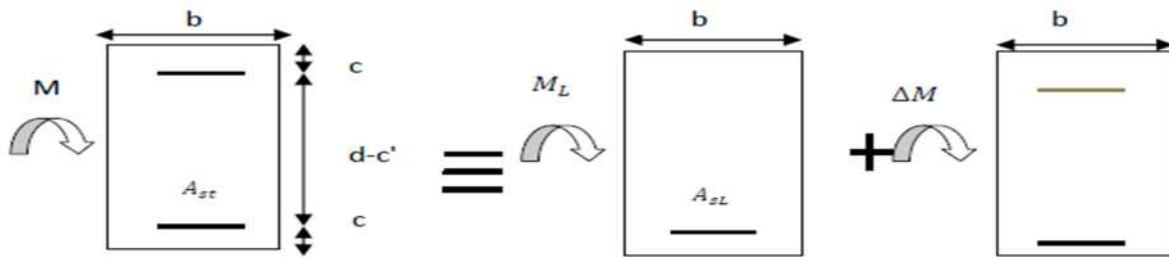
$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

d : Distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus.

❖ **2^{ème} cas:**

$\mu > \mu_l = 0,392 \longrightarrow$ Section doublement armée (SDA).

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections.



$$A_{st} = A_{SL} + A_{S2} = \frac{M_e}{\beta \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

$$A_{SC} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$M_e = \mu_e \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_u - M_e$$

M_u : moment sollicitant.

M_e : moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

Remarque : On utilisera dans nos calculs les paramètres suivant :

	f_{c28} [MPa]	f_e [MPa]	f_{bu} [MPa]	γ_b	γ_s	θ	σ_{st} [MPa]
Situation accidentelle	25	400	21,74	1,15	1	0,85	400
Situation courante	25	400	14,2	1,5	1,15	1	348

Tableau VI.2.1 Tableau récapitulatif des paramètres de calculs.

1) Les efforts internes dans les poutres :

Les valeurs extrêmes des efforts sont résumées dans les tableaux ci-dessous, selon les différentes combinaisons.

❖ Poutre principales (30 × 45)

Niveaux	poteaux	Moment [KN.m]		Elément		combinaison
		En travée	Aux appuis	En travée	Aux appuis	
8-7-6	40 × 40	65,875	-110,832	B33	B22	ELU
5-4-3	45 × 45	58,175	-94,515	B33	B22	ELU
2-1-RDC	50 × 50	56,663	-85,736	B33	B22	ELU

Tableau VI.2.2 Valeurs extrêmes des efforts dans les poutres principales.

❖ **Poutre secondaires (25 × 35) :**

Niveaux	poteaux	Moment [KN.m]		Elément		combinaison
		En travée	Aux appuis	En travée	Aux appuis	
8-7-6	40 × 40	27,386	-31,692	B30	B30	G+Q+EX
5-4-3	45 × 45	38,203	-44,066	B30	B28	G+Q+EX
2-1-RDC	50 × 50	40,518	-47,555	B30	B28	G+Q+EX

Tableau VI.2.3 Valeurs extrêmes des efforts dans les poutres secondaires.

1) Ferrailage des poutres :

• **Exemple de calcul :**

1-Poutres principales(30 × 45)

➤ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2f_{bc}} = \frac{110,832 \times 10^3}{30 \times 43^2 \times 14,2} = \mathbf{0,140} < \mu_l = \mathbf{0,392}$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = \mathbf{0,140} \longrightarrow \beta = 0,924$$

$$A_t = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{110,832 \times 10^3}{0,924 \times 43 \times 400} = 6,97 \text{ [cm}^2\text{]}$$

➤ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_u^t}{bd^2f_{bc}} = \frac{65,875 \times 10^3}{30 \times 43^2 \times 14,2} = \mathbf{0,084} < \mu_l = \mathbf{0,392}$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = \mathbf{0,084} \longrightarrow \beta = 0,956$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{65,875 \times 10^3}{0,956 \times 43 \times 400} = 4,01 \text{ [cm}^2\text{]}$$

✓ On suivra les mêmes étapes pour calculer les autres sections d'armatures en travées et aux appuis, et les valeurs sont résumé dans les tableaux ci-dessous :

a) En travée :

niveau	combinaison	M_U [KN.m]	A_s [cm ²]	Ferrailage choisi	A_s adoptée[cm ²]
8	ELU	65,875	4,01	3HA14	4,62
7	ELU	65,875	4,01	3HA14	4,62
6	ELU	65,875	4,01	3HA14	4,62
5	ELU	58,175	3,52	3HA14	4,62
4	ELU	58,175	3,52	3HA14	4,62
3	ELU	58,175	3,52	3HA14	4,62
2	ELU	56,663	3,42	3HA14	4,62
1	ELU	56,663	3,42	3HA14	4,62
RDC	ELU	56,663	3,42	3HA14	4,62

Tableau VI.2.4 Ferrailage des poutres principales en travée.

b) Aux appuis :

niveau	combinaison	M_U [KN.m]	A_s [cm ²]	Ferrailage choisi	A_s adoptée[cm ²]
8	ELU	-110,832	6,97	3HA14 (fil) +2HA14 (chap)	7,70
7	ELU	-110,832	6,97	3HA14 (fil) +2HA14 (chap)	7,70
6	ELU	-110,832	6,97	3HA14 (fil) +2HA14 (chap)	7,70
5	ELU	-94,515	5,87	3HA14 (fil) +2HA12 (chap)	6,88
4	ELU	-94,515	5,87	3HA14 (fil) +2HA12 (chap)	6,88
3	ELU	-94,515	5,87	3HA14 (fil) +2HA12 (chap)	6,88
2	ELU	-85,736	5,29	3HA14 (fil) +2HA12 (chap)	6,88
1	ELU	-85,736	5,29	3HA14 (fil) +2HA12 (chap)	6,88
RDC	ELU	-85,736	5,29	3HA14 (fil) +2HA12 (chap)	6,88

Tableau VI.2.5 Ferrailage des poutres principales aux appuis

2- Poutres secondaires :**➤ Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2f_{bc}} = \frac{47,555 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 21,74} = 0,080 < \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,080 \longrightarrow \beta = 0,958$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{47,555 \times 10^3}{0,958 \times 33 \times 400} = 3,76 \text{ [cm}^2\text{]}$$

➤ En travée :

$$\mu = \frac{M_u^t}{bd^2f_{bc}} = \frac{40,518 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 21,74} = 0,068 < \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,068 \longrightarrow \beta = 0,965$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{40,518 \times 10^3}{0,965 \times 33 \times 400} = 3,18 \text{ [cm}^2\text{]}$$

✓ On suivra les mêmes étapes pour calculer les autres sections d'armatures en travées et aux appuis, et les valeurs sont résumé dans les tableaux ci-dessous :

c) En travée :

niveau	combinaiso	M_U [KN.m]	A_s [cm ²]	Ferrailage choisi	A_s adoptée[cm ²]
8	G+Q+EX	27,386	2,13	3HA12	3,39
7	G+Q+EX	27,386	2,13	3HA12	3,39
6	G+Q+EX	27,386	2,13	3HA12	3,39
5	G+Q+EX	38,203	2,99	3HA12	3,39
4	G+Q+EX	38,203	2,99	3HA12	3,39
3	G+Q+EX	38,203	2,99	3HA12	3,39
2	G+Q+EX	40,518	3,18	3HA12	3,39
1	G+Q+EX	40,518	3,18	3HA12	3,39
RDC	G+Q+EX	40,518	3,18	3HA12	3,39

Tableau VI.2.6 Ferrailage des poutres secondaires en travée.

d) Aux appuis :

niveau	combinaison	M_U [KN.m]	A_s [cm ²]	Ferrailage choisi	A_s adoptée[cm ²]
8	G+Q+EX	-31,692	2,47	3HA12 (fil) +1HA12 (chap)	4,52
7	G+Q+EX	-31,692	2,47	3HA12 (fil) +1HA12 (chap)	4,52
6	G+Q+EX	-31,692	2,47	3HA12 (fil) +1HA12 (chap)	4,52
5	G+Q+EX	44,066	3,47	3HA12 (fil) +1HA12 (chap)	4,52
4	G+Q+EX	44,066	3,47	3HA12 (fil) +1HA12 (chap)	4,52
3	G+Q+EX	44,066	3,47	3HA12 (fil) +1HA12 (chap)	4,52
2	G+Q+EX	-47,555	3,76	3HA12 (fil) +1HA12 (chap)	4,52
1	G+Q+EX	-47,555	3,76	3HA12 (fil) +1HA12 (chap)	4,52
RDC	G+Q+EX	-47,555	3,76	3HA12 (fil) +1HA12 (chap)	4,52

Tableau VI.2.7 Ferrailage des poutres secondaires aux appuis.**VI.2.4 Vérification des armatures longitudinales :****a) Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)****1. Poutres principales PP :**

La section minimale des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 43 \times 2,1}{400} = 1,56 \text{ [cm}^2\text{]}$$

- Aux appuis :**

$$A_{\text{adoptée}} = 7,70 > A_{\min} = 1,56 \text{ [cm}^2\text{]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 7,70 > A_{\min}(\text{RPA}) = 6,75 \text{ [cm}^2\text{]}$$

- En travée :**

$$A_{\text{adoptée}} = 4,62 > A_{\min} = 1,56 \text{ [cm}^2\text{]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Poutres secondaires PS :

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 25 \times 33 \times 2,1}{400} = 0,996 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis :**

$$A_{\text{adoptée}} = 4,52 > A_{\text{min}} = 0,996[\text{cm}^2] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 4,52 > A_{\text{min}}(\text{RPA}) = 4,38[\text{cm}^2]$$

- **En travée :**

$$A_{\text{adoptée}} = 3,39 > A_{\text{min}} = 1,56[\text{cm}^2] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

a) Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :

1. Poutres principales PP :

$\tau_u = \frac{T_u}{b d} < \overline{\tau_u}$ Avec : $T_u^{\text{max}} = 123,72$ [KN] effort tranchant max obtenu à partir de logiciel ETABS.

$$\tau_u = \frac{123,72 \times 10^3}{300 \times 430} = 0,959 \text{ [MPa]}$$

$$\diamond \quad \overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ [MPa]} \right)$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5 \text{ [MPa]} \right) \longrightarrow \overline{\tau_u} = \min(3,33; 5 \text{ [MPa]})$$

$$\tau_u = 0,959 \text{ [MPa]} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ [MPa]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Poutres secondaires PS :

$\tau_u = \frac{T_u}{b d} < \overline{\tau_u}$ Avec : $T_u^{\text{max}} = 54,39$ [KN] effort tranchant max obtenu à partir de logiciel ETABS.

$$\tau_u = \frac{54,39 \times 10^3}{250 \times 330} = 0,659 \text{ [MPa]}$$

$$\diamond \quad \overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ [MPa]} \right)$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5 \text{ [MPa]} \right) \longrightarrow \overline{\tau_u} = \min(3,33; 5 \text{ [MPa]})$$

$$\tau_u = 0,659 \text{ [MPa]} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ [MPa]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Influence de l'effort tranchant :

1. Poutres principales PP :

➤ **Sur le béton : (Art A.5.1.313. BAEL 91 modifiée)**

$$\frac{0,4 f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b_0 = \frac{0,4 \times 25}{1,5} \times 0,9 \times 430 \times 300 = 774 \text{ [KN]}$$

On a :

$$T_u^{\max} = 123,72 \text{ [KN]} < 774 \text{ [KN]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sur acier : (Art A.5.1.312. BAEL 91 modifiée)**

On doit vérifier que :

$$\left(T_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9 \times d} \right) > 0$$

$$\left(T_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9 \times d} \right) = \left(123,72 - \frac{110,832}{0,9 \times 0,43} \right) = -162,67 < 0 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Donc : la vérification n'est pas nécessaire.

2. Poutres secondaires PS :

➤ **Sur le béton : (Art A.5.1.313. BAEL 91 modifiée)**

$$\frac{0,4f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b_0 = \frac{0,4 \times 25}{1,5} \times 0,9 \times 330 \times 250 = 495 \text{ [KN]}$$

On a :

$$T_u^{\max} = 54,39 \text{ [KN]} < 495 \text{ [KN]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sur acier : (Art A.5.1.312. BAEL 91 modifiée)**

On doit vérifier que :

$$\left(T_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9 \times d} \right) > 0$$

$$\left(T_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9 \times d} \right) = \left(54,39 - \frac{47,555}{0,9 \times 0,33} \right) = -105,73 < 0 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Donc : la vérification n'est pas nécessaire.

c) Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres : (Art A.6.1. 3 BAEL91)

Il faut vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9d \sum U_i}$$

$\Psi_s = 1,5$: coefficient scellement HA.

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

1. Poutres principales PP :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3,14 \times 1,4 + 2 \times 3,14 \times 1,4 = 21,98 \text{ [cm]}$$

$$\tau_{se} = \frac{123,72 \times 10^3}{0,9 \times 430 \times 219,8} = 1,45 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_{se} = 1,45 \text{ [MPa]} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ [MPa]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Poutres secondaires PS :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3,14 \times 1,2 + 1 \times 3,14 \times 1,2 = 15,072 \text{ [cm]}$$

$$\tau_{se} = \frac{54,39 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 150,72} = 1,22 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_{se} = 1,22 \text{ [MPa]} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ [MPa]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d) Ancrage des armatures (longueur de scellement) (art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\text{Longueur de scellement : } L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ [MPa]}$$

- Pour les ϕ_{14} : $L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ [cm]}$

- Pour les ϕ_{12} : $L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 43,33 \text{ [cm]}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à $4l_s$, pour les aciers **HA**.

- Pour les ϕ_{14} : $L_a = 19,75 \text{ [cm]}$

- Pour les ϕ_{12} : $L_a = 17,33 \text{ [cm]}$

e) Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10}\right) = \min(1,29; 1,2; 3) = 1,29 \text{ [cm]}$$

ϕ_l : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

Puisque: $\phi \leq 1,29 \text{ [cm]}$; on prend $\phi = 10 \text{ [mm]}$

On choisira un cadre + un étrier soit $A_t = 4HA10 = 3,14 \text{ [cm}^2\text{]}$.

❖ **Espacement d'armatures :**

• **Poutres principales :**

➤ **Zone nodale :** $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l\right) \longrightarrow S_t \leq \min\left(\frac{45}{4}, 12 \times 1,2\right)$

$$S_t \leq \min(11,25; 14,4) \text{ Soit : } S_t = 10 \text{ [cm]}$$

$$A_{tmin} = 0,003 \times S_t \times b \quad (\text{Art 7.5.2.2RPA/version 2003})$$

$$A_{tmin} = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ [cm}^2\text{]}$$

➤ **Zone courante :** $S_t \leq \frac{h}{2} \longrightarrow S_t \leq \frac{45}{2} \longrightarrow S_t \leq 22,5$

$$\text{Soit : } S_t = 15 \text{ [cm]}$$

$$A_{tmin} = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Poutres secondaires :

➤ **Zone nodale :** $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l\right) \longrightarrow S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}, 12 \times 1,2\right)$

$$S_t \leq \min(8,75; 14,4) \text{ Soit : } S_t = 8 \text{ [cm]}$$

$$A_{tmin} = 0,003 \times 8 \times 25 = 0,6 \text{ [cm}^2\text{]}$$

➤ **Zone courante :** $S_t \leq \frac{h}{2} \longrightarrow S_t \leq \frac{35}{2} \longrightarrow S_t \leq 17,5$

Soit : $S_t = 15 \text{ [cm]}$

$$A_{tmin} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,13 \text{ [cm}^2\text{]}$$

f) Délimitation de la zone nodale Art 7.4.2.1 RPA99/version 2003 :

$$\begin{cases} L' = 2 \times h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ [cm]} \right) \end{cases}$$

h: Hauteur de la poutre.

b₁, h₁: Dimensions du poteau.

h_e: Hauteur entre nus des poteaux.

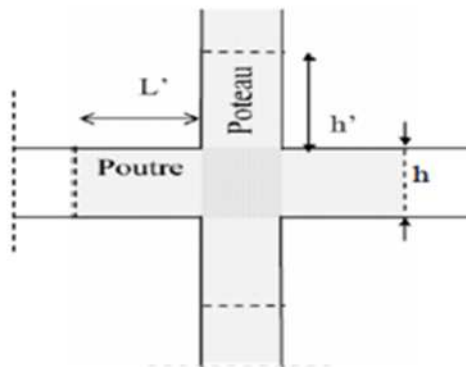


Figure VI.2.1 Délimitation de la zone nodale.

On aura :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ [cm]} \right)$$

- Poutres principales : $L' = 2 \times 45 = 90 \text{ [cm]}$
- Poutres secondaires : $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ [cm]}$

✓ **Remarque :**

Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5 [cm]** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

- **Armatures transversales minimales :**

- **Poutres principales :**

❖ **Zone nodale :**

$$A_{tmin} = 0,003 \times 10 \times 30 = \mathbf{0,9 \text{ [cm}^2\text{]}}$$

$$A_{adop} = 3,14[\text{cm}^2] > A_{tmin} = 0,9 [\text{cm}^2] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Zone courante:**

$$A_{tmin} = 0,003 \times 15 \times 30 = \mathbf{1,35 \text{ [cm}^2\text{]}}$$

$$A_{adop} = 3,14[\text{cm}^2] > A_{tmin} = 1,35 [\text{cm}^2] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Poutres secondaires :**

❖ **Zone nodale :**

$$A_{tmin} = 0,003 \times 8 \times 25 = \mathbf{0,6 \text{ [cm}^2\text{]}}$$

$$A_{adop} = 3,14[\text{cm}^2] > A_{tmin} = 0,6 [\text{cm}^2] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Zone courante :**

$$A_{tmin} = 0,003 \times 15 \times 25 = \mathbf{1,13 \text{ [cm}^2\text{]}}$$

$$A_{adop} = 3,14[\text{cm}^2] > A_{tmin} = 1,13 [\text{cm}^2] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VII.2.5 Vérification à L'ELS :

1. Etat d'ouverture des fissures :

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

2. Etat limite de compression du béton :

On détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles :

❖ Contrainte admissible de l'acier : $\overline{\sigma_s} = 348[\text{MPa}]$

❖ Contrainte admissible du béton : $\overline{\sigma_{bc}} = 15[\text{MPa}]$

- **Vérification de la contrainte dans le béton :**

La contrainte de compression de béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times 25 = 15[\text{MPa}]$$

- **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

β_1 Est en fonction de : $\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$

(β_1, K_1) Sont tirés du tableau à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

➤ **poutre principale :**

	zone	section	b [cm]	d[cm]	M_{smax}	$A_{adoptée}$	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} [MPa]	$\overline{\sigma_{st}}$ [MPa]	σ_{bc} [MPa]	$\overline{\sigma_{bc}}$ [MPa]	obs
En travée	1	30×45	30	43	41,33	4,62	0,358	0,907	38,76	229,38	348	5,92	15	CV
	2	30×45	30	43	42,24	4,62	0,358	0,907	38,76	234,43	348	6,05	15	CV
	3	30×45	30	43	48,19	4,62	0,358	0,907	38,76	267,45	348	6,9	15	CV
En appui	1	30×45	30	43	-62,19	6,88	0,533	0,891	30,87	235,93	348	7,64	15	CV
	2	30×45	30	43	-68,54	6,88	0,533	0,891	30,87	260,02	348	8,42	15	CV
	3	30×45	30	43	-80,94	7,70	0,597	0,885	28,48	276,22	348	9,70	15	CV

Tableau VI.2.8 Vérifications des poutres principales à l'ELS.

➤ **poutre secondaire :**

	zone	section	b [cm]	d[cm]	M_{smax}	$A_{adoptée}$	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} [MPa]	σ_{bc} [MPa]	$\overline{\sigma_{bc}}$ [MPa]	obs
En travée	1	25×35	25	33	9,91	3,39	0,411	0,902	36,02	98,21	2,73	15	CV
	2	25×35	25	33	18,51	3,39	0,411	0,902	36,02	183,44	5,09	15	CV
	3	25×35	25	33	22,83	3,39	0,411	0,902	36,02	226,25	6,28	15	CV
En appui	1	25×35	25	33	-16,61	4,52	0,548	0,889	30,04	125,26	4,17	15	CV
	2	25×35	25	33	-25,5	4,52	0,548	0,889	30,04	192,30	6,4	15	CV
	3	25×35	25	33	-30,17	4,52	0,548	0,889	30,04	227,52	7,57	15	CV

Tableau VI.2.9 Vérifications des poutres secondaire à l'ELS.

VII.2.6 Vérification de la flèche :

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens .BAEL99 (art.6.5.2)

$$f < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

➤ **sens des poutres principales :**

$$0,003[\text{cm}] < \frac{568}{500} = 1,136[\text{cm}] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **sens des poutres secondaires :**

$$0,039[\text{cm}] < \frac{444}{500} = 0,888[\text{cm}] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VI.3 Ferrailage des voiles :**VI.3.1 Introduction**

Le ferrailage d'un voile consiste à déterminer ses armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales (G et Q) et horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

1) Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL 91} \quad \left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$$

$$\text{Selon le RPA version 2003} \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0.8 G + E \end{array} \right.$$

On classe nos voiles par groupes en fonction de leurs caractéristiques géométriques, et on adoptera le ferrailage du voile le plus défavorable pour chaque groupe.

Groupe I : VT1

Groupe II : VT2 (salle machine).

Groupe III : VL1

Groupe IV : VL2

Groupe V : VL3 (salle machine).

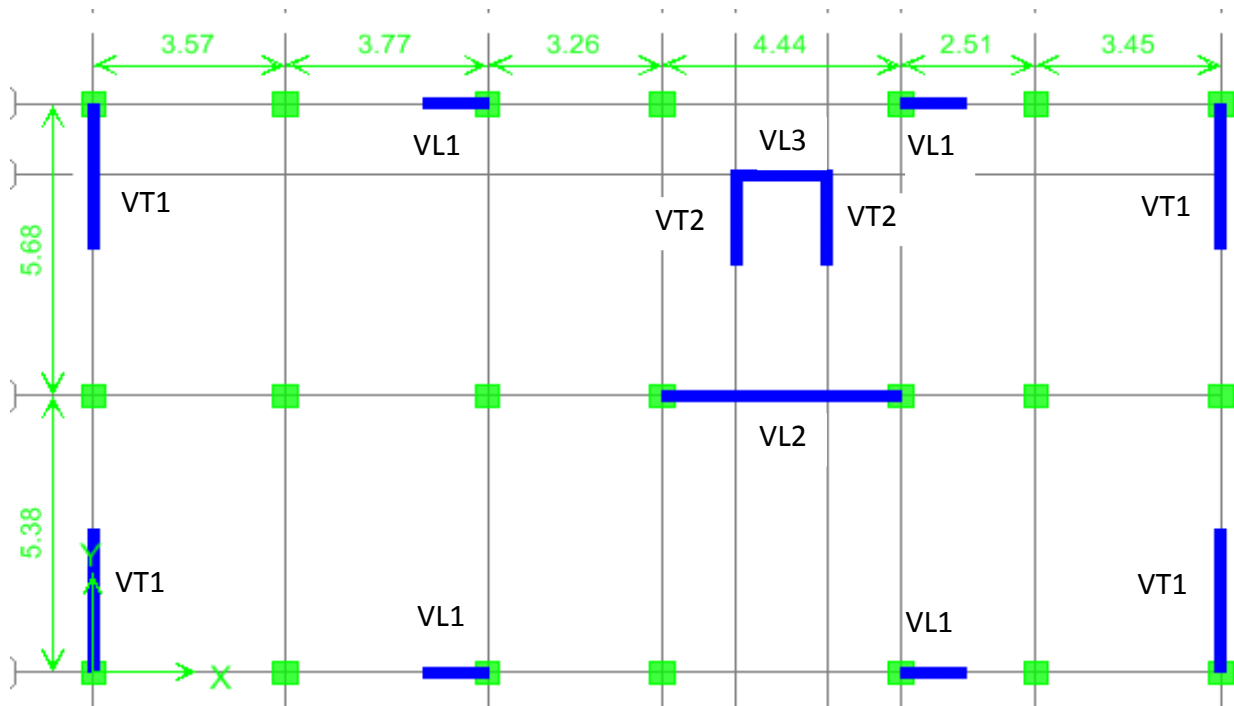


Figure VI.3.1 Disposition des voiles

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones :

- ✓ **Zone I** : RDC, 1^{er} et 2^{ème} étage.
- ✓ **Zone II** : 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étage.
- ✓ **Zone III** : 6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème} étage.

Les armatures constituant le ferrailage d'un voile plein seront déterminées à l'aide de la méthode suivante :

VI.3.2 Exposé de la méthode de calcul :

VI.3.2.1 Armatures verticales :

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé **SEC**.
- Section partiellement comprimé **SPC**.
- Section entièrement tendue **SET**.

Le calcul se fera par bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré.

L_c : la longueur de la zone comprimée.

L_t : la longueur de la zone tendue.

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

$$L_t = L - L_c$$

a. Section entièrement comprimée (SEC) :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_3 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

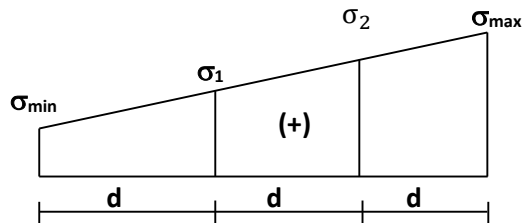


Figure V.3.2 Diagramme des contraintes d'une (S.E.C).

Avec :

e : épaisseur du voile.

Section d'armatures :

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_s}$$

Avec : e : épaisseur du voile.

σ_s : contrainte de l'acier.

B : section du voile.

Armatures minimales : (Art A.8.1, 21BAEL91)

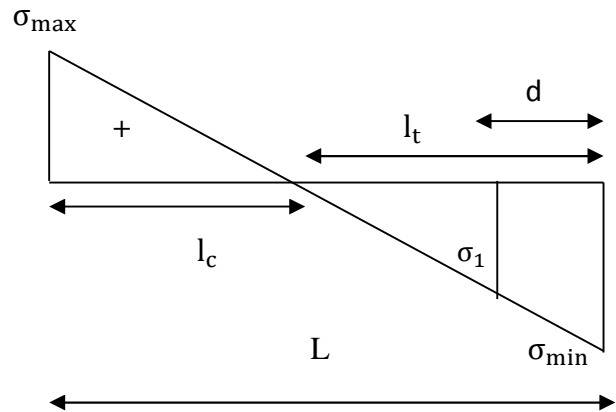
$$A_{\min} \geq \frac{4cm^2}{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99}).$$

$$0.2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5\% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99}).$$

b. Section partiellement comprimée

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

**Figure V.3.3 Diagramme des contraintes d'une (S.P.C).****Section d'armatures :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

 σ_s : contrainte de l'acier = 348 MPa.**Armatures minimales :** (BAEL art A4.2.1)

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

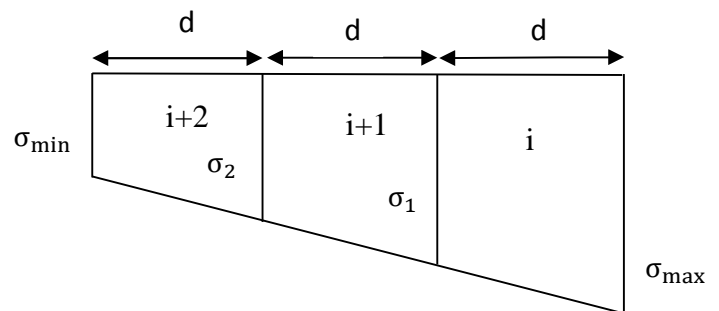
$$A_{\min} \geq A = 0.002B \quad (\text{Section min du RPA art 7.7.4.1})$$

c. Section entièrement tendue (SET) :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_3 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

**Figure V.3.4 Diagramme des contraintes d'une (S.E.T).**

Avec :

 e : épaisseur du voile.**Section d'armatures :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

Armatures minimales : (BAEL art A4.2.1)**Compression du béton :**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / ml$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$$

Avec :

B : section du béton comprimé.

Traction simple :

$$A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{c28}}{f_e} \quad \text{Avec : } B = d.e$$

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

VI.3.2.2 Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10Φ** et disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales.

La section de ces armatures est :

- D'après le RPA 99 :

$$A_H \geq 0,15 \% B \quad \text{Globalement dans la section du voile.}$$

$$A_H \geq 0,10 \% B \quad \text{En zone courante.}$$

- D'après le BAEL :

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

Avec :

A_H : section d'armatures horizontales

B : section du béton.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

VI.3.2.3 Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, 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 au moins par (04) épingles au mètre carré de surface.

VI.3.2.4 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 :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}$$

Avec : $V=1.4 T$

T : effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

VI.3.2.5 Armatures pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est supérieure ou égale à 4HA10 ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

VI.3.2.6 Disposition constructives :

Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1.5e; 30\text{cm}\} \quad \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

Longueur de recouvrement :

- 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 action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

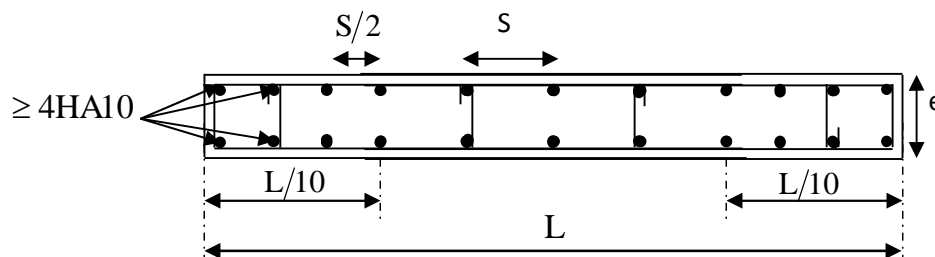


Figure V.3.5 Disposition des armatures verticales dans les voiles.

VI.3.3 Vérification des contraintes de cisaillement :

D'après le RPA99, version 2003 :

La contrainte de cisaillement dans le béton τ_b doit être inférieure à la contrainte admissible $\bar{\tau}_b$

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

Avec : $V = 1.4 V_u$ calcul

b : épaisseur du voile.

d : hauteur utile : $d = 0.9h$.

h : hauteur totale de la section brute.

D'après le BAEL91 :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Fissuration préjudiciable : $\tau_u \leq \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right)$

τ_u : contrainte de cisaillement.

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

VI.3.4 Vérification à l'ELS :

A l'état limite de service, il faudra vérifier si la contrainte de compression est inférieure à 15 Mpa.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} < \bar{\sigma}_{bc}$$

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

Avec : N_s : effort normal appliqué.

B : section du béton.

A : section d'armatures adoptée.

➤ **Calcul du ferraillage :**

Tableau VI.3.1 Ferrailage des voiles transversales VT1.

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	L (m)		2.80	2.80	2.80
	e (m)		0.20	0.20	0.20
	B (m ²)		0.56	0.56	0.56
Sollicitation de calcul	T(KN)		876.850	676.200	382.480
	N _S (KN)		5893.06	3983.48	2027.61
	σ_{\max} (KN/m ²)		7649.030	3478.530	3124.720
	σ_{\min} (KN/m ²)		-4168.250	-1537.940	-1962.010
	Nature de sollicitation		SPC	SPC	SPC
	L _c		1.81	1.94	1.72
	L _t		1.00	0.90	1.10
	d ₁		0.5	0.45	0.55
	d ₂ = L _t - d ₁		0.5	0.45	0.55
	σ_1		2084.125	768.970	981.005
	N ₁		312.62	103.81	161.87
	N ₂		104.21	34.60	53.96
Armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		7.82	2.60	4.05
	A _{v2} /bande (cm ²)		2.61	0.87	1.35
	A _{vj} (cm ²)		33.76	26.03	14.73
	A' _{v1} /bande (cm ²)		16.26	9.10	7.73
	A' _{v2} /bande (cm ²)		11.04	7.37	5.03
Armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)		12.69	13.65	12.04
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A' _{v1} adopté (cm ²)		15.38	15.38	18.46
	A' _{v2} adopté (cm ²)		16.07	16.07	16.07
	Choix de A	Bande1	2x5HA14	2X5HA14	2X6HA14
	Choix de A	Bande1	2X4HA16	2X4HA16	2X4HA16
	S _t max (cm)		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande1	10	9	10
		Bande1	12	12	14
Armatures horizontales	A _H = A _{vj} /4 (cm ²)		8.40	8.40	8.40
	A _H adopté (cm ²)		10.92	10.92	10.92
	choix de la section		14HA10	14HA10	14HA10
	Espacement	S _t (cm)	20	20	20
Armatures	A _t adoptées		4 épingles HA8 /1m ²		
Contrainte de cisaillement	$\bar{\tau}_b = 5$ MPa	τ_b	2.436	1.878	1.062
	$\bar{\tau}_u = 3,2$ MPa	τ_u	1.740	1.342	0.759
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa	σ_{bc}	10.027	6.832	3.508

Tableau VI.3.2 Ferrailage des voiles longitudinales VL1 :

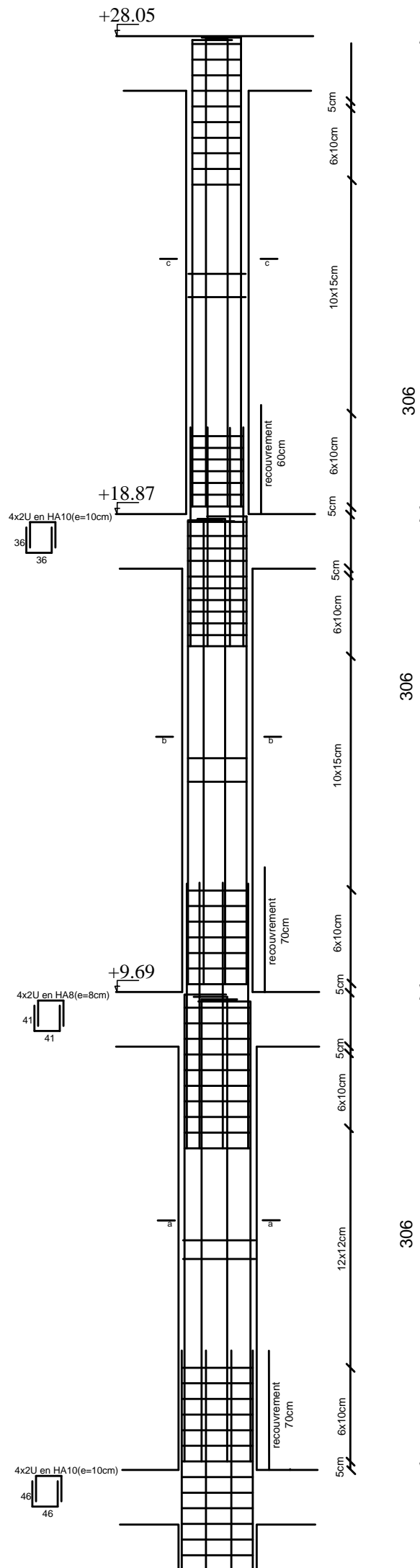
Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	L (m)		1.20	1.20	1.20
	e (m)		0.20	0.20	0.20
	B (m ²)		0.24	0.24	0.24
Sollicitation de calcul	T(KN)		244.210	196.080	166.340
	N _S (KN)		6577.34	4505.08	2292.30
	σ_{\max} (KN/m ²)		244.210	196.080	166.340
	σ_{\min} (KN/m ²)		-6577.34	-4505.08	-2292.30
	Nature de sollicitation		SPC	SPC	SPC
	L _c		1.09	1.06	0.74
	L _t		0.11	0.14	0.46
	d ₁		0.15	0.15	0.18
	d ₂ = L _t - d ₁		0.00	0.00	0.00
	σ_1		0.000	0.000	0.000
	N ₁		10.40	11.15	45.99
	N ₂		0.00	0.00	0.00
Armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		0.26	0.28	1.15
	A _{v2} /bande (cm ²)		0.00	0.00	0.00
	A _{vj} (cm ²)		9.40	7.55	6.40
	A' _{v1} /bande		2.61	2.17	2.75
	A' _{v2} /bande		2.35	1.89	1.60
Armatures	A _{min} /bande (cm ²)		1.58	1.58	1.84
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A' _{v1} adopté (cm ²)		6.15	6.15	6.15
	A' _{v2} adopté (cm ²)		0	0	0
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2X2HA14	2X2HA14	2X2HA14
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	0	0	0
	S _t max (cm)		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	8	8	9
		Bande 2	0	0	0
Armatures horizontales	A _H = A _{vj} / 4 (cm ²)		3.60	3.60	3.60
	A _H adopté (cm ²)		10.99	10.99	10.99
	choix de la section		14HA10	14HA10	14HA10
	Espacement S _t (cm)		20	20	20
Armatures	At adoptées		4 épingles HA8 /1m ²		
Contrainte de cisaillement	$\bar{\tau}_b = 5$ MPa	τ_b	1.583	1.271	1.078
	$\bar{\tau}_u = 3,26$ MPa	τ_u	1.131	0.908	0.770
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa	σ_{bc}	26.653	18.255	9.289

Tableau VI.3.3 Ferrailage des voiles longitudinales VL2 :

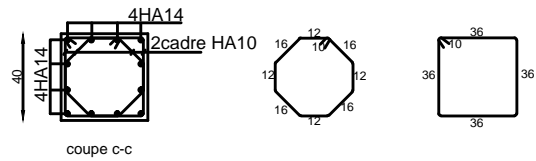
Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	L (m)		4.44	4.44	4.44
	e (m)		0.2	0.2	0.2
	B (m ²)		0.888	0.888	0.888
Sollicitation de calcul	T (KN)		729.800	549.730	382.480
	N _S (KN)		3930.77	2715.85	2027.61
	σ_{\max} (KN/m ²)		7875.760	4628.600	3124.720
	σ_{\min} (KN/m ²)		-2921.920	-954.550	-1962.010
	Nature de sollicitation		SPC	SPC	SPC
	L _c		3.24	3.68	2.73
	L _t		1.20	0.76	1.71
	d ₁		0.60	0.40	0.86
	d ₂ = L _t - d ₁		0.60	0.40	0.86
	σ_1		1460.960	502.986	981.005
	N ₁		263.30	58.30	252.00
	N ₂		87.77	20.12	84.00
Armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		6.58	1.46	6.30
	A _{v2} /bande (cm ²)		2.19	0.50	2.10
	A _{vj} (cm ²)		28.10	21.16	14.73
	A' _{v1} /bande		13.61	6.75	9.98
	A' _{v2} /bande		9.22	5.79	5.78
Armatures	A _{min} /bande (cm ²)		14.23	14.23	14.23
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A' _{v1} adopté (cm ²)		18.46	16.07	24.61
	A' _{v2} adopté (cm ²)		15.38	16.07	21.54
	Choix de A	Bande 1	2x6HA14	2x4HA16	2x8HA14
	Choix de A	Bande 2	2x5HA14	2x4HA16	2x7HA14
	S _t max (cm)		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
		Bande 2	12	10	12
Armatures horizontales	A _H = A _{vj} /4 (cm ²)		13.32	13.32	13.32
	A _H adopté (cm ²)		14.13	14.13	14.13
	choix de la section		18HA10	18HA10	18HA10
	Espacement S _t (cm)		17	17	17
Armatures	A _t adoptées		4 épingles HA8 /1m ²		
Contrainte de cisaillement	$\bar{\tau}_b = 5$ MPa	τ_b	1.278	0.963	0.670
	$\bar{\tau}_u = 3,26$ MPa	τ_u	0.913	0.688	0.479
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa	σ_{bc}	4.253	2.981	2.226

Tableau VI.3.4 Ferrailage des voiles de la salle machine selon les 02 sens (VT2-VL3) :

Caractéristiques géométriques	Zone		VT2	VL3
	L (m)		1.75	1.90
	e (m)		0.20	0.20
	B (m ²)		0.35	0.38
Sollicitation de calcul	T (KN)		151.810	156.270
	N _{ser} (KN)		508.82	264.21
	σ_{\max} (KN/m ²)		4828.340	3438.330
	σ_{\min} (KN/m ²)		-3345.100	-2263.530
	Nature de sollicitation		SPC	SPC
	L _c		1.03	1.15
	L _t		0.72	0.75
	d ₁		0.72	0.75
	d ₂ = L _t - d adopté		0.00	0.00
	σ_1		00	00
	N ₁		239.58	170.73
	N ₂		0.00	42.68
Armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		5.99	4.27
	A _{v2} /bande (cm ²)		0.00	0.00
	A _{vj} (cm ²)		5.84	6.02
	A' _{v1} /bande/nappe		7.45	5.77
	A' _{v2} /bande/nappe		1.46	1.50
Armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		7.52	7.92
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A' _{v1} adopté (cm ²)		11.30	11.30
	A' _{v2} adopté (cm ²)		0	0
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2x5HA12	2x5HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	0	0
	S _t max (cm)		30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	14	15
		Bande 2	0	0
Armatures horizontales	A _H = A _{vj} /4 (cm ²)		5.25	5.70
	A _H adopté (cm ²)		10.99	10.99
	choix de la section		14HA10	14HA10
Armatures transversales	Espacement s _t (cm)		20	20
	A _t adoptées		4 épingles HA8 /m ²	
Contrainte de cisaillement	$\bar{\tau}_b = 5$ MPa	τ_b	0.675	0.640
	$\bar{\tau}_u = 3,26$ MPa	τ_u	0.482	0.457
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa	σ_{bc}	1.361	0.654

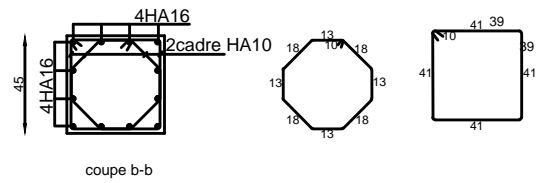


ZONE III



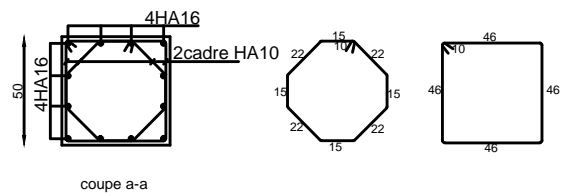
Poteau 40x40 : 6ème - 8ème étage

ZONE II



Poteau 45x45 : 3ème - 5ème étage

ZONE I



Poteau 50x50 : RDC - 2ème étage

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

Meur: Messad Ahmed

Melle: Morsli Nesrine

Madamme: Chirifi

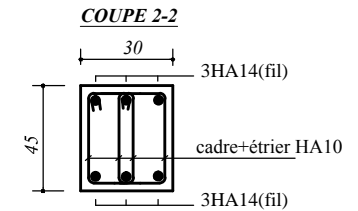
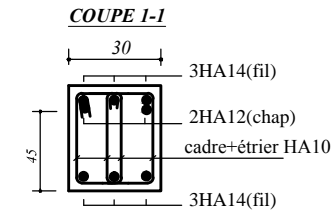
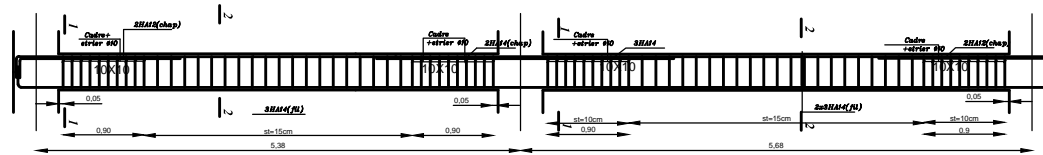
plan :

Plan de ferrailage des poteaux

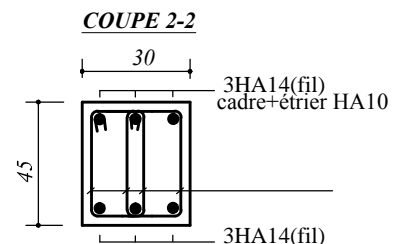
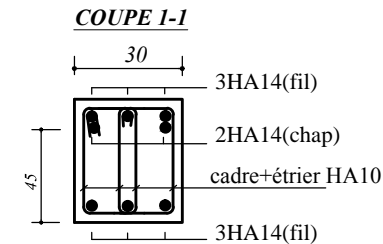
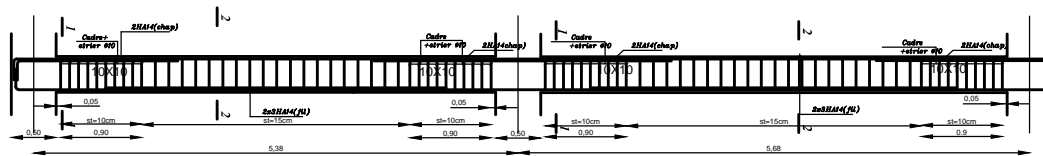
Promotion :
2017

coffrage ferrailage des poutres principales (30×45)

AXE 1.2.3.4.5.6.7 (niveaux +3,06; +6,12; +9,18; +12,24; +15,3; +18,36)

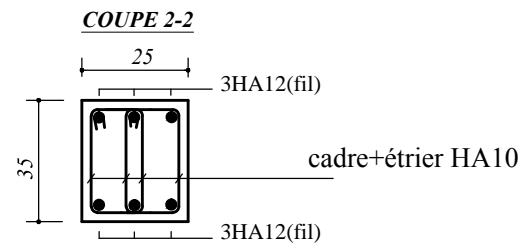
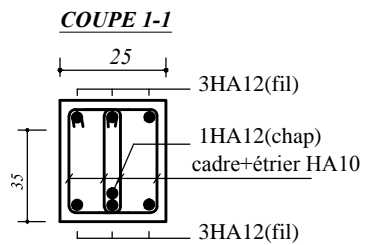
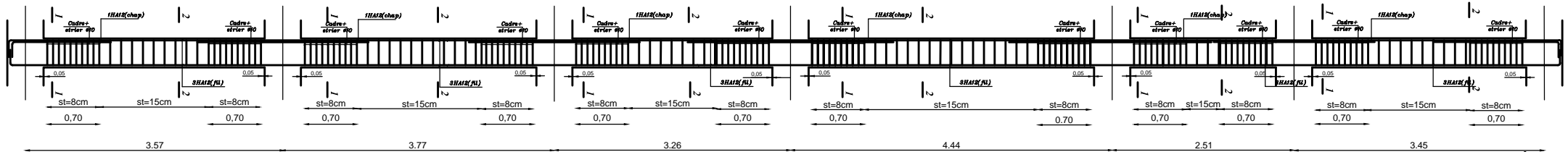


AXE 1.2.3.4.5.6.7 (niveaux +21,42; +24,48;+27,54)

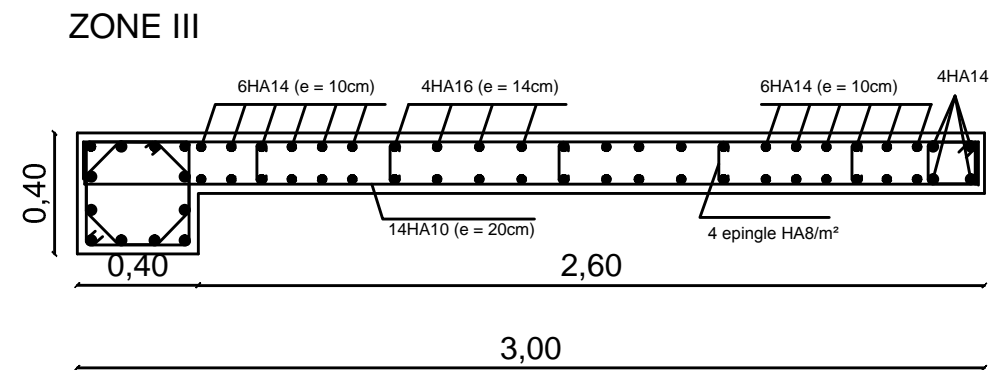
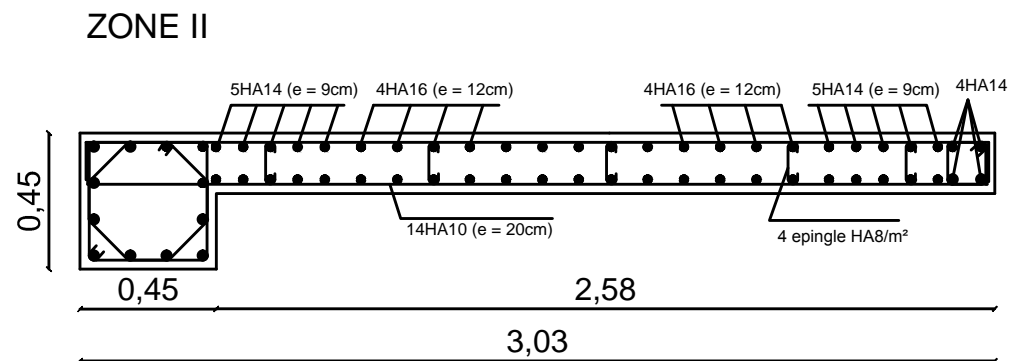
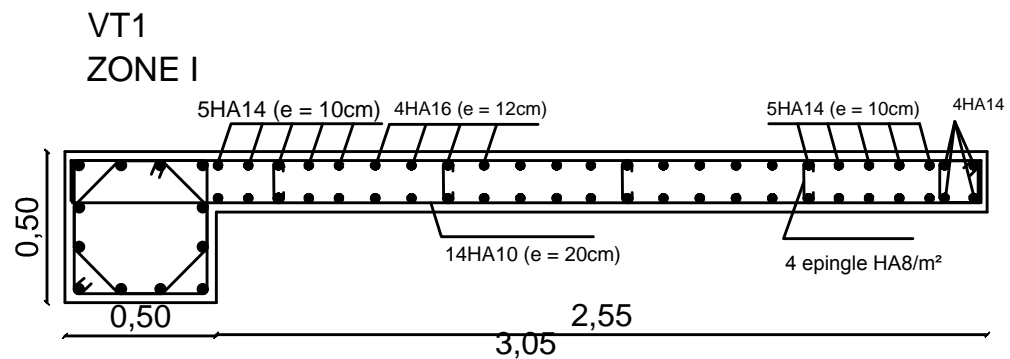
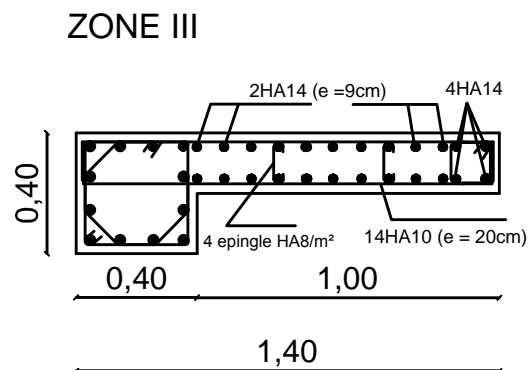
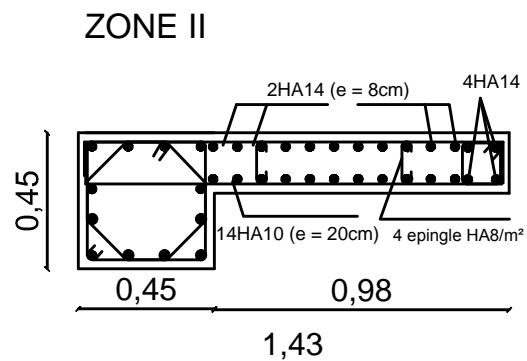
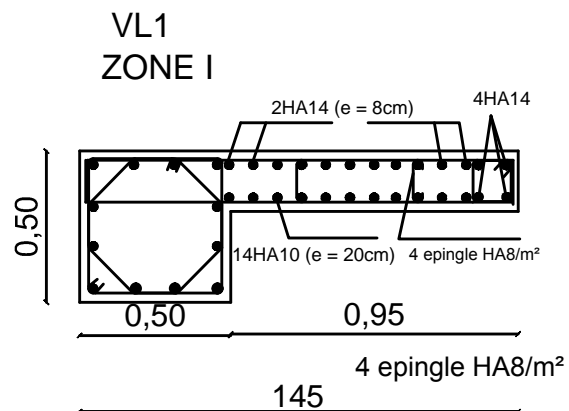


coffrage ferrailage des poutres secondaires (25×35)

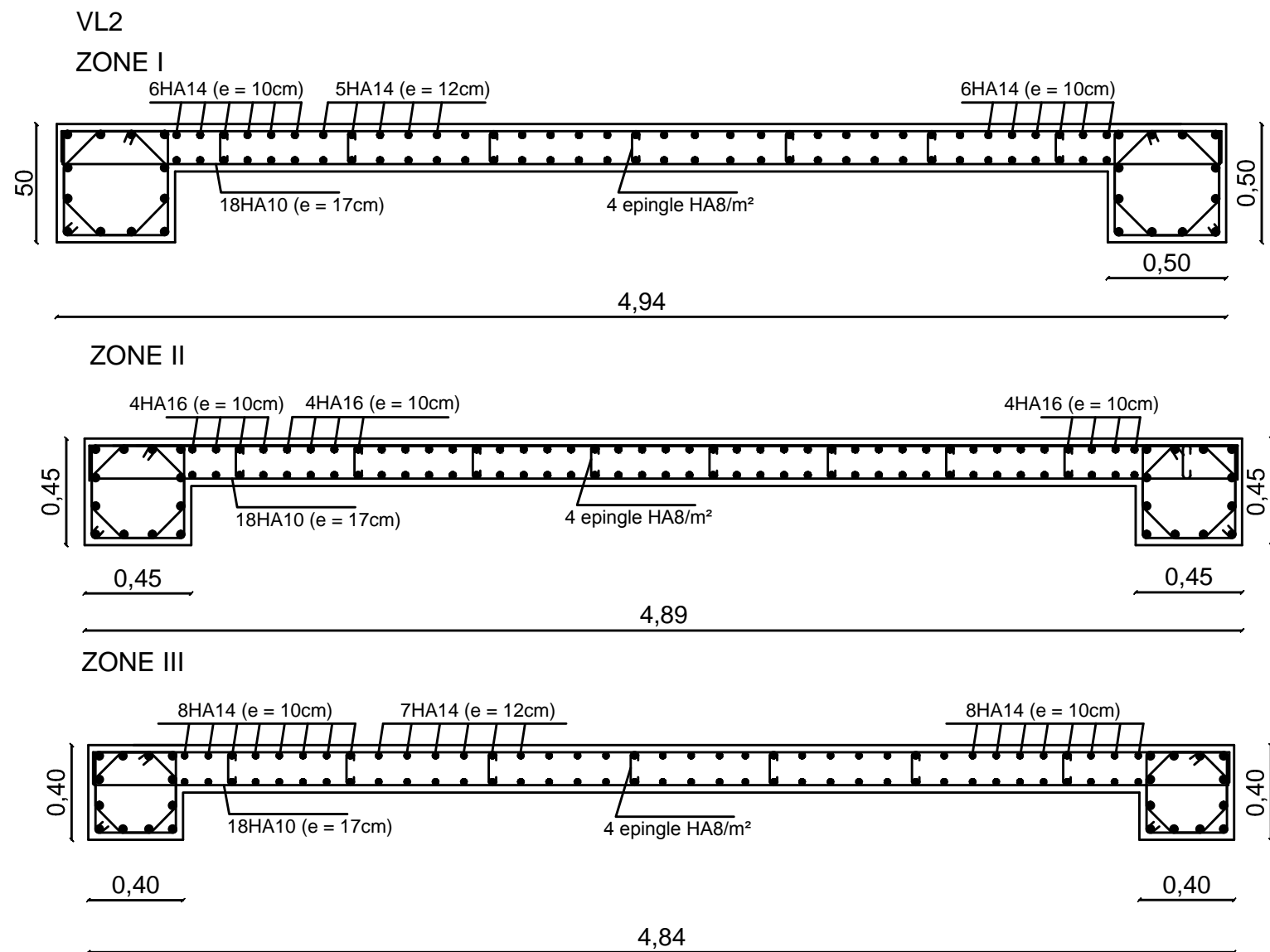
AXE A.B.C (niveaux +3,06; +6,12; +9,18; +12,24; +15,3; +18,36; +21,42; +24,48; +27,54)



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Meur: Messad Ahmed Melle: Morsli Nesrine	Plan de ferrailage des poutres		plan :
Madamme: Chirifi			Promotion : 2017



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Meur: Messad Ahmed	Plan de ferrailage des voiles 1/2	plan :	
Melle: Morsli Nesrine		Promotion :	
Madamme: Chirifi		2017	



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Meur: Messad Ahmed	Plan de ferrailage des voiles 2/2	plan :	
Melle: Morsli Nesrine		Promotion :	
Madamme: Chirifi		2017	

voile salle machine

19.00

5HA12 (e=15 cm)

4 epingle HA8/m²

14HA10 (e = 20cm)

5HA12 (e=14 cm) 14HA10 (e = 20cm)

4HA14

4HA14

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

Meur: Messad Ahmed
Melle: Morsli Nesrine

Madamme: Chirifi

Plan de ferrailage des voiles
(salle machine)

plan :

Promotion :
2017

Chapitre VII :
Etude de l'infrastructure.

VII.1 Introduction :

Une fondation est un organisme de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculée qu'après l'évaluation des charges de la superstructure et les caractéristiques du sol.

Selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations, les fondations peuvent être classées comme suit :

- **Fondations superficielles :** Utilisées pour des sols de grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).
- **Fondations profondes :** Utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante, le bon sol est assez profond (pieux, puits).

VII.2 Etude géotechnique du sol :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- la résistance du sol,
- le tassement du sol,
- le mode constructif de la structure.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- stabilité de l'ouvrage (rigidité),
- facilité d'exécution (coffrage),
- économie.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées, des semelles filantes et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable

1. Semelle isolé :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

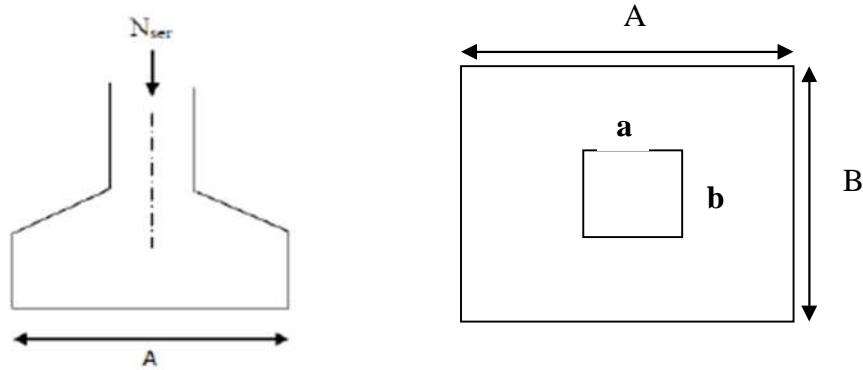


Figure VII.1 Schéma de la semelle isolée.

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

Exemple de calcul :

Le poteau le plus sollicité $N_{ser} = 1743,65[\text{KN}] = 174,365 [\text{t}]$

$\bar{\sigma}_{sol} = 2[\text{bars}] = 20[\text{t/m}^2]$.

$$B \geq \sqrt{\frac{174,365}{20}} = 2,95 [\text{m}^2]$$

✓ Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles engendre un chevauchement, donc il y a lieu d'opter pour des semelles filantes.

2. Semelles filantes :

a. Semelles filantes sous voiles :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B \times L}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\sigma_{sol} = 0,20[\text{MPa}]$).

B : largeur de la semelle.

L : longueur de la semelle sous voile.

$$B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} \times L}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.1 Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal) :

voiles	N_s [KN]	L[m]	B[m]	S=B.L [m ²]
VL1	3930,77	4,44	4,43	19,67
VL2	6577,34	1,20	27,42	32,90
VL3	264,21	1,90	0,69	1,31
				53,88

Tableau VII.2 Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal) :

voiles	N_s [KN]	L[m]	B[m]	S=B.L [m ²]
VT1	5893,06	2,80	10,52	29,46
VT2	508,82	1,75	1,45	2,54
				32

La surface des semelles filantes sous voiles est :

$$S_v = \sum S_i = 53,88 + 32 = \mathbf{85,88 \text{ [m}^2\text{]}}$$

b. Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

- **Hypothèse de calcul :**

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissant sur la semelle.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.3 Résultats des charges sous poteaux :

Poteaux	N [KN]	M_i [KN.m]	e_i [m]	$N \times e_i$
P1	618	0,242	-10,75	-6643,5
P2	1743,65	0,691	-6,93	-12083,49
P3	1646,49	1,301	-2,91	-4791,29
P4	701,84	5,748	-0,91	-638,67
P5	724,81	5,767	3,7	2681,80
P6	1339,02	0,722	7,05	9440,09
P7	594,47	1,153	10,75	6390,55
Somme	7368,28	15,62		-5644,51

La charge totale transmise par les poteaux est : $N_t = 7368,28$ [KN]

- Exemple de calcul :

- Détermination de coordonnées de la résultante R :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-5644,51 + 15,62}{7368,28} = -0,76 \longrightarrow \mathbf{e = -0,76[m]}$$

Avec : $R = \sum N_i$

- **Détermination de la distribution par [ml] de la semelle :**

$$e = -0,76[m] \leq \frac{L}{6} = \frac{21,50}{6} = 3,58[m] \longrightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_t}{L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{7368,28}{21,5} \left(1 - \frac{6 \times (-0,76)}{21,5} \right) = 415,40 [\text{KN/ml}]$$

$$q_{\max} = \frac{N_t}{L} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{7368,28}{21,5} \left(1 + \frac{6 \times (-0,76)}{21,5} \right) = 270,02 [\text{KN/ml}]$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_t}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) = \frac{7368,28}{21,5} \left(1 + \frac{3 \times (-0,76)}{21,5} \right) = 306,37 [\text{KN/ml}]$$

- **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{306,37}{200} = 1,53[m] ; \text{ On prend } B = 2 [m]$$

Pour le sens longitudinal :

$$S = [2 \times (21,5 - 2(1,20))] \times 2 + [(21,5 - 4,44)] \times 2 = \mathbf{110,52 [m^2]}$$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante :

$S_v = 53,88[m^2]$ pour un seul sens (sens longitudinal)

$$S_t = S \times n + S_v \longrightarrow S_t = 110,52 + 53,88 = 164,4 [m^2]$$

Avec : **n** : Nombre de portiques dans le sens considéré.

Remarque :

- La surface totale du bâtiment est $S_{Bat} = 11,56 \times 21,5 = 248,54[m^2]$
- La surface totale de la semelle filante dans le sens longitudinal : $S_t = 214,88[m^2]$

$$\frac{S_t}{S_{Bat}} = \frac{164,4}{248,54} = 0,66 > 0,50$$

La surface des semelles dans le sens longitudinal représente 66% de la surface de bâtiment.

Conclusion :

Dans le sens longitudinal les semelles occupent plus de 50% de la surface totale de bâtiment, donc la surface totale des semelles (dans les deux sens longitudinal et transversal) dépasse les 50% de la surface totale de bâtiment. On opte pour **un radier nervuré** comme fondation de notre bâtiment.

VII.3 Calcul du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol et à son poids propre.

Le radier présente les avantages suivants :

- Une grande rigidité en son plan horizontal.
- Une bonne répartition des charges.
- Evite les tassements différentiels importants.
- Facilité de coffrage et de mise en œuvre du béton.
- Rapidité d'exécution.

1) Pré-dimensionnement du radier :

a) Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25[cm] ($h_{min} \geq 25[cm]$)

b) Selon la condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{4,44}{8} \leq h_r \leq \frac{4,44}{5} \longrightarrow 55,5 \leq h_r \leq 88,8$$

On prend $h_r = 80[\text{cm}]$

➤ **la dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

$$h_d \geq \frac{568}{20} \longrightarrow h_d \geq 28,4[\text{cm}]$$

On prend $h_d = 30[\text{cm}]$.

➤ **La nervure :**

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n égale à :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_n \geq \frac{568}{10} \longrightarrow h_n \geq 56,8[\text{cm}]$$

On prend $h_n = 60[\text{cm}]$.

L_{\max} : La distance max entre deux voiles successive.

c) Condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt{\frac{4 \times EI}{K \times b}} > \frac{2}{n} L_{\max}$$

L_e : Longueur élastique.

K : module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. **K=40 [MPa]**

L_{max} : La distance max entre deux poteaux successifs.

Le calcul est s'effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}}$$

E : le module de Young.

Pour un chargement de longue durée ; $E = 10818,86[\text{MPa}]$

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 5,68}{3,14}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 1,2[\text{m}]$$

On opte :

$$h = 120[\text{cm}]$$

Et la largeur égale à :

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n$$

$$0,4 \times 120 \leq b_n \leq 0,7 \times 120$$

$$48 \leq b_n \leq 84 ; \text{ soit } b_n = 55[\text{cm}].$$

Remarque :

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier.

$h_d = 30 [\text{cm}]$: Hauteur de la dalle du radier.

$b_n = 55 [\text{cm}]$: Largeur de la nervure.

$h_n = 120 [\text{cm}]$: Hauteur de la nervure.

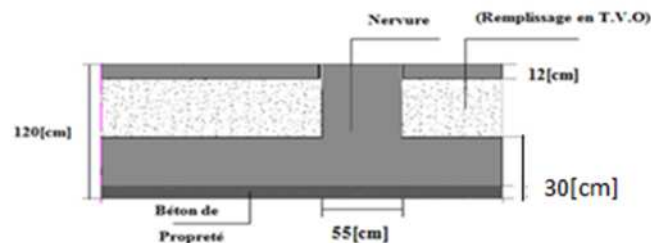


Figure VII.2 Coupe verticale sur radier.

VII.4 Détermination de la surface nécessaire du radier :

VII.4.1 Détermination des sollicitations :

- **poids de la superstructure :**

❖ charges permanentes : $G = 25322,27 \text{ [KN]}$

❖ charges d'exploitation : $Q = 4190,69 \text{ [KN]}$

- **combinaison de charges :**

➤ **A l'ELU :** $1,35G + 1,5Q = 1,35(25322,27) + 1,5(4190,69) = 40471,10 \text{ [KN]}$

➤ **A l'ELS :** $G + Q = 25322,27 + 4190,69 = 29412,96 \text{ [KN]}$

Donc :

ELU : $N_U = 40471,10 \text{ [KN]}$

ELS : $N_S = 29412,96 \text{ [KN]}$

VII.4.2 Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{ELU : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_U}{1,33\sigma_{\text{sol}}} = \frac{40471,10}{1,33 \times 200} = 152,15 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$\text{ELS : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_S}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{29412,96}{200} = 147,06 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$S_{\text{bat}} = 248,54 \text{ [m}^2\text{]} \geq S_{\text{radier}} = \max(152,15; 147,06) \text{ [m}^2\text{]}$$

$$S_{\text{bat}} = 248,54 \text{ [m}^2\text{]} \geq S_{\text{radier}} = 152,15 \text{ [m}^2\text{]}$$

La surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on doit ajouter au radier un débord minimal de largeur ($L_{\text{déb}}$), comme nous l'impose le BAEL9 modifiée99. La largeur de débord sera calculée comme suit :

$$L_{\text{débord}} \geq \max\left(\frac{h}{2}, 30 \text{ [cm]}\right) = \max\left(\frac{120}{2}, 30 \text{ [cm]}\right) = 60 \text{ [cm]}$$

Soit un débord de **$L_{\text{débord}} = 60 \text{ [cm]}$** .

La surface de débord est :

$$S_{\text{débord}} = [(L_x + L_y) \times L_{\text{déb}}] \times 2$$

$$S_{\text{débord}} = [(21,5 + 11,56) \times 0,6] \times 2 \longrightarrow S_{\text{débord}} = 39,67 \text{ [m}^2\text{]}$$

Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} + S_{\text{débord}} = 248,54 + 39,67 = 288,21 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$\mathbf{S_{radier} = 288,21 \text{ [m}^2\text{]}}$$

VII.4.3 Détermination des efforts à la base du radier :

a) charges permanentes :

❖ **poids du bâtiment :** $G_{bat} = 25322,27 \text{ [KN]}$

❖ **poids du radier :**

$$G_{rad} = \text{poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids de T. V. O} \\ + \text{poids de la dalle flottante.}$$

• **poids de la dalle :** $P_{dalle} = S_{rad} \times h_d \times 25$

$$P_{dalle} = 288,21 \times 0,30 \times 25$$

$$P_{dalle} = 2161,57 \text{ [KN]}$$

• **poids de la nervure :** $P_n = b_n(h_n - h_d) \times L \times n \times 25$

$$P_n = (0,55(1,2 - 0,30) \times 21,50 \times 3) \times 25 + (0,55(1,2 - 0,30) \times 11,56 \times 7) \times 25$$

$$P_n = 1799,57 \text{ [KN]}$$

• **poids de T.V.O :** $P_{T.V.O} = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_n - h_d) \times \rho$

Avec :

$$S_{ner} = b_n \times L_x \times L_y \times n + b_n \times L_x \times L_y \times n$$

$$S_{ner} = 0,55 \times 21,5 \times 3 + 0,55 \times 11,56 \times 7$$

$$S_{ner} = 79,98 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$P_{T.V.O} = (288,21 - 79,98) \times (1,2 - 0,30) \times 17$$

$$P_{T.V.O} = 3185,92 \text{ [KN]}$$

• **poids de la dalle flottante libre :** $P_{df} = S_{rad} \times e_p \times 25$

e_p : Epaisseur de la dalle.

$$\frac{1}{50} \leq \frac{e_p}{l_{max}} \leq \frac{1}{40}$$

$$\frac{l_{max}}{50} \leq e_p \leq \frac{l_{max}}{40}$$

$$\frac{568}{50} \leq e_p \leq \frac{568}{40} \longrightarrow 11,36 \leq e_p \leq 14,2$$

On prend **$e_p = 12 \text{ [cm]}$**

$$P_{df} = 288,21 \times 0,12 \times 25 \longrightarrow P_{df} = 864,63 \text{ [KN]}$$

• **poids total du radier :**

$$G_{\text{rad}} = 2161,57 + 1799,57 + 3185,92 + 864,63$$

$$G_{\text{rad}} = 8011,69 \text{ [KN]}$$

b) **charges d'exploitation :**

$$\text{Surcharge du bâtiment : } Q_{\text{bat}} = 4190,69 \text{ [KN]}$$

$$\text{Surcharge du radier : } Q_{\text{rad}} = 0.$$

c) **poids total de la structure :**

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{rad}} + G_{\text{bat}} = 8011,69 + 25322,27$$

$$G_{\text{tot}} = 33333,96 \text{ [KN]}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{bat}} = 4190,69 \text{ [KN]}$$

$$Q_{\text{tot}} = 4190,69 \text{ [KN]}$$

d) **Combinaisons d'action :**

$$\text{A l'ELU : } 1,35G_{\text{tot}} + 1,5Q_{\text{tot}} = 1,35(33333,96) + 1,5(4190,69) = 51286,88 \text{ [KN]}$$

$$N_u = 51286,88 \text{ [KN]}$$

$$\text{A l'ELS : } G + Q = 33333,96 + 4190,69 = 37524,65 \text{ [KN]}$$

$$N_s = 37524,65 \text{ [KN]}$$

VII.4.4 Calcul des caractéristiques géométriques du radier :

❖ **calcul du centre de gravité :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 10,75 \text{ [m]}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 5,78 \text{ [m]}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

❖ **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{XX} = \frac{21,5 \times 11,56^3}{12} = 2767,77 \text{ [m}^4\text{]} .$$

$$I_{YY} = \frac{11,56 \times 21,5^3}{12} = 9573,97 \text{ [m}^4\text{]} .$$

VII.4.4.5 Vérification à l'ELU :

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :(BAEL91/Art A.5.1.211) :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{1,5}; 4 \text{ [MPa]}\right) = \min(2,5 \text{ [MPa]}; 4 \text{ [MPa]}) = 2,5 \text{ [MPa]}$$

Avec :

$$b=100 \text{ [cm]} ; d = 0,9h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ [cm]}$$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{N_{u,b}}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{51286,88 \times 1}{288,21} \times \frac{5,68}{2} = 505,38 \text{ [KN]}$$

$$\tau_u = \frac{505,38}{1 \times 1000 \times 0,270} = 1,87 \text{ [MPa]} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ [KN]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la stabilité du radier :**

Caractéristiques géométriques :

$$X_G = 10,75 \text{ [m]}$$

$$Y_G = 5,78 \text{ [m]}$$

$$I_{XX} = 2767,77 \text{ [m}^4\text{]} .$$

$$I_{YY} = 9573,97 \text{ [m}^4\text{]} .$$

La vérification de la stabilité du radier consiste en la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal dû aux charges verticales.
- Moment de renversement dû au séisme.

$$\mathbf{M} = \mathbf{M}_0 + \mathbf{T}_0 \mathbf{h}$$

\mathbf{M}_0 : Moment sismique à la base de la structure (valeur obtenu a partir du logiciel **ETABS**).

\mathbf{T}_0 : Effort tranchant à la base de la structure (valeur obtenu a partir du logiciel **ETABS**).

\mathbf{h} : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

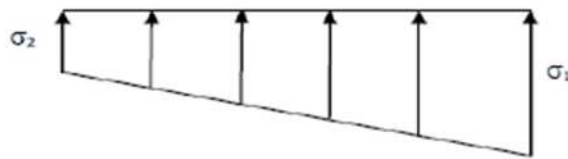


Figure VII.3 Diagramme des contraintes du sol.

Avec : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$

Ainsi on doit vérifier que :

- **A l'ELU** : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \sigma_{sol}$
- **A l'ELS** : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$

$$N_u = 51286,88 \text{ [KN]} \quad , \quad N_s = 37524,65 \text{ [KN]}$$

Sens longitudinal :

ELU :

$$M = 12058,26 + (642,7 \times 1,2) = \mathbf{12829,5 \text{ [KN.m]}}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M \times X_G}{I_{yy}} = \frac{51286,88}{288,21} \pm \frac{12829,5 \times 10,75}{9573,97}$$

$$\sigma_1 = 192,35 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_2 = 163,54 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_m = \frac{3(192,35) + 163,54}{4} = 185,15 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_m = 185,15 \text{ [KN/m}^2\text{]} \leq 266 \text{ [KN/m}^2\text{]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

ELS :

$$M = 12058,26 + (642,7 \times 1,2) = \mathbf{12829,5 \text{ [KN. m]}}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M \times X_G}{I_{yy}} = \frac{37524,65}{288,21} \pm \frac{12829,5 \times 10,75}{9573,97}$$

$$\sigma_1 = 144,60 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_2 = 115,79 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_m = \frac{3(144,60) + 115,79}{4} = 137,40 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_m = 137,40 \text{ [KN/m}^2\text{]} \leq 200 \text{ [KN/m}^2\text{]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Sens transversal :**

ELU :

$$M = 12108,967 + (640,79 \times 1,2) = \mathbf{12877,92 \text{ [KN. m]}}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M \times Y_G}{I_{xx}} = \frac{51286,88}{288,21} \pm \frac{12877,92 \times 5,78}{2767,77}$$

$$\sigma_1 = 204,84 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_2 = 151,06 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_m = \frac{3(204,84) + 151,06}{4} = 191,39 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_m = 191,39 \text{ [KN/m}^2\text{]} \leq 266 \text{ [KN/m}^2\text{]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

ELS :

$$M = 12108,967 + (640,79 \times 1,2) = \mathbf{12877,92 \text{ [KN. m]}}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M \times Y_G}{I_{xx}} = \frac{37524,65}{288,21} \pm \frac{12877,92 \times 5,78}{2767,77}$$

$$\sigma_1 = 157,09 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_2 = 103,06 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_m = \frac{3(157,09) + 103,06}{4} = 143,58 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_m = 143,58 \left[\frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \right] \leq 200 [\text{KN}/\text{m}^2] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : toutes les contraintes sont vérifiées.

❖ **Vérification au poinçonnement :(Art A.5.24 BAEL) :**

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau le plus sollicité.

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

h : Épaisseur totale de la dalle.

• **Vérification pour les poteaux :**

$N_u = 2396,07 [\text{KN}]$ (Valeur tiré à partir u logiciel ETABS)

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0,5 + 0,5 + (2 \times 1,2)) \times 2 = 6,8 [\text{m}]$$

$$\frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 6,8 \times 1,2 \times 25000}{1,5} = 6120 [\text{KN}]$$

$$N_u = 2396,07 [\text{KN}] < 6120 [\text{KN}] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **vérification pour les voiles :**

$N_u = 3014,13 [\text{KN}]$ (Valeur tiré à partir u logiciel ETABS)

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0,2 + 1 + (2 \times 1,2)) \times 2 = 7,2 [\text{m}]$$

$$\frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 7,2 \times 25000}{1,5} = 5400 [\text{KN}]$$

$$N_u = 3014,13 [\text{KN}] < 5400 [\text{KN}] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VII.5 Ferrailage du radier :

Pour le calcul du ferrailage, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91. Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

On distingue deux cas :

1^{er} cas : si $\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{0x} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8}$$

$$M_{0y} = 0$$

2^{eme} cas : si $0,4 \leq \rho \leq 1$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de **PIGEAUD**.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad (L_x < L_y)$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adoptera la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

• Identification du panneau le plus sollicité :

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$\text{ELU : } q_u = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 191,39 - \frac{8011,69}{288,21} = 163,59 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\text{ELS : } q_s = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 143,58 - \frac{8011,69}{288,21} = 115,78 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

Panneau de dimension : $L_x = 4,44$ [m]

$$L_y = 5,68$$

$$\rho = \frac{4,44}{5,68} = 0,78$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

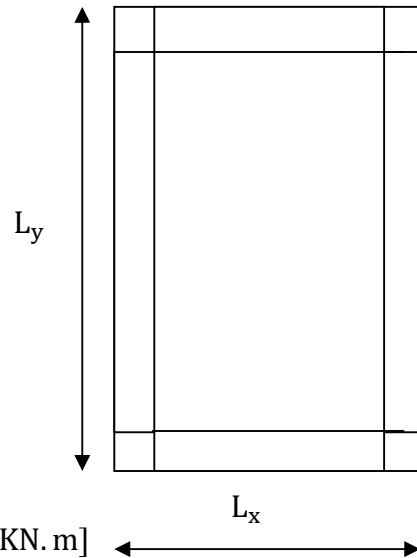
VII.5.1 Calcul des armatures à l'ELU :

$$\rho = 0,78 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0587 \\ \mu_y = 0,559 \end{array} \right.$$

$$q_u = 163,59 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,0587 \times 163,59 \times 4,44^2 = 189,30 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,559 \times 189,30 = 105,82 \text{ [KN.m]}$$



• **sens XX :**

➤ **prise en compte de la continuité :**

❖ **Moment en travées :**

$$M_{utx} = 0,75 \times 189,30 = 141,98 \text{ [KN.m]}$$

❖ **Moment aux appuis :**

$$M_{uax} = M_{uay} = -0,5 \times M_{0x} = -0,5 \times 189,30 = -94,65 \text{ [KN.m]}$$

➤ **Ferraillage :**

❖ **en travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{utx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{141,98}{1 \times 0,28^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,128 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,128 \longrightarrow \beta = 0,931$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{141,98 \times 10^2}{0,931 \times 28 \times 34,8} = 15,65 \text{ [cm}^2\text{/ml]}$$

On adopte : **8HA16 = 16,08 [cm²]** avec un espacement **s_t = 12 [cm]**

❖ **aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{uax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{94,65}{1 \times 0,28^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,085 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,085 \longrightarrow \beta = 0,956$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{94,65 \times 10^2}{0,956 \times 28 \times 34,8} = 10,16 \text{ [cm}^2\text{/ml]}$$

On adopte : **8HA14 = 12,32 [cm²]** avec un espacement **s_t = 12 [cm]**

• **sens YY :**

➤ **prise en compte de la continuité :**

❖ **Moment en travées :**

$$M_{uty} = 0,75 \times 105,82 = 79,37 \text{ [KN.m]}$$

➤ **Ferraillage :**

$$\mu_u = \frac{M_{uty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{79,37}{1 \times 0,28^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,071 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,071 \longrightarrow \beta = 0,963$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{79,37 \times 10^2}{0,963 \times 28 \times 34,8} = 8,46 \text{ [cm}^2\text{/ml]}$$

On adopte : **5HA16 = 10,05 [cm²]** avec un espacement **s_t = 20 [cm]**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

sens	Zone	M [KN.m]	μ	Obs	β	A_u [cm ²]	Ferraillage	A_u adoptée	s _t [cm]
l_x	Travée	141,98	0,128	SSA	0,931	15,65	8HA16	16,08	12
	Appuis	94,65	0,085	SSA	0,956	10,16	8HA14	12,32	12
l_y	Travée	79,37	0,071	SSA	0,963	8,46	5HA16	10,05	20

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

❖ **Sens l_x :**

$$A_{min} = \rho_0 \times b \times h \times \frac{3-\rho}{2}$$

Avec : ρ_0 : Pourcentage d'acier minimal réglementaire ($\rho_0 = 0,0008$ pour les HA FeE400).

$$A_{xmin} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3-0,78}{2} = 2,66 \text{ [cm}^2\text{/ml]}$$

$$\begin{cases} A_{uax} = 15,65 \text{ [cm}^2\text{/ml]} > A_{min} = 2,66 \text{ [cm}^2\text{/ml]} \\ A_{utx} = 10,16 \text{ [cm}^2\text{/ml]} > A_{min} = 2,66 \text{ [cm}^2\text{/ml]} \end{cases}$$

❖ **Sens l_y :**

$$\omega_y = \frac{A_y}{bh} \geq \omega_0 \longrightarrow A_y \geq bh\omega_0$$

$$A_{ymin} = 0,0008 \times 100 \times 30 = 2,4 \text{ [cm}^2\text{/ml]}$$

$$A_{uay} = 8,46 \text{ [cm}^2\text{/ml]} > A_{min} = 2,4 \text{ [cm}^2\text{/ml]}$$

❖ **Espacement des armatures : (Art A8.2.42 BAEL91)**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Armatures parallèles à L_x :

$$S_t \leq \min\{3h; 33 \text{ [cm]}\} \longrightarrow S_t \leq \min\{90; 33 \text{ [cm]}\}$$

$$14 \text{ [cm]} \leq 33 \text{ [cm]}$$

$$12 \text{ [cm]} \leq 33 \text{ [cm]}$$

- Armatures parallèles à L_y :

$$S_t \leq \min\{4h; 45 \text{ [cm]}\} \longrightarrow S_t \leq \min\{120; 45 \text{ [cm]}\}$$

$$25 \text{ [cm]} \leq 45 \text{ [cm]}$$

VII.5.2 Vérification à l'ELS :

$$\rho = 0,78 \begin{cases} \mu_x = 0,0652 \\ \mu_y = 0,683 \end{cases}$$

$$q_s = 115,78 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0,0652 \times 115,78 \times 4,44^2 = 148,82 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,683 \times 148,82 = 101,64 \text{ [KN.m]}$$

❖ **Moment en travées :**

• **sens X-X :**

$$M_{stx} = 0,75 \times 148,82 = 111,62 \text{ [KN.m]}$$

• **sens Y-Y :**

$$M_{sty} = 0,75 \times 111,62 = 76,27 \text{ [KN.m]}$$

❖ **Moment aux appuis :**

$$M_{sax} = M_{say} = -0,5 \times M_{0x} = -0,5 \times 148,82 = -74,41 \text{ [KN.m]}$$

❖ vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ [MPa]}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \\ \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \end{cases}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

sens	zone	M_s	A_s	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st}	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	Obs
l_x	Appuis	74,41	12,32	0,44	0,899	34,50	239,94	6,95	15	Cv
	Travée	111,62	16,08	0,574	0,888	29,64	279,18	9,42		Cv
l_y	travée	76,27	10,05	0,359	0,907	38,76	298,83	7,71		Cv

VII.6 Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie comme illustré dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une barde de 1 mètre de longueur.

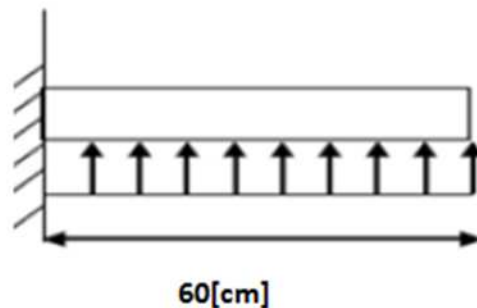


Figure VII.4 Schéma statique du débord.

VII.6.1 Sollicitation de calcul :

- A L'ELU : $q_u = 163,59 \text{ [KN/m}^2\text{]}$

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{163,59 \times 0,6^2}{2} = 29,45 \text{ [KN. m]}$$

- A L'ELS : $q_s = 115,78 \text{ [KN/m}^2\text{]}$

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} = \frac{115,78 \times 0,6^2}{2} = 20,84 \text{ [KN. m]}$$

VII.6.2 Calcul des armatures :

$$b = 1 \text{ [m]} ; d = 28 \text{ [cm]} ; f_{bc} = 14,2 \text{ [MPa]} ; \sigma_s = 348 \text{ [MPa]}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{29,45}{1 \times 0,28^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,026 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,026 \longrightarrow \beta = 0,987$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{29,45 \times 10^2}{0,987 \times 28 \times 34,8} = 3,06 \text{ [cm}^2\text{/ml]}$$

On adopte : **5HA10/ml = 3,93 [cm²/ml]** avec un espacement **s_t = 20 [cm]**

VII.6.3 Vérification à l'ELU :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 28 \times 2,1}{400} = 3,38 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_u = 3,93 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{min} = 3,38 \text{ [cm}^2\text{]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VII.6.4 Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \longrightarrow \text{2HA10/ml} = 1,57 \text{ [cm}^2\text{/ml]}$$

VII.6.5 Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{29,45}{20,84} = 1,41$$

$$\mu = 0,026 \longrightarrow \alpha = 0,0330$$

$$\alpha = 0,0330 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,455 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

—————> Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

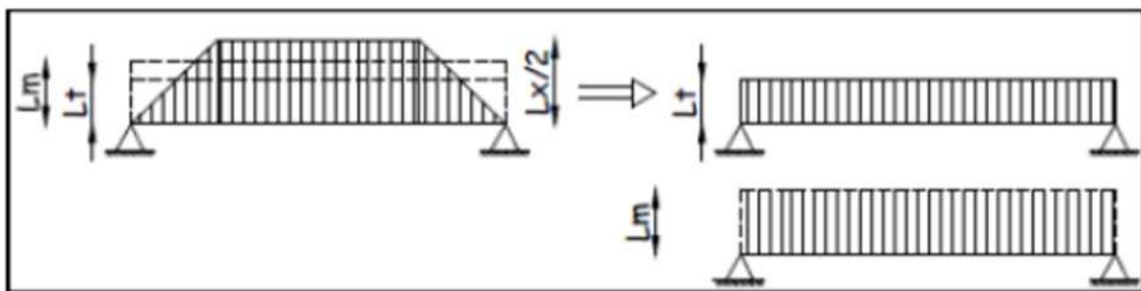
Conclusion :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord.

Le ferrailage du débord sera la continuité de celui du radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

VII.7 Calcul des nervures :

- La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.
- Le rapport ρ est compris entre 0,4 et 1 pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau sont soit trapézoïdales ou triangulaires..
- Pour le calcul des efforts internes maximums, 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 (L_m) et le même effort tranchant (L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

**Figure VII.5 Présentation des charges simplifiées.**

Deux types de chargement peuvent se présenter :

1er Cas : Chargement triangulaires :

Moment fléchissant : $L_m = 0,333 \times L_x$.

Effort tranchant : $L_t = 0,25 \times L_x$.

2ème Cas : Chargement trapézoïdale :

Moment fléchissant : $L_m = L_x \times \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{6}\right)$

Effort tranchant : $L_t = L_x \times \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{4}\right)$

❖ Pour les moments fléchissants :

$$Q_{Mu} = q_u \cdot L_m$$

$$Q_{Ms} = q_s \cdot L_m$$

❖ Pour les efforts tranchants :

$$Q_u = q_u \cdot L_t$$

$$Q_s = q_s \cdot L_t$$

VII.7.1 Détermination des charges :

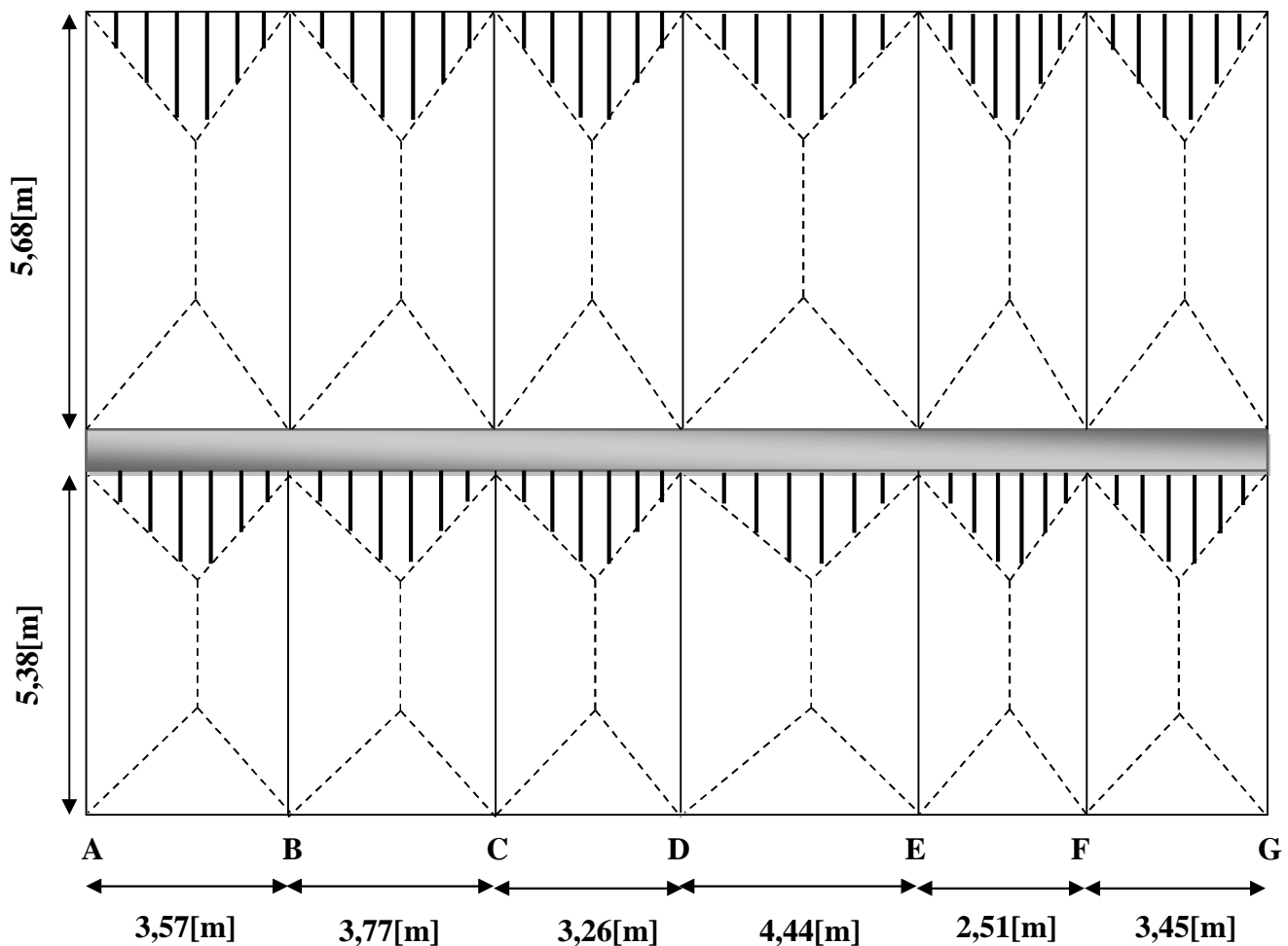
A L'ELU :

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} - \frac{G_{\text{nervure}}}{S_{\text{nervure}}} \right) = \left(191,39 - \frac{8011,69}{288,21} - \frac{1799,57}{79,98} \right) = 141,09 \text{ [KN/m}^2\text{]}.$$

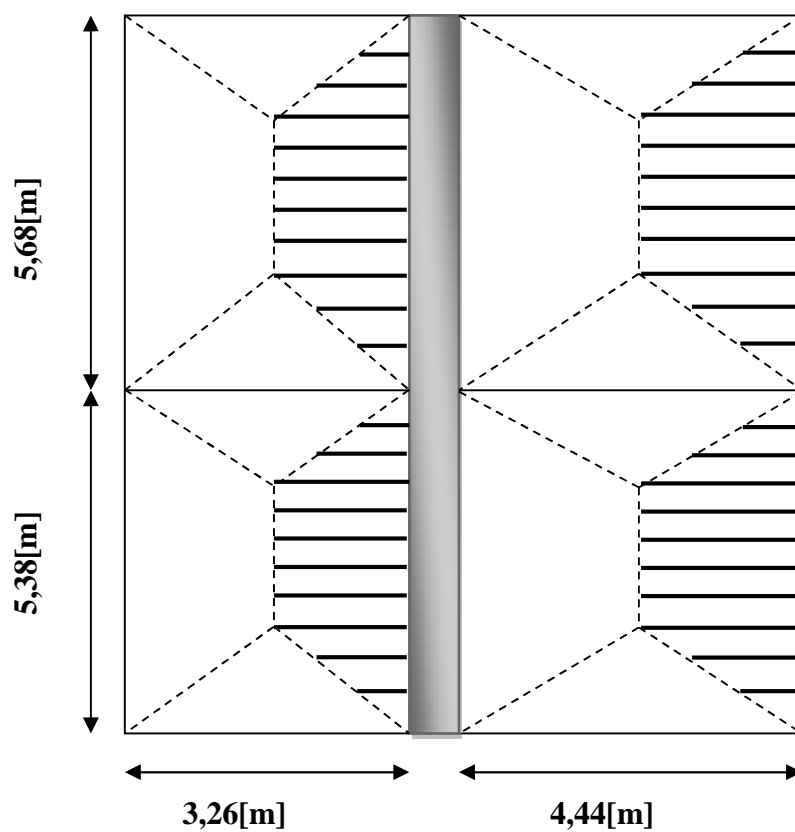
A L'ELS :

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} - \frac{G_{\text{nervure}}}{S_{\text{nervure}}} \right) = \left(143,58 - \frac{8011,69}{288,21} - \frac{1799,57}{79,98} \right) = 93,28 \text{ [KN/m}^2\text{]}.$$

Schéma statique de calcul :



Sen longitudinal (file 2).



Sens transversal (file 4).

➤ **Sens longitudinal (on a 3 files) :**

❖ **Calcul des charges (avec la file la plus sollicité file 2) :**

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	panneau	L_x [m]	L_y [m]	ρ_x	chargement	L_m [m]	L_t [m]	q_u [KN/m ²]	q_s [KN/m ²]	Q_u [KN/m]	$\sum Q_u$ [KN/m]	Q_s [KN/m]	$\sum Q_s$ [KN/m]	Q_u [KN/m]	$\sum Q_u$ [KN/m]	Q_s [KN/m]	$\sum Q_s$ [KN/m]
AB	1	3,57	5,38	0,66	Triangulaire	1,19	0,89	141,09	93,28	167,90	335,8	111,00	222,00	125,57	251,14	83,02	166,04
	2	3,57	5,68	0,63	Triangulaire	1,19	0,89	141,09	93,28	167,90		111,00		125,57		83,02	
BC	1	3,77	5,38	0,70	Triangulaire	1,26	0,94	141,09	93,28	177,77	355,54	117,53	235,06	132,62	265,24	87,68	175,36
	2	3,77	5,68	0,66	Triangulaire	1,26	0,94	141,09	93,28	177,77		117,53		132,62		87,68	
CD	1	3,26	5,38	0,61	Triangulaire	1,09	0,82	141,09	93,28	153,79	307,58	101,68	203,36	115,69	231,38	76,49	152,98
	2	3,26	5,68	0,57	Triangulaire	1,09	0,82	141,09	93,28	153,79		101,68		115,69		76,49	
DE	1	4,44	5,38	0,83	Triangulaire	1,48	1,11	141,09	93,28	208,81	417,62	138,05	276,1	156,61	313,22	103,54	207,08
	2	4,44	5,68	0,78	Triangulaire	1,48	1,11	141,09	93,28	208,81		138,05		156,61		103,54	
EF	1	2,51	5,38	0,47	Triangulaire	0,84	0,63	141,09	93,28	118,52	237,04	78,36	156,72	88,89	177,78	58,77	117,54
	2	2,51	5,68	0,44	Triangulaire	0,84	0,63	141,09	93,28	118,52		78,36		88,89		58,77	
FG	1	3,45	5,38	0,64	Triangulaire	1,15	0,86	141,09	93,28	162,25	324,5	107,27	214,54	121,34	242,68	80,22	160,44
	2	3,45	5,68	0,61	Triangulaire	1,15	0,86	141,09	93,28	162,25		107,27		121,34		80,22	

➤ Sens transversal (on a 7 files) :

❖ Calcul des charges (avec la file la plus sollicitée file 4) :

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	panneau	L_x [m]	L_y [m]	ρ_x	chargement	L_m [m]	L_t [m]	q_u [KN/m ²]	q_s [KN/m ²]	Q_u [KN/m]	$\sum Q_u$ [KN/m]	Q_s [KN/m]	$\sum Q_s$ [KN/m]	Q_u [KN/m]	$\sum Q_u$ [KN/m]	Q_s [KN/m]	$\sum Q_s$ [KN/m]
AB	1	3,26	5,38	0,61	trapézoïdal	1,43	1,33	141,09	93,28	201,76	443,02	133,39	292,9	187,65	393,64	124,06	260,25
	2	4,44	5,38	0,83	trapézoïdal	1,71	1,46	141,09	93,28	241,26		159,51		205,99		136,19	
BC	1	3,26	5,68	0,57	trapézoïdal	1,45	1,37	141,09	93,28	204,58	454,31	135,26	300,37	193,29	410,57	127,79	271,44
	2	4,44	5,68	0,78	trapézoïdal	1,77	1,54	141,09	93,28	249,73		165,11		217,28		143,65	

VII.7.2 Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :(obtenu par le logiciel ETABS)

❖ **Sens longitudinal :**

A) Diagramme des moments fléchissant (ELU) :

Figure VII.6 Schéma statique et diagramme des moments fléchissant de la nervure à l'ELU.

B) Diagramme des moments fléchissant (ELS) :

Figure VII.7 Schéma statique et diagramme des moments fléchissant de la nervure à l'ELS.

C) Diagramme des efforts tranchants (ELU) :



Figure VII.8 Diagramme des efforts tranchant à L'ELU.

❖ Sens transversal :

e) Diagramme des moments fléchissant (ELU) :

Figure VII.9 Schéma statique et moments fléchissant de la nervure à l'ELU.

f) **Diagramme des moments fléchissant (ELS) :**



Figure VII.10 Schéma statique et moments fléchissant de la nervure à l'ELS.

G) Diagramme des efforts tranchants (ELU) :

Figure VII.11 Diagramme des efforts tranchant à L'ELU.

VII.7.3 Sollicitation maximale :

• **Sens longitudinal :**

$$M_{t\max} = 495,43 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{a\max} = 546,12 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{ts\max} = 327,54 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{asmax} = 361,06 \text{ [KN. m]}$$

$$T_{umax} = 703,13 \text{ [KN]}$$

• **Sens transversal :**

$$M_{tumax} = 631,14 \text{ [KN. m]}$$

$$M_{aumax} = 1255,29 \text{ [KN. m]}$$

$$M_{tsmax} = 417,28 \text{ [KN. m]}$$

$$M_{asmax} = 829,95 \text{ [KN. m]}$$

$$T_{umax} = 1185,32 \text{ [KN]}$$

VII.8 Le ferrailage :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$$b = 55 \text{ [cm]}, h = 120 \text{ [cm]}, d = 115 \text{ [cm]}, f_{bc} = 14,2 \text{ [MPa]}, \sigma_{st} = 348 \text{ [MPa]}$$

❖ **Exemple de calcul :**

$$M_{tumax} = 495,43 \text{ [KN. m]} \quad ; \quad M_{aumax} = -546,12 \text{ [KN. m]}$$

• **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{546,12 \times 10^6}{550 \times 1150^2 \times 14,2} = 0,052 < 0,392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,052 \longrightarrow \beta = 0,973$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{546,12 \times 10^6}{0,973 \times 1150 \times 348 \times 100} = 14,02 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA16} + 5\text{HA14} = 17,75 \text{ [cm}^2\text{]}$$

		M [KN.m]	μ	β	A _{cal} [cm ²]	choix	A _{adop} [cm ²]
Sens longitudinal	Appui	546,12	0,052	0,973	14,02	5HA16+5HA14	17,75
	Travée	495,43	0,048	0,975	12,69	5HA20	15,71
Sens transversal	Appui	1255,29	0,121	0,936	33,51	6HA20+2×6HA14	37,33
	travée	631,14	0,061	0,969	16,28	6HA20	18,85

Tableau VII.4 Ferrailage des nervures à L'ELU.

1) Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 550 \times 1150 \times 2,1}{400 \times 100} = 7,63 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

$$A_{adopté} = 17,75 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{min} = 7,63 \text{ [cm}^2\text{]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{adopté} = 15,71 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{min} = 7,63 \text{ [cm}^2\text{]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{adopté} = 37,33 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{min} = 7,63 \text{ [cm}^2\text{]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{adopté} = 18,85 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{min} = 7,63 \text{ [cm}^2\text{]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Contrainte de cisaillement :

$$T_{umax} = 703,13 \text{ [KN]}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{1,5}; 4 \text{ [MPa]}\right) = \min(2,5 \text{ [MPa]}; 4 \text{ [MPa]}) = 2,5 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{703,13 \times 10^3}{550 \times 1150} = 1,11 \text{ [MPa]} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ [MPa]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) Armatures transversales :

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ [mm]}$$

Soit le diamètre des armatures transversales $\emptyset = 8$ [mm]

On prend un cadre et un étrier de $\emptyset = 8$ [mm]

➤ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\emptyset_1 \right\} = \left\{ \frac{120}{4}; 12 \times 2 \right\} = 24 \text{ [cm]} \longrightarrow \text{Soit } S_t = 20 \text{ [cm]}$$

➤ **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{120}{2} = 20 \text{ [cm]} \longrightarrow \text{Soit } S_t = 20 \text{ [cm]}$$

d) Armatures transversales minimales :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 20 \times 55 = 3,3 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_t^{\min} = 3,3 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\text{Soit : } A_t = 8\text{HA}8 = 4,02 \text{ [cm}^2\text{]}$$

2) Vérification à l'ELS :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

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

➤ **Sens X-X :**

• **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{546,12}{361,06} = 1,51 \quad \text{Avec } \mu_u = 0,052 \longrightarrow \alpha = 0,0667$$

$$\alpha = 0,0667 \leq \frac{1,51-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,505 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **En travée :**

$$\gamma = \frac{495,43}{327,54} = 1,51 \quad \text{Avec } \mu_u = 0,048 \longrightarrow \alpha = 0,0615$$

$$\alpha = 0,0615 \leq \frac{1,51-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,505 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens Y-Y :**

➤ **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{1255,29}{829,95} = 1,51 \quad \text{Avec } \mu_u = 0,121 \longrightarrow \alpha = 0,1603$$

$$\alpha = 0,1603 \leq \frac{1,51-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,505 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En travée :**

$$\gamma = \frac{631,14}{417,28} = 1,51 \text{ Avec } \mu_u = 0,061 \longrightarrow \alpha = 0,0774$$

$$\alpha = 0,0774 \leq \frac{1,51-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,505 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

La condition est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton et de l'acier à l'ELS.

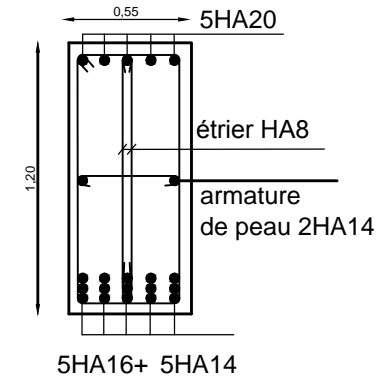
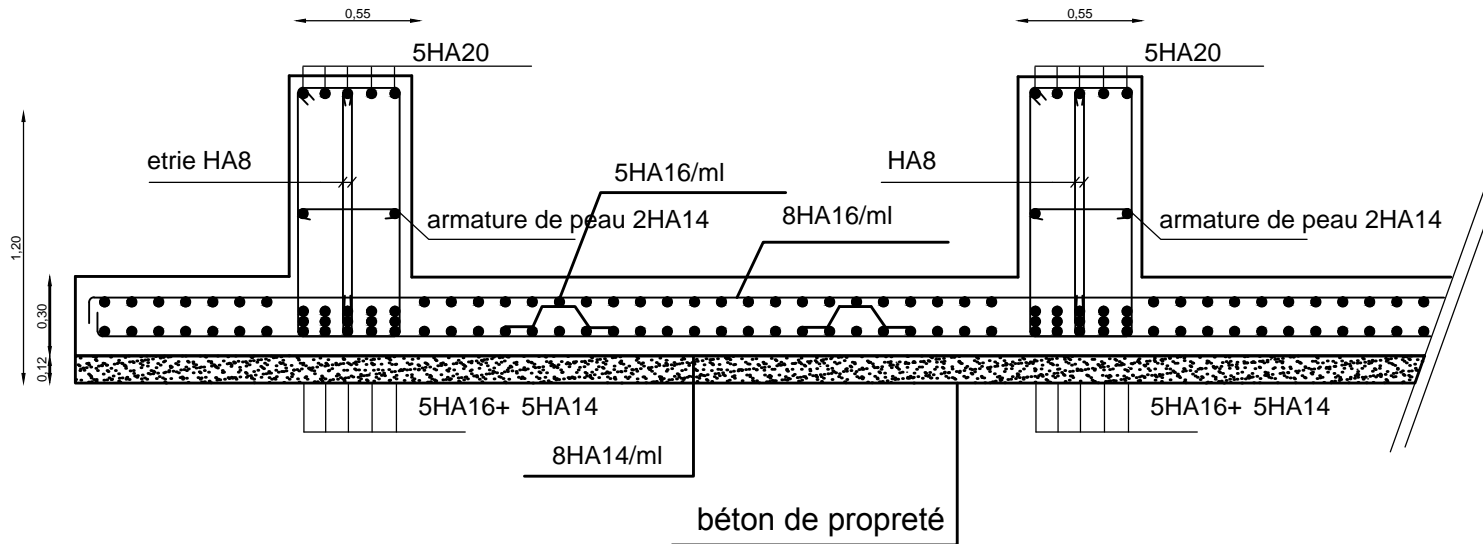
3) Les armatures de peau (BAEL/Art B.6.6 ,2) :

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur. Leur section est au moins égale à 3[cm²] par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction. Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 120[cm], la quantité d'armatures de peau nécessaire est :

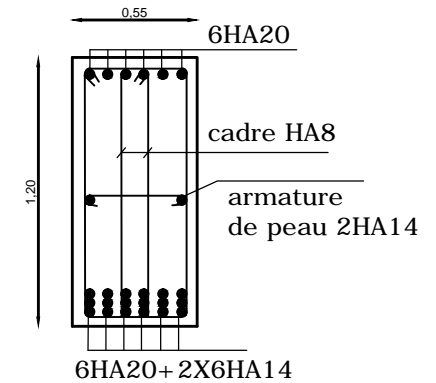
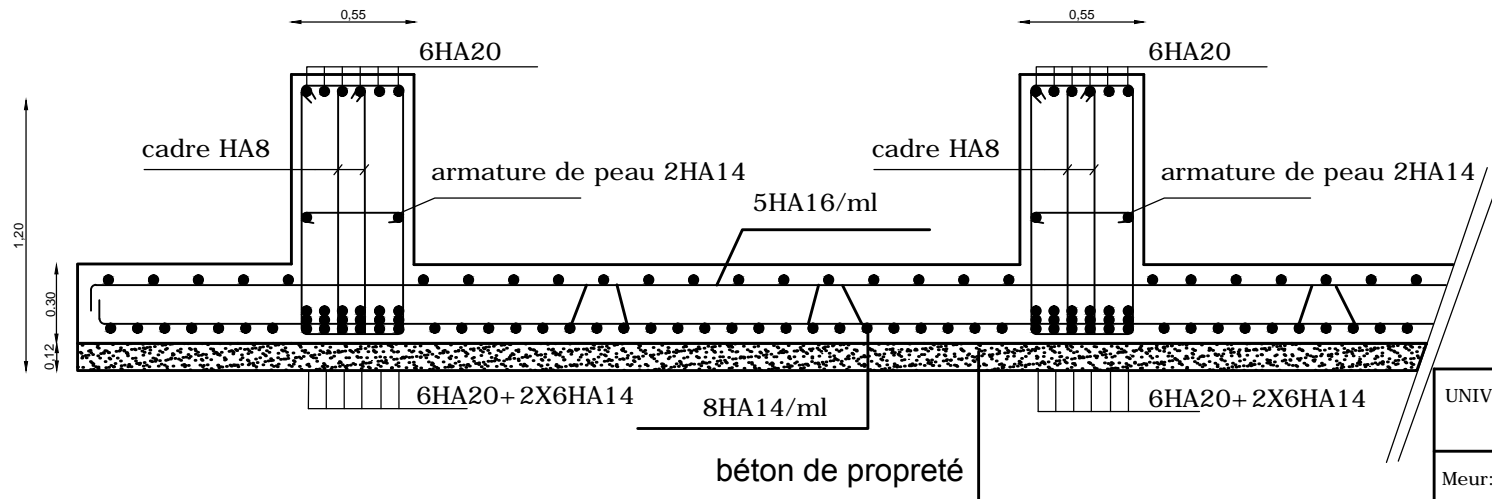
$$A_p = 3[\text{cm}^2/\text{ml}] = 3[\text{cm}^2] \text{ par paroi.}$$

$$\text{Soit : } 2\text{HA14} = 3,08 [\text{cm}^2]$$

Ferraillage du radier général Sens X-X



Ferraillage du radier général Sens y-y



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Meur: Messad Ahmed	Plan de ferraillage du radier général	plan :	
Melle: Morsli Nesrine		Promotion :	
Madamme: Chirifi		2017	

Conclusion générale

Conclusion Générale

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'une structure d'un bâtiment à usage d'habitation est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation, il nous a permis de toucher aux véritables difficultés que peut rencontrer un ingénieur en génie civil pour le choix du modèle de calcul à considérer.

Cette étude nous a permis d'enrichir nos connaissances sur les différentes étapes de calcul et de consacrer plus de temps à la réflexion.

Nous nous sommes attardées, après une étude d'un système en portiques seul, à rechercher la meilleure position des voiles qui accompagne ces derniers notamment en évitant la torsion dans les deux premiers modes.

Avec ce choix de système de contreventement toutes les vérifications ont été satisfaites notamment les déplacements.

Concernant le ferrailage des éléments, on doit à chaque fois tenir compte des moments donnés par les combinaisons courantes et accidentelles pour ensuite ferrailer selon le cas le plus défavorable, et effectuer en suite les vérifications à l'ELS.

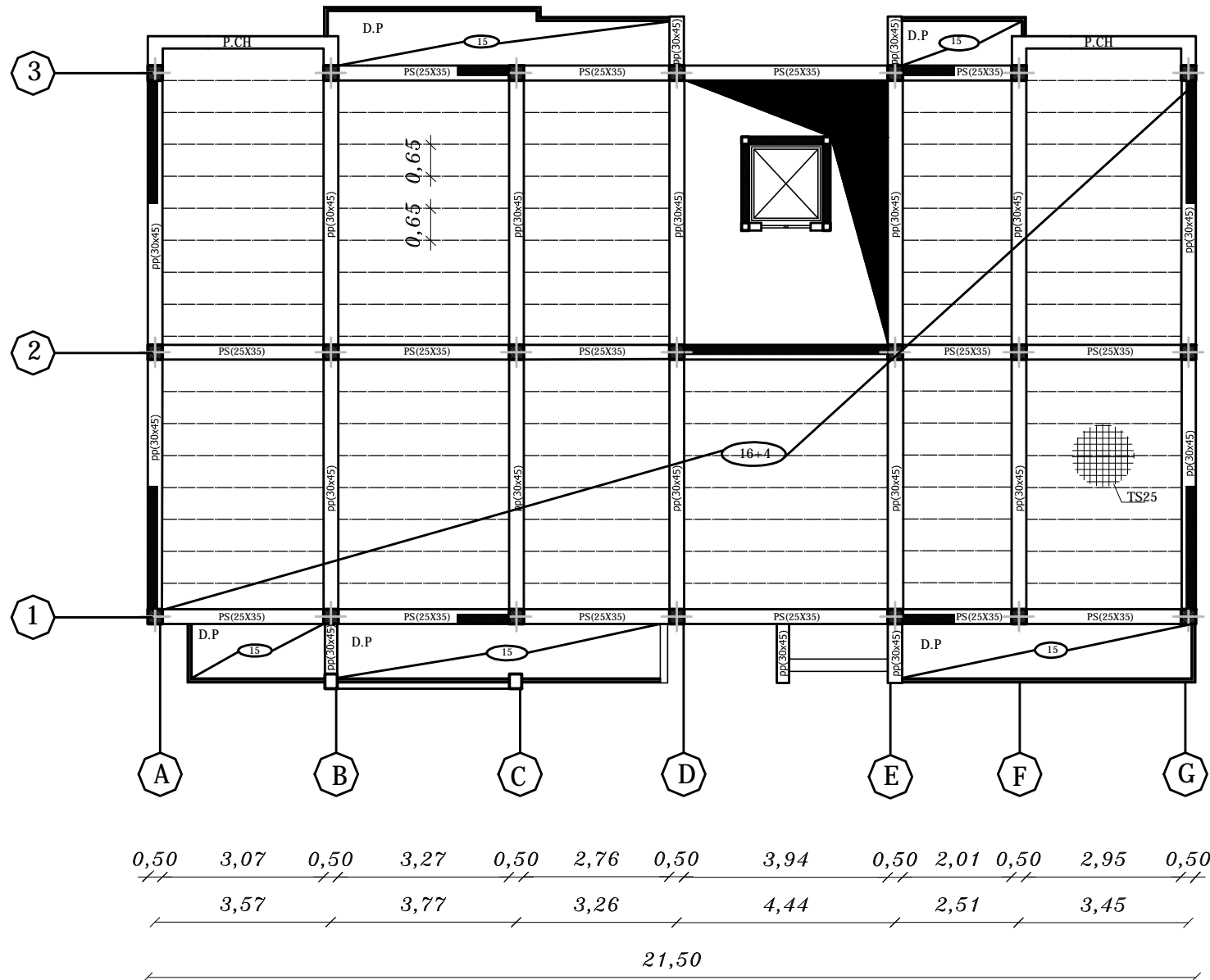
On a constaté que pour l'élaboration d'un projet de bâtiment, l'ingénieur en génie civil ne doit pas se baser uniquement sur le calcul théorique mais il doit aussi tenir compte du côté de la pratique.

Le résultat de cette étude reste l'élaboration de plans de coffrage et ferrailage que nous avons réalisés qui feront l'objet d'approbation par le CTC avant leur exécution sur chantier.



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Meur: Messad Ahmed	Plan de coffrage du plancher 1^{er} étage	plan :	
Melle: Morsli Nesrine		Promotion :	
Madamme: Chirifi		2017	

11,56
5,38
4,88
0,50
0,50
5,18
0,50



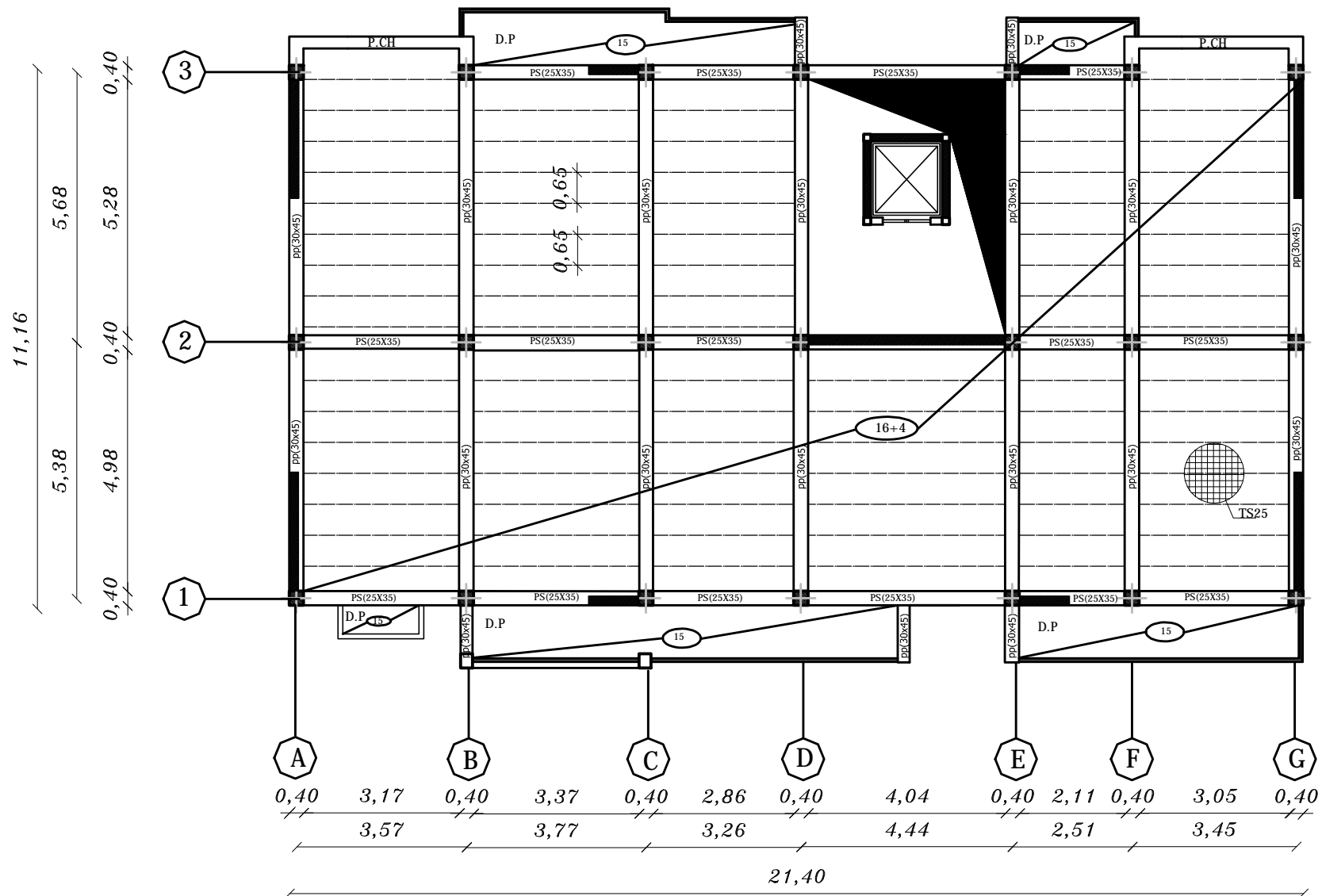
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Meur: Messad Ahmed	Plan de coffrage du plancher 2° étage		plan :
Melle: Morsli Nesrine			Promotion :
Madamme: Chirifi			2017



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Meur: Messad Ahmed	Plan de coffrage du plancher 3°,5° étage	plan :	
Melle: Morsli Nesrine		Promotion :	
Madamme: Chirifi		2017	



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Meur: Messad Ahmed	Plan de coffrage du plancher 4° étage		plan :
Melle: Morsli Nesrine			Promotion :
Madamme: Chirifi			2017



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Meur: Messad Ahmed	Plan de coffrage du plancher 7 et 8° étage		plan :
Melle: Morsli Nesrine			Promotion :
Madamme: Chirifi			2017



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Meur: Messad Ahmed	Plan de coffrage du plancher 6° étage	plan :	
Melle: Morsli Nesrine		Promotion :	
Madamme: Chirifi		2017	

Références Bibliographiques

❖ Références bibliographiques

- Règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003.
- Règles BEAL 91 modifiées 99, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états -limites.
- Document Technique Réglementaire DTR B.C.2.2, Charges permanentes et charges d'exploitation.
- Formulaire de Béton armé (Tomes1 et 2 de Victor DAVIDOVICI).
- Calcul des ouvrages en béton armé (M.BELAZOUGUI).
- Cours et TD (Béton, MDS et RDM).
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.