

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



Mémoire de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme de master en génie civil
Option : construction civil et industriel (CCI)

THEME

**Etude d'un bâtiment (R+11+2 SOUS- SOL)
à usage multiple, Contreventé par voiles
en béton armé avec l'application de l'ETABS**

Dirigé par :

M^r ILLOULI

Etudié par :

M^r : KHIDAS Arezki.

M^{me} : DJEDDI Farida.

M^{elle} : SADOU Nouara.

Promotion 2013/2014

Remerciements

Au terme de ce modeste travail, nous remercions avant tout Allah de nous avoir gardés en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude. Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre encadreur M^r ILOULI, qui nous a témoigné de sa confiance et de son aide scientifique et qui par son expérience et ses compétences, nous a transmis sa passion pour le calcul des Structures en Béton Armé.

Dédicaces

Je dédié ce travail à :

- + Ames très chers parents qui m'ont guidé durant les moments Les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes Côté et m'a soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a Sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, Merci mes parents.*
- + A mes très chers frères et sœurs.*
- + A toute ma famille sans exception.*
- + A mes camarades M^{me} Farida et Arezki et toute leur famille.*
- + A tous mes amis(es) et a tous ceux qui me connaissent de proche ou de loin.*
- + Et, à toute la promotion Génie Civil 2013-2014.*

S.Nouara

Dédicaces

Je dédie ce travail à :

- + Ames très chers parents qui m'ont guidé durant les moments Les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes Coté et m'a soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a Sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, Merci mes parents.*
- + A mes très chers frères*
- + A toute ma famille sans exception.*
- + A mes camarades M^{me} Farida et Nouora et toute leur famille.*
- + A tous mes amis(es) et a tous ceux qui me connaissent de proche ou de loin.*
- + Et, à toute la promotion Génie Civil 2013-2014.*

KH.Arezki

Dédicaces

Je dédié ce travail à :

- + Ames très chers parents qui m'ont guidé durant les moments Les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes Coté et m'a soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a Sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, Merci mes parents.*
- + A mon mari et sa famille.*
- + A mes très chers frères et sœurs*
- + A toute ma famille*
- + A mes camarades Nouara et Arezki et toute leur famille.*
- + A tous mes amis(es) et a tous ceux qui me connaissent de proche ou de loin.*
- + Et, à toute la promotion Génie Civil 2013-2014.*

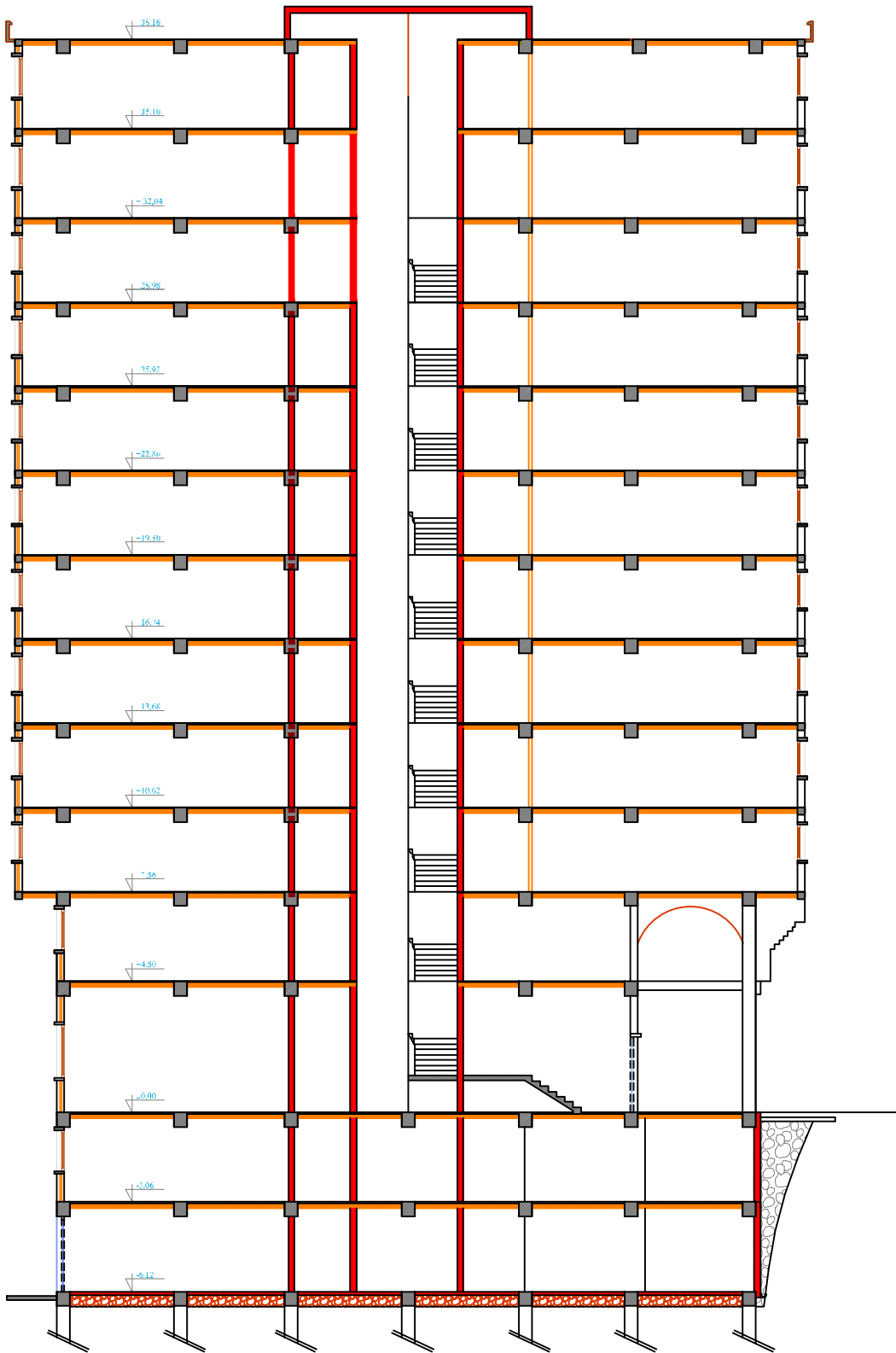
DJ.Farida

Sommaire

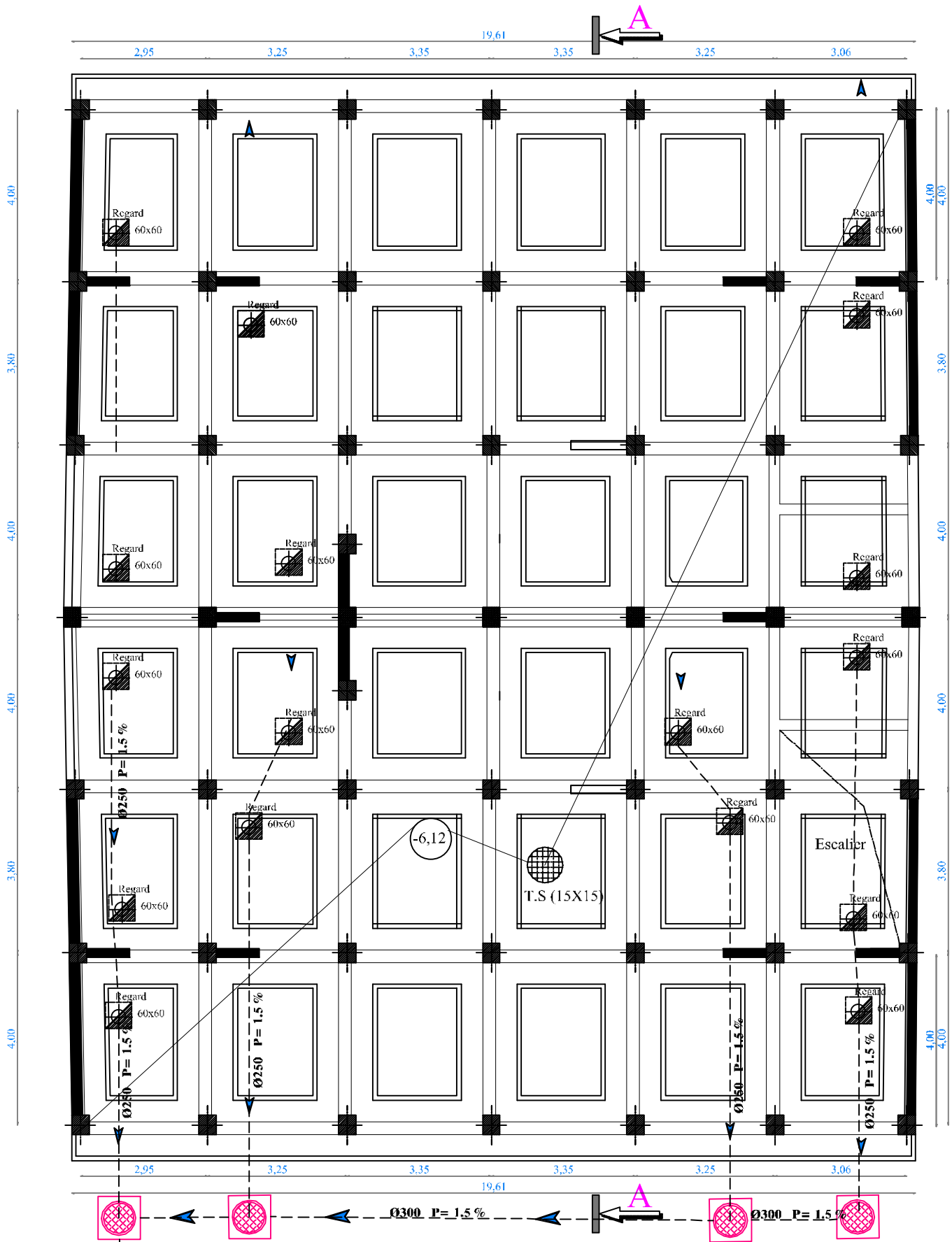
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....	01
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.....	10
Chapitre III : Calcul des éléments.....	25
III.1 : Calcul de L'acrotère.....	25
III.2 : Calcul des planchers.....	30
III.3 : Calcul des escaliers.....	51
III.4 : Calcul des balcons.....	86
III.5 : Calcul de la poutre de chaînage.....	90
III.6 : calcule de la salle machine.....	96
Chapitre IV : Etude de contreventement.....	108
Chapitre V: modélisation de structure	121
Chapitre VI : Vérification des résultats.....	136
Chapitre VII : Ferrailage de la structure	145
❖ Poutre	
❖ Poteaux	
❖ voile	
Chapitre VIII: Etude de mur plaque.....	188
Chapitre IX : Etude de l'infrastructure.....	194
Conclusion	
Bibliographie	



Façade Principale

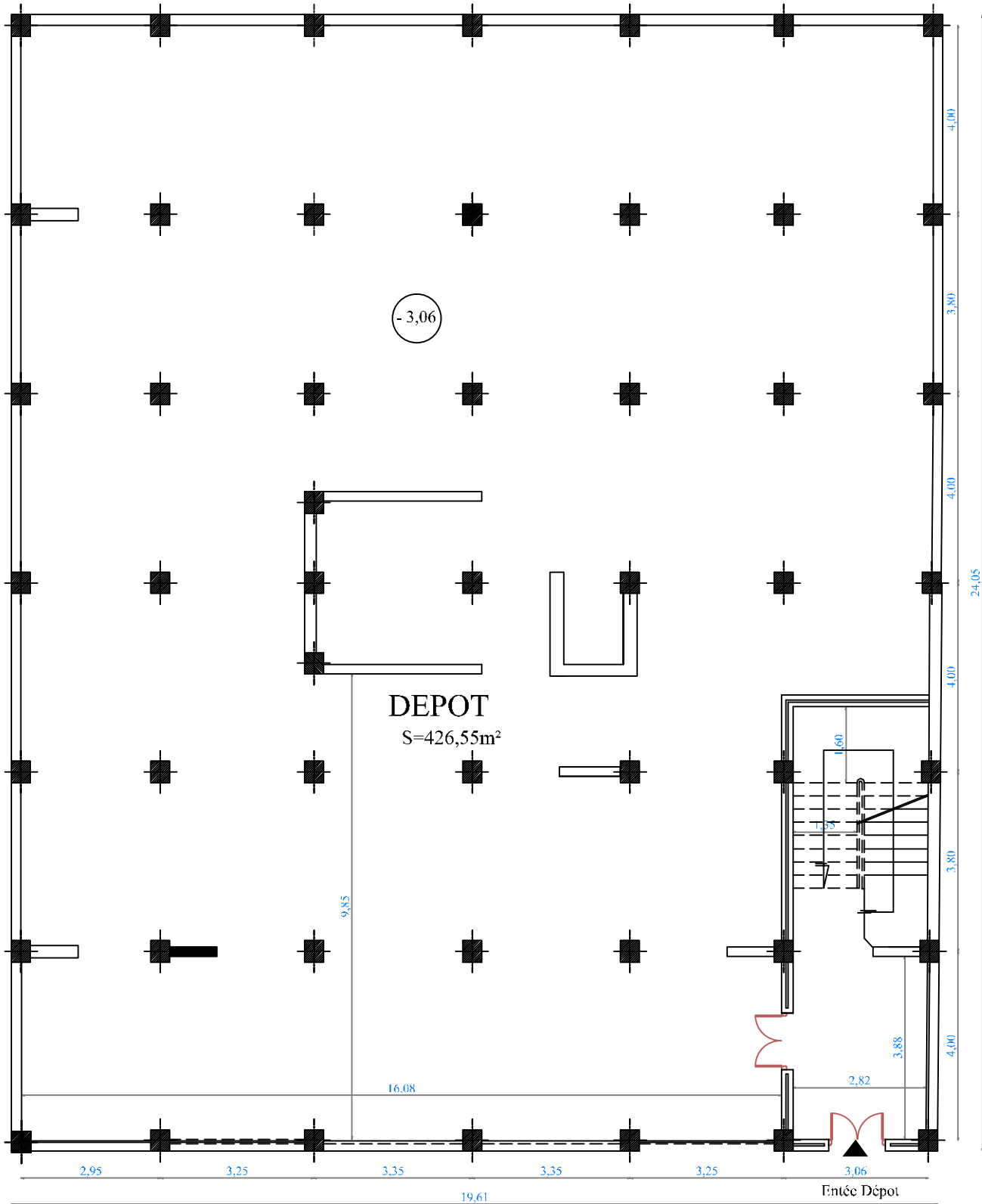
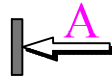


Coupe A-A

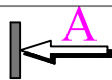


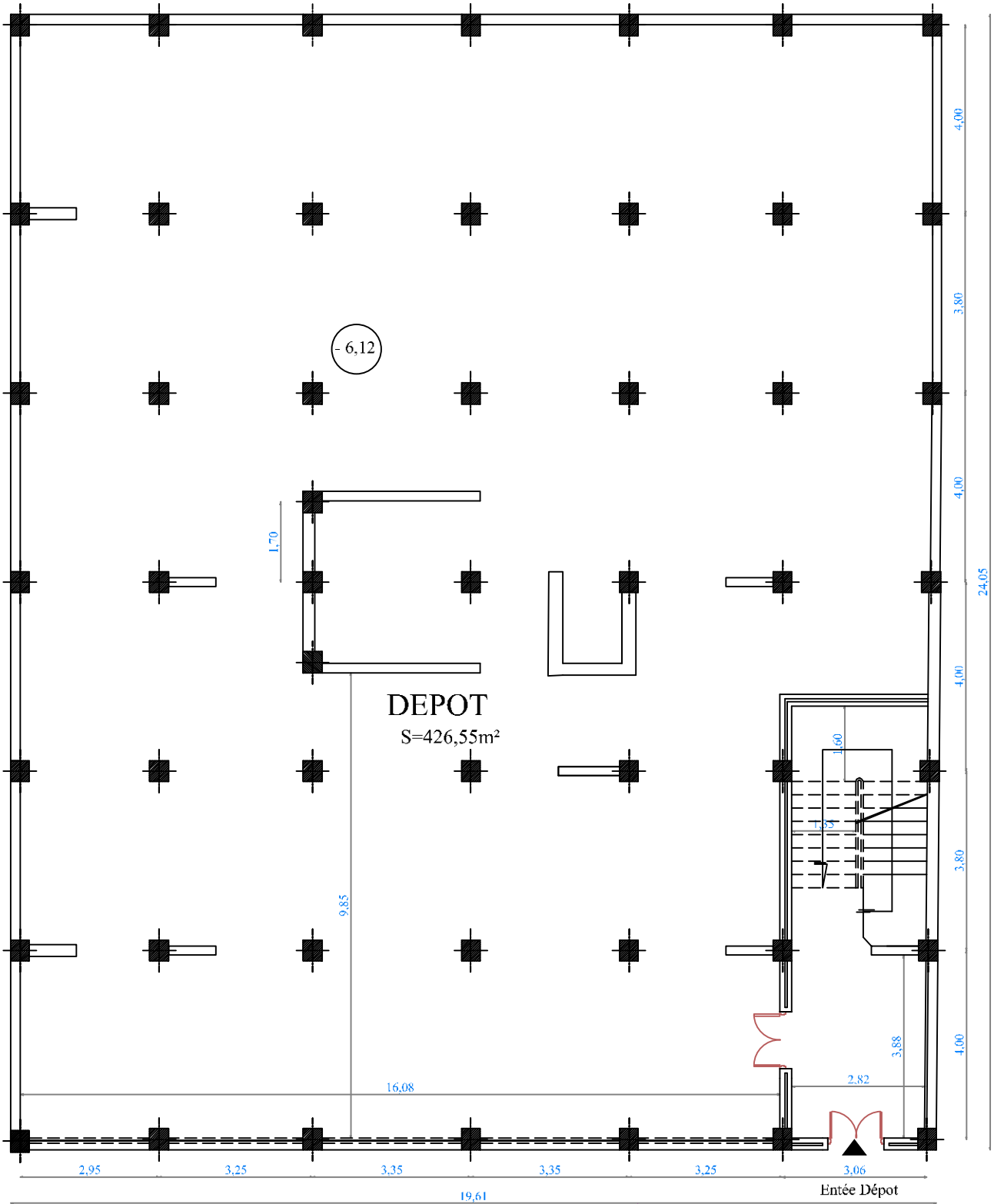
Plan de Fondations

VERS COLLECTEUR PRINCIPAL
1:0.122873

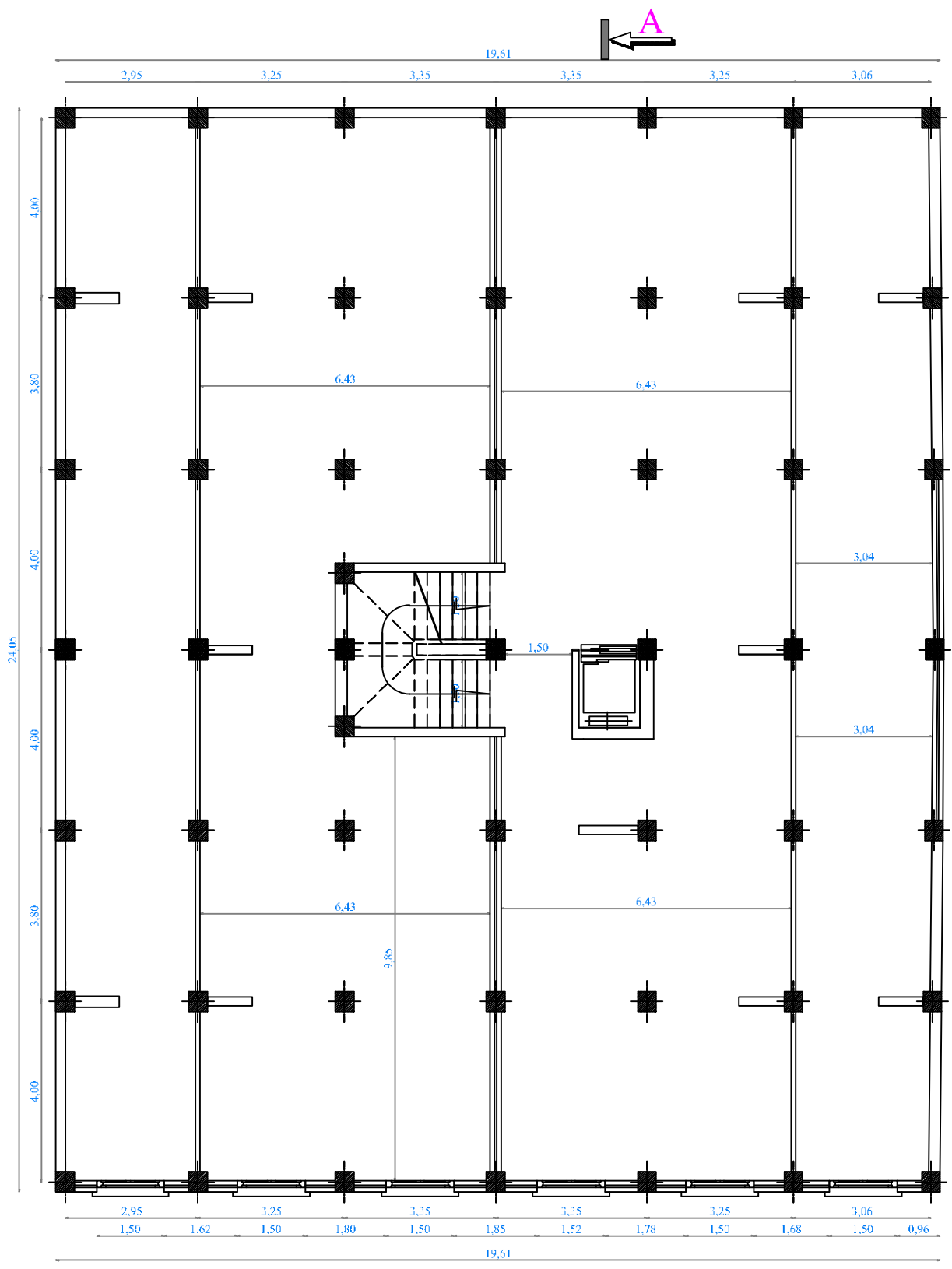


Plan Sous Sol 01

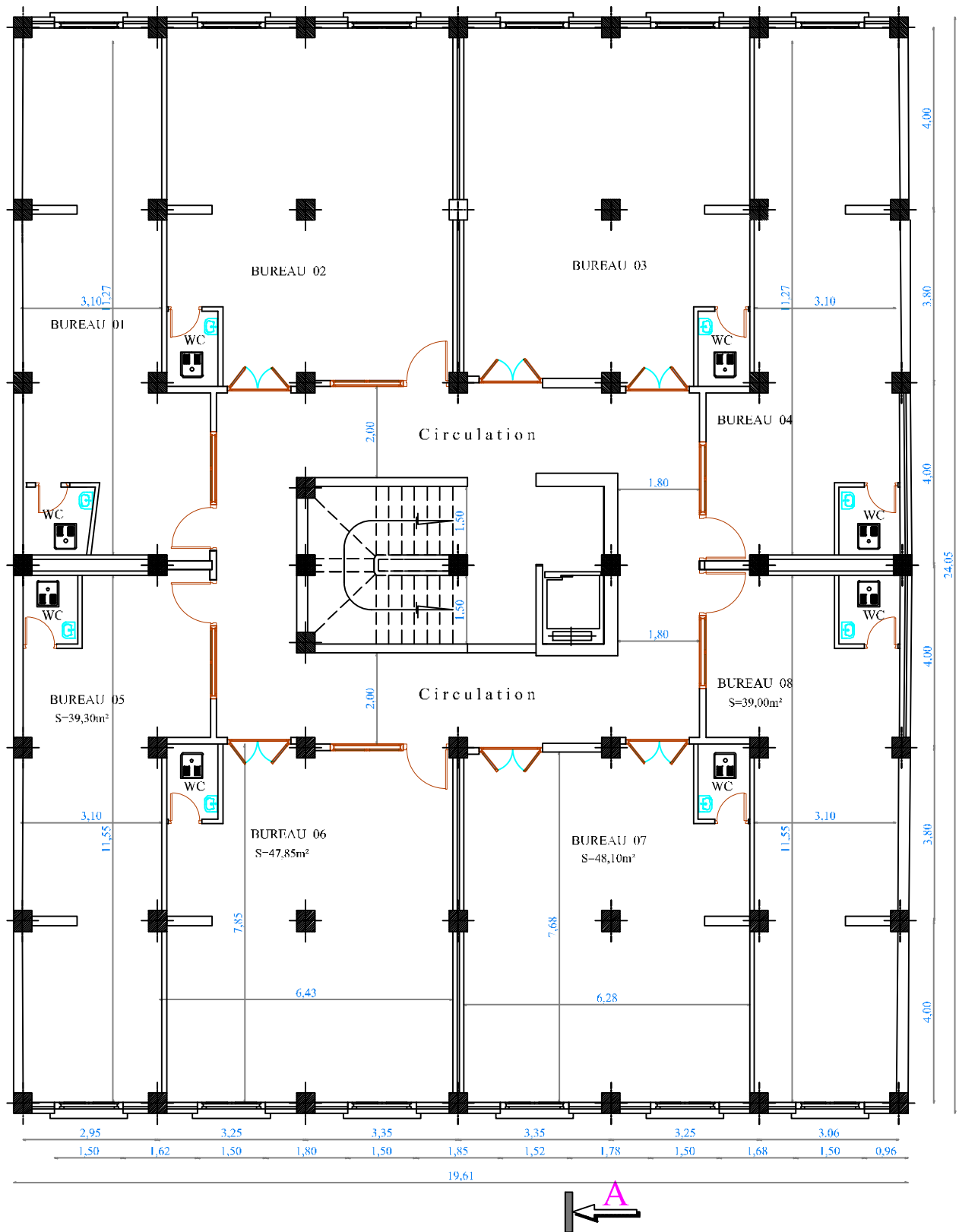




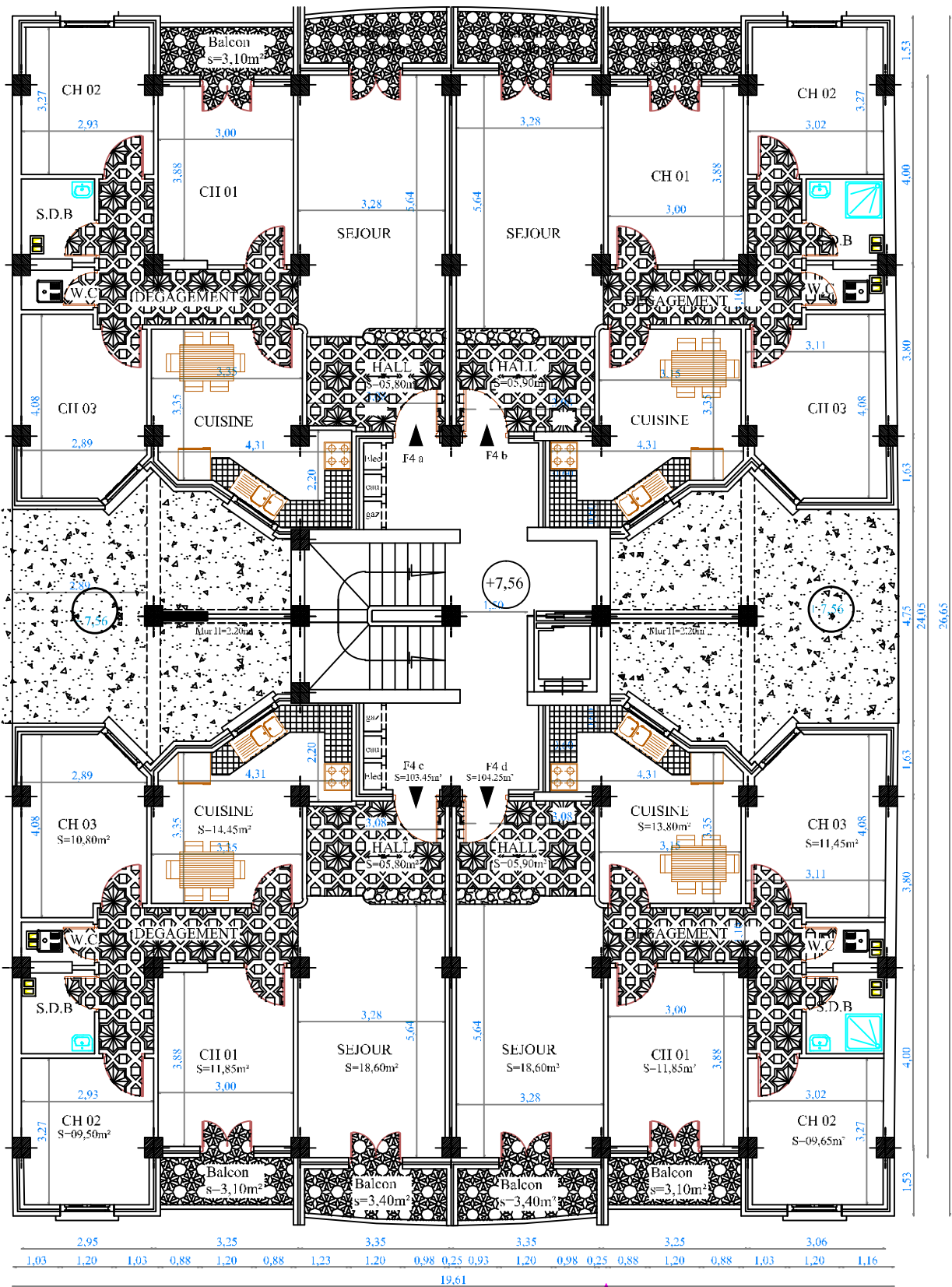
Plan Sous Sol 02



Plan R - D - C

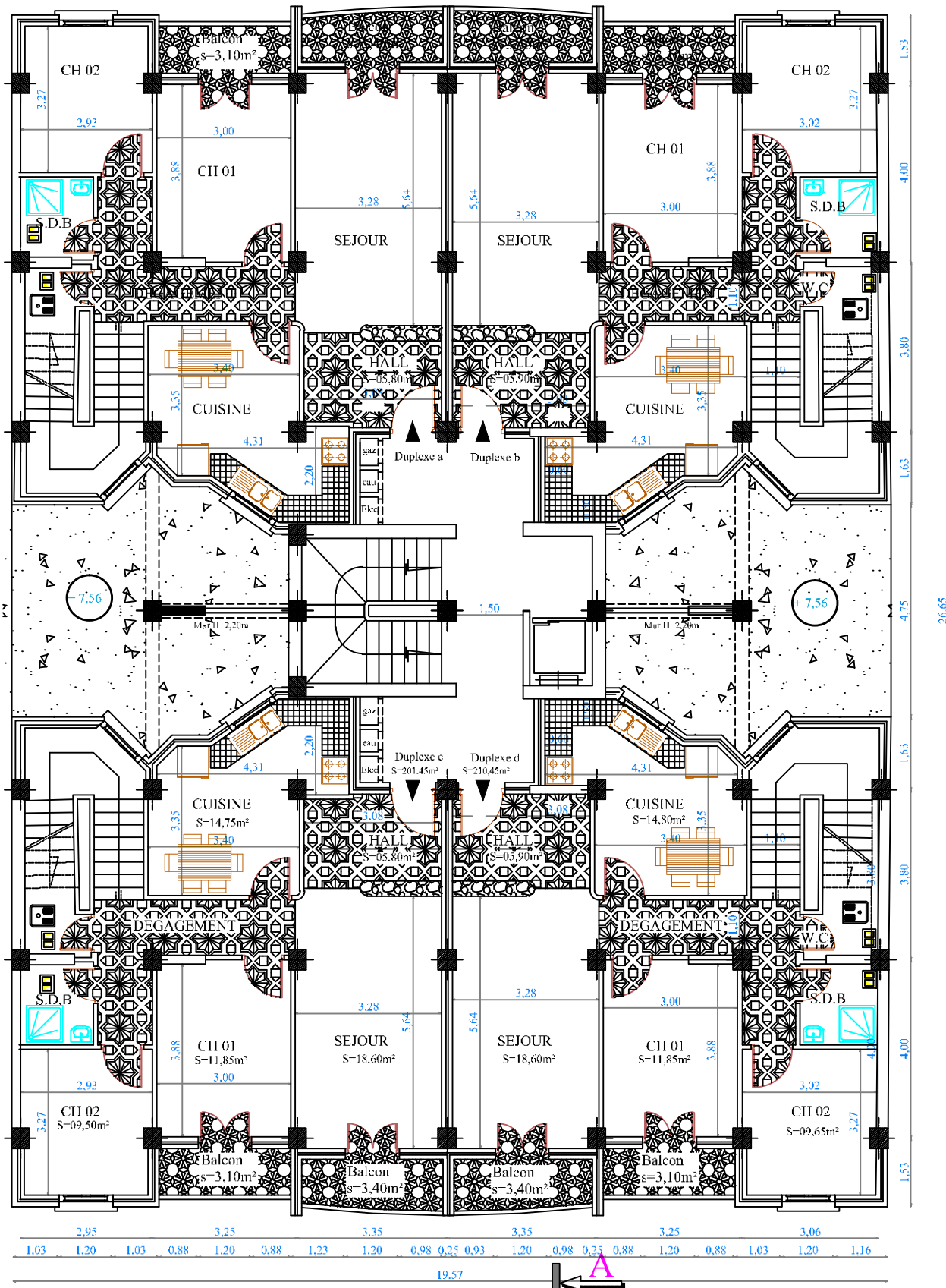


Plan Etage de Service

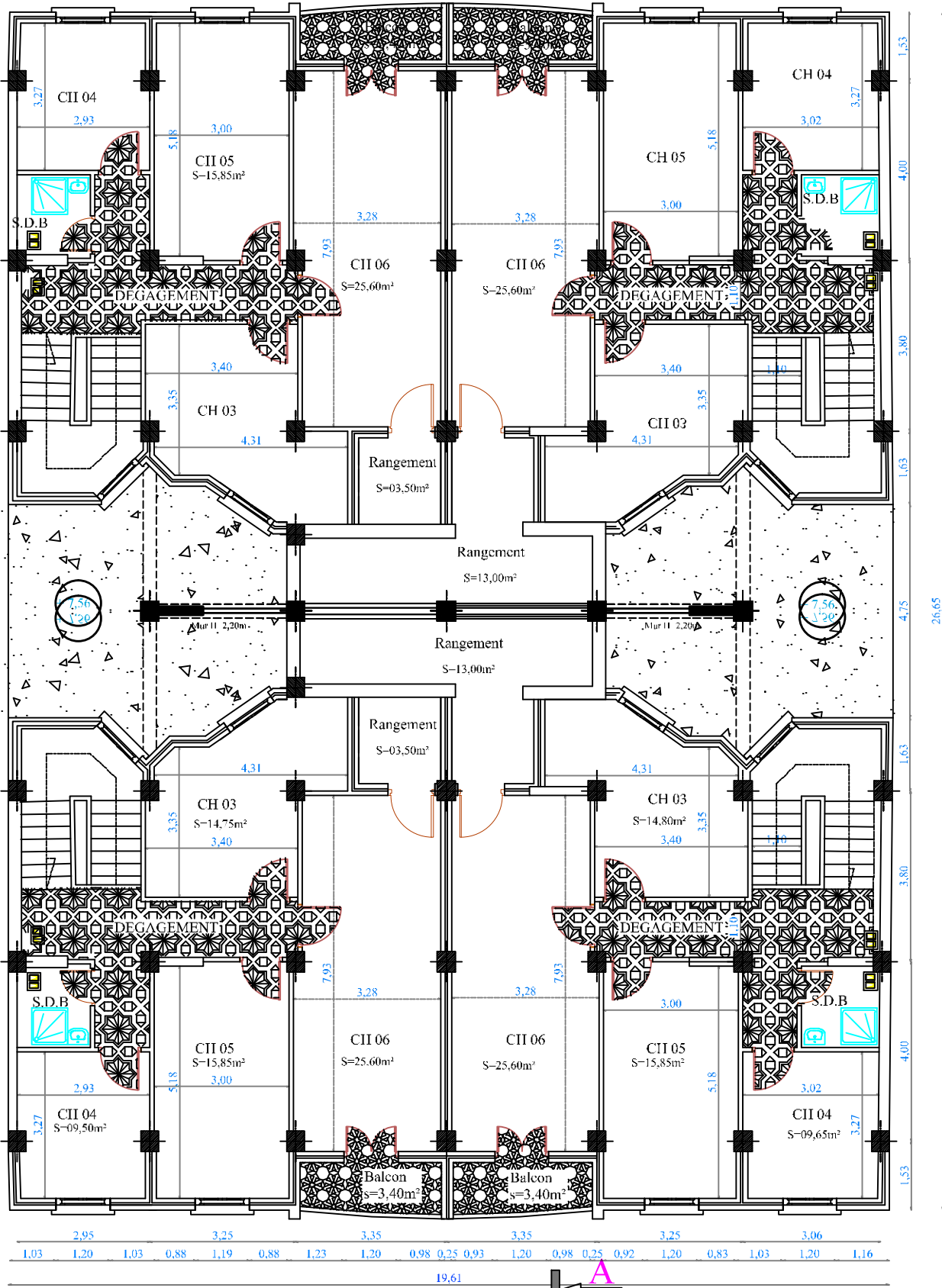


Plan Etage Courant

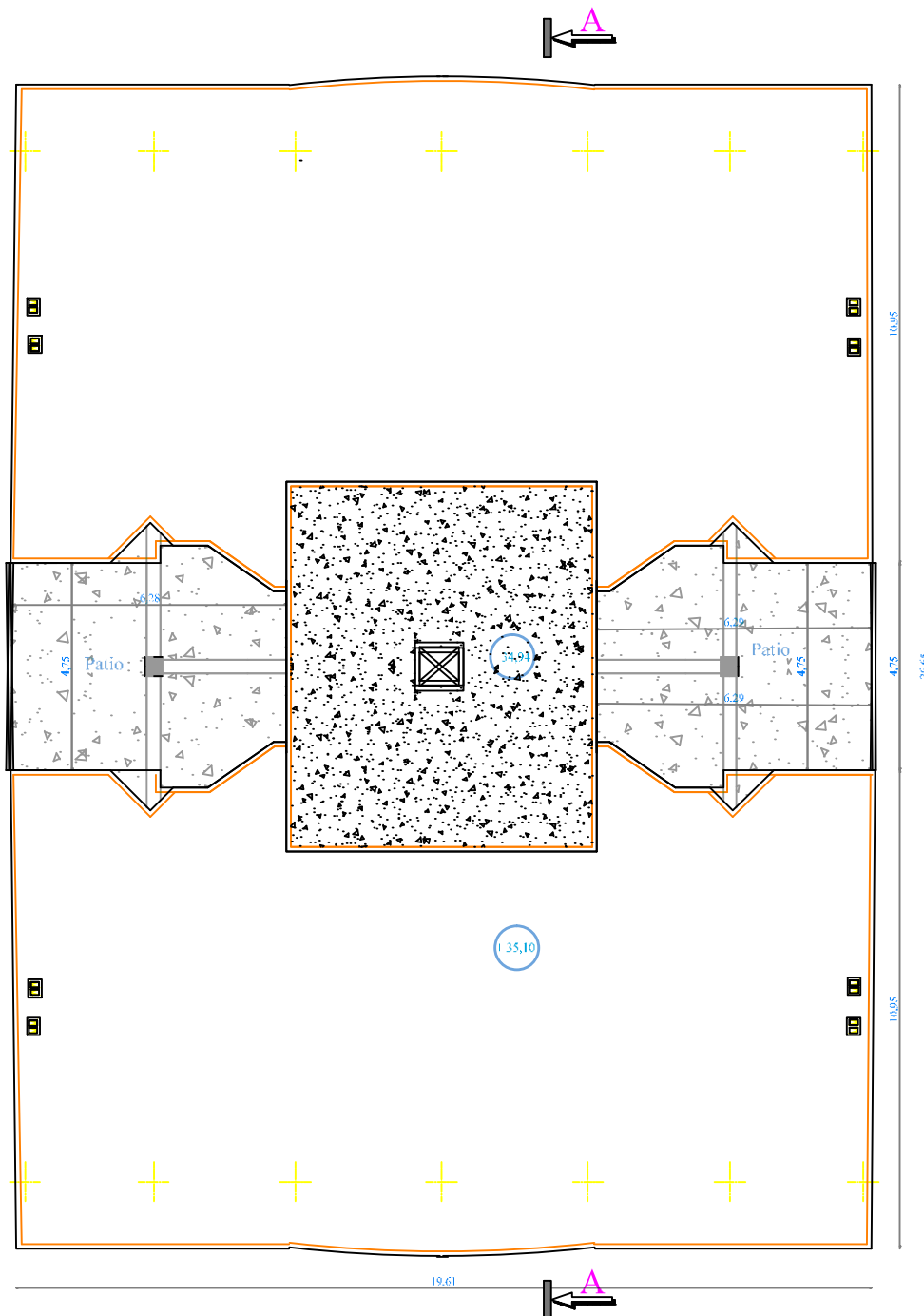




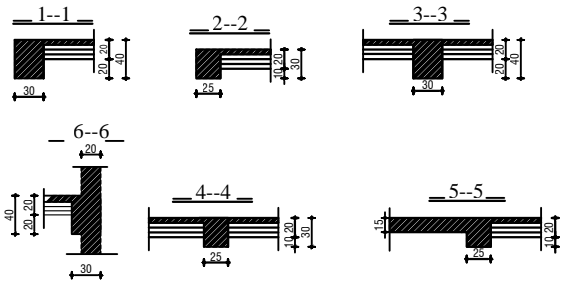
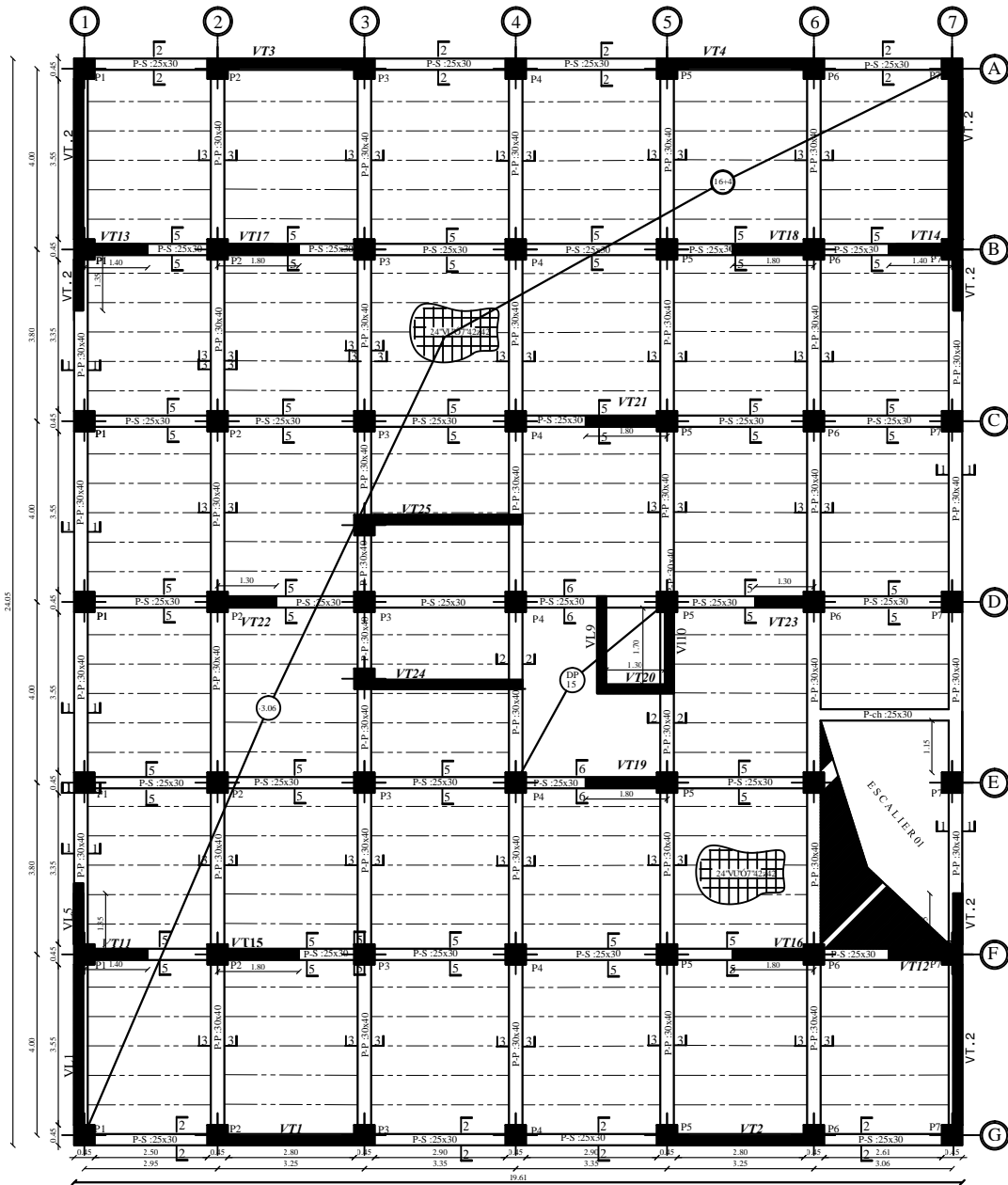
Plan Etage 09 (Duplexe)



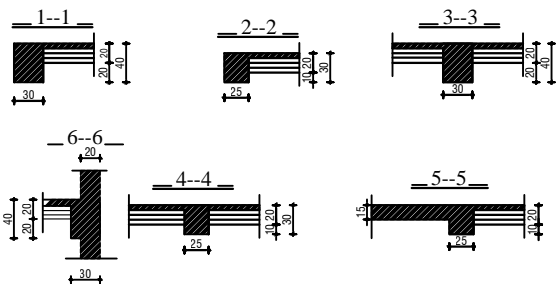
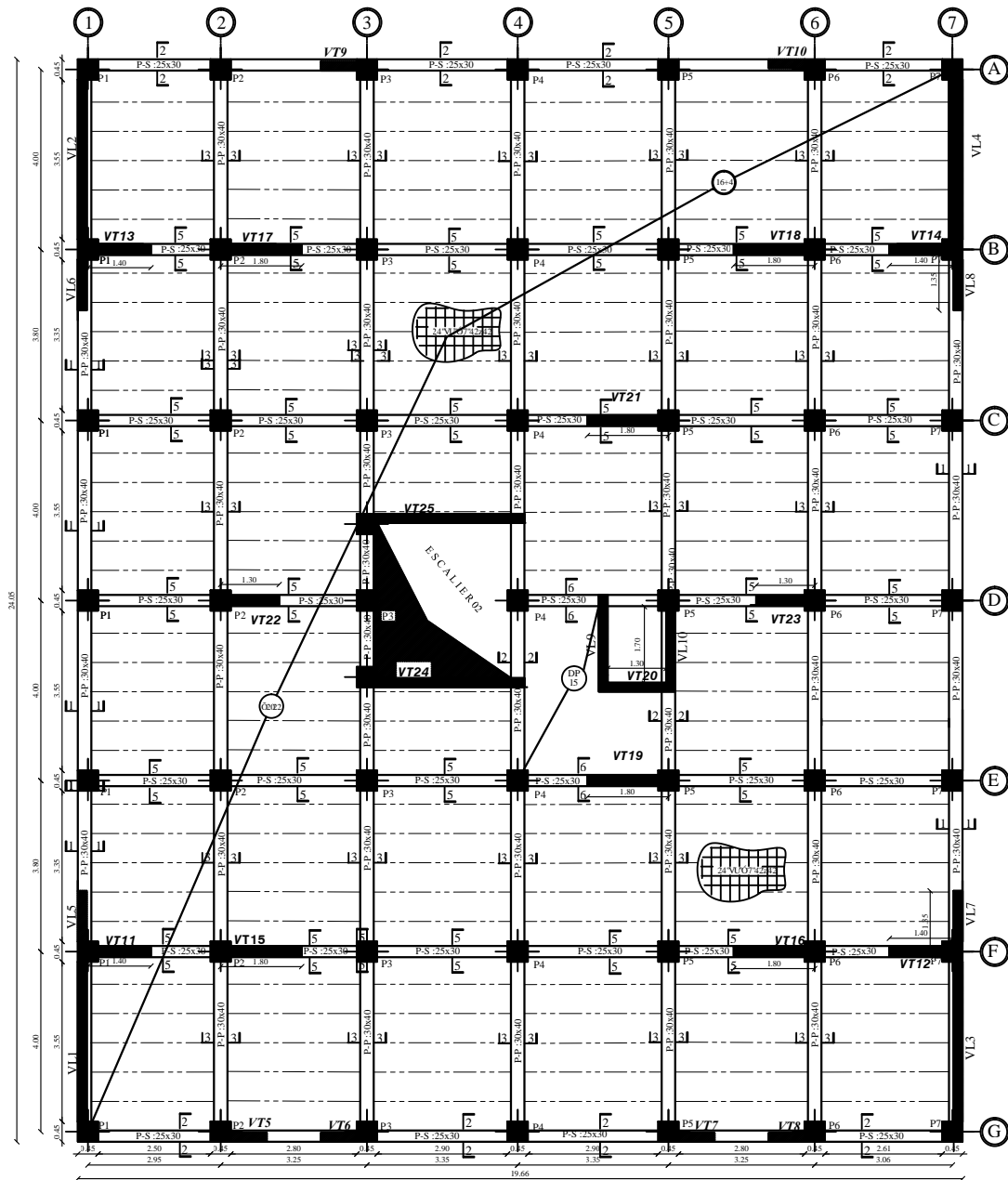
Plan Etage en Attique(Duplexe)



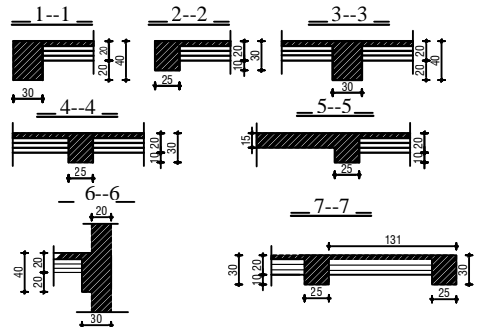
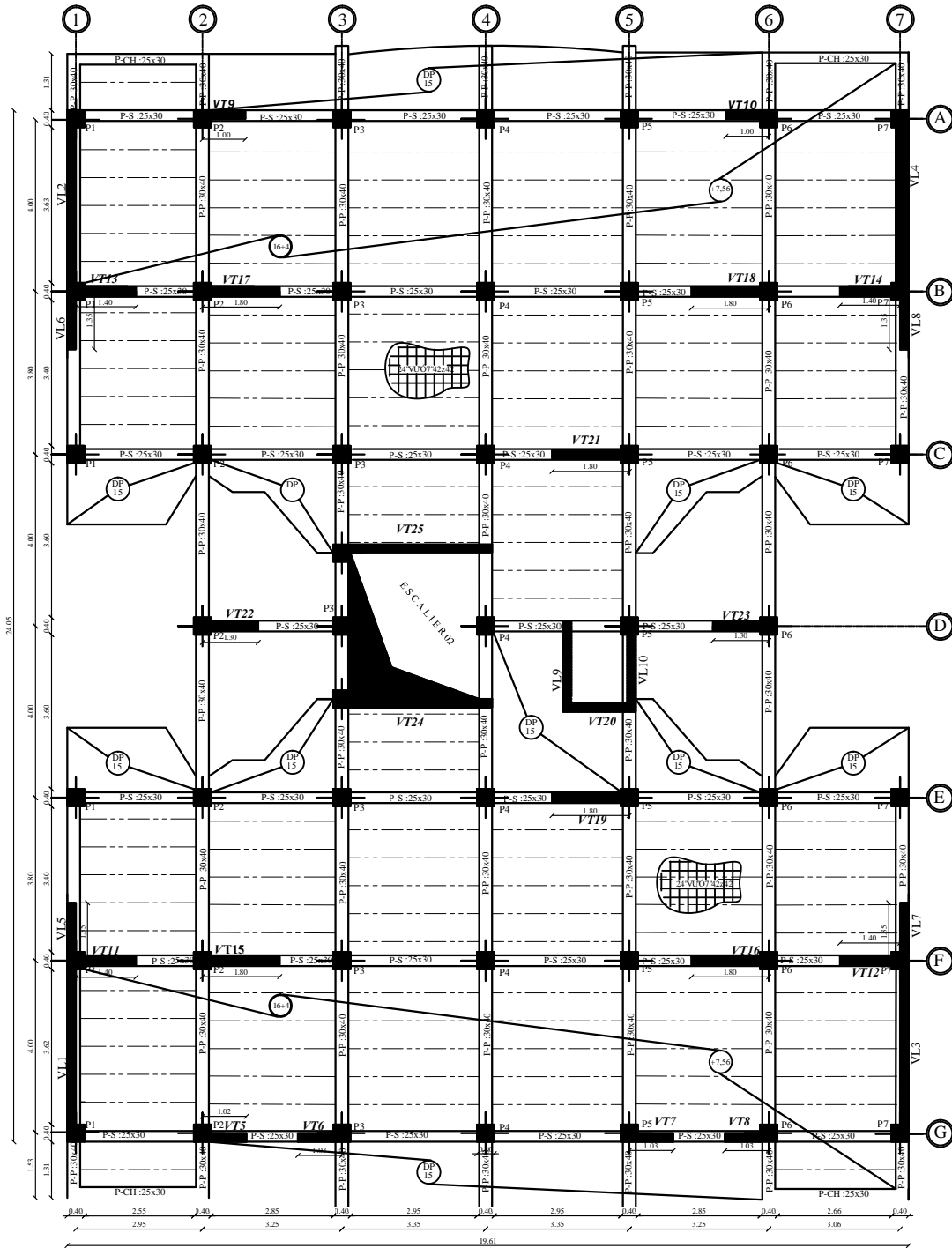
Plan Terrasse



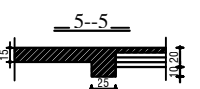
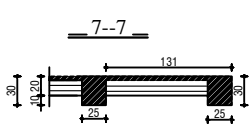
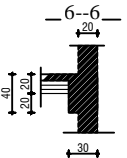
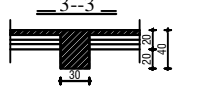
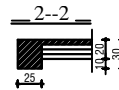
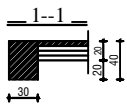
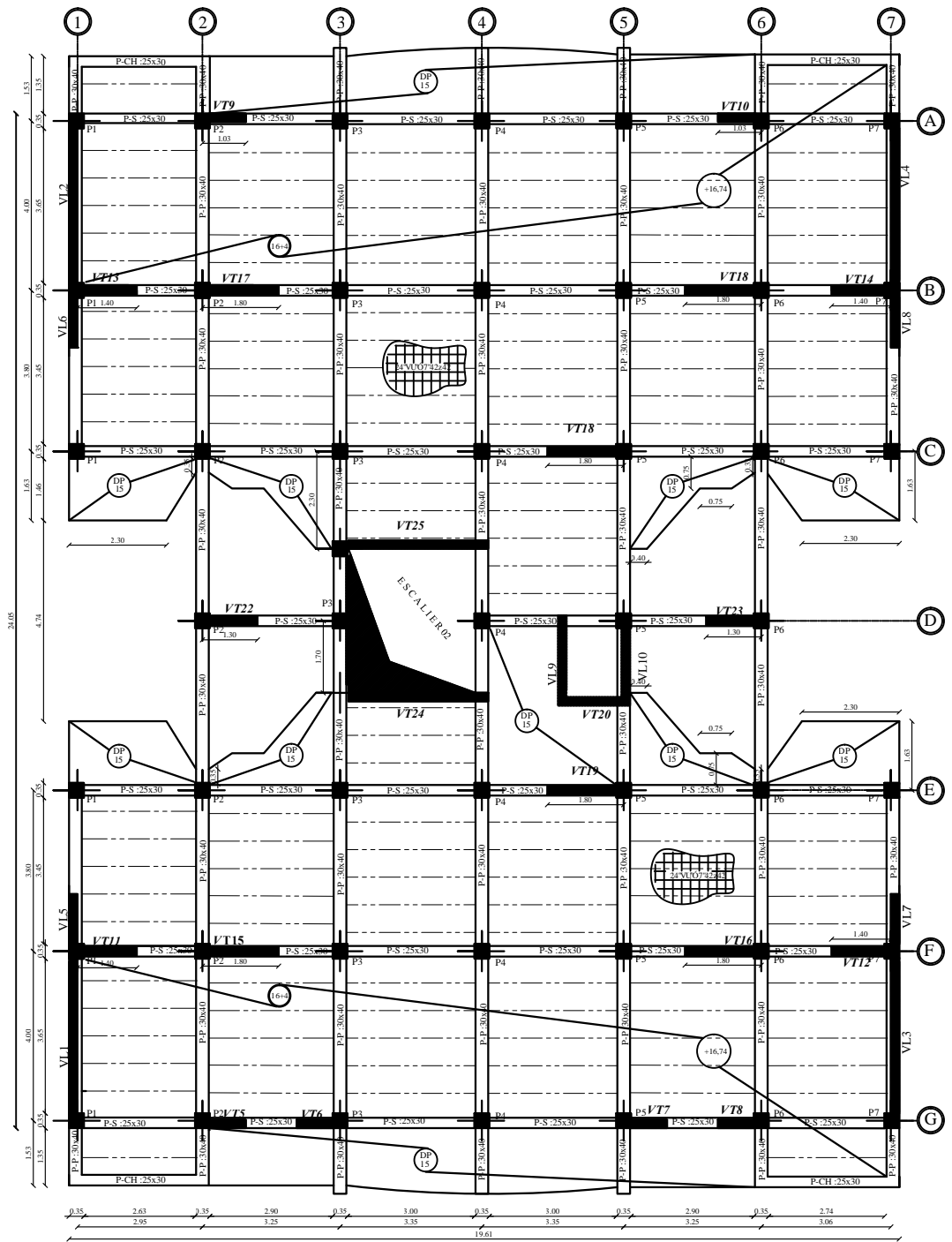
REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU	
ETUDIER PAR: KHIDAS Arezki SADOU Nouna DJEDDI Farida	TITRE: Plan de coffrage de plancher 2 S-Sol
DIRIGER PAR: Mr ILLLOULI Said	Echelle:
Planche N°: 02	
Promotion: 2013-2014	



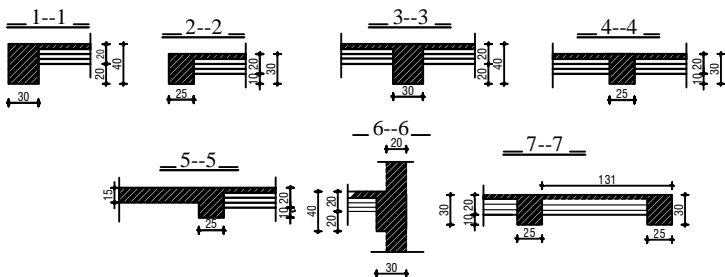
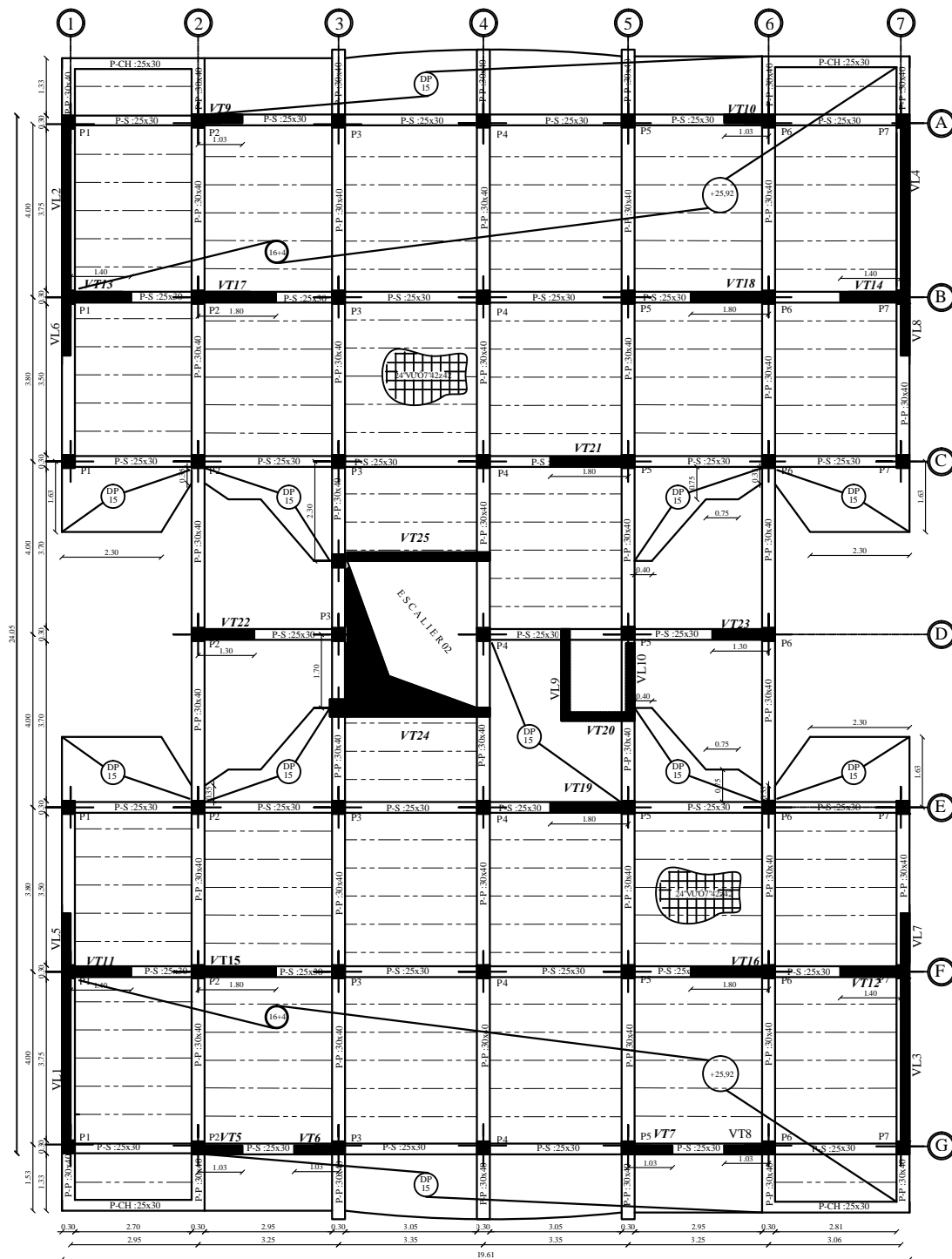
REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU	
ETUDIER PAR: KHIDAS Arezki SAOUD Nouara DJEDDI Farida DIRIGER PAR: Mr ILLOULI Said	TITRE: Plan de coffrage plancher RDC, 1er etage Echelle:
Planche N°: 02	
Promotion: 2013-2014	



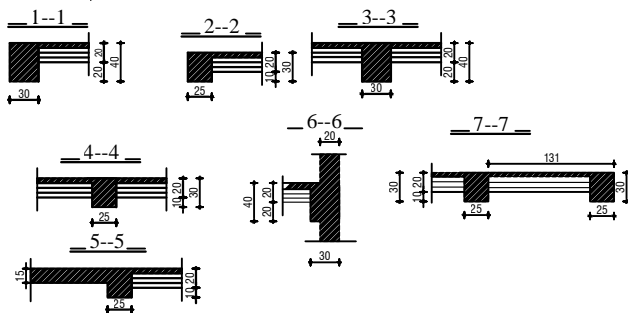
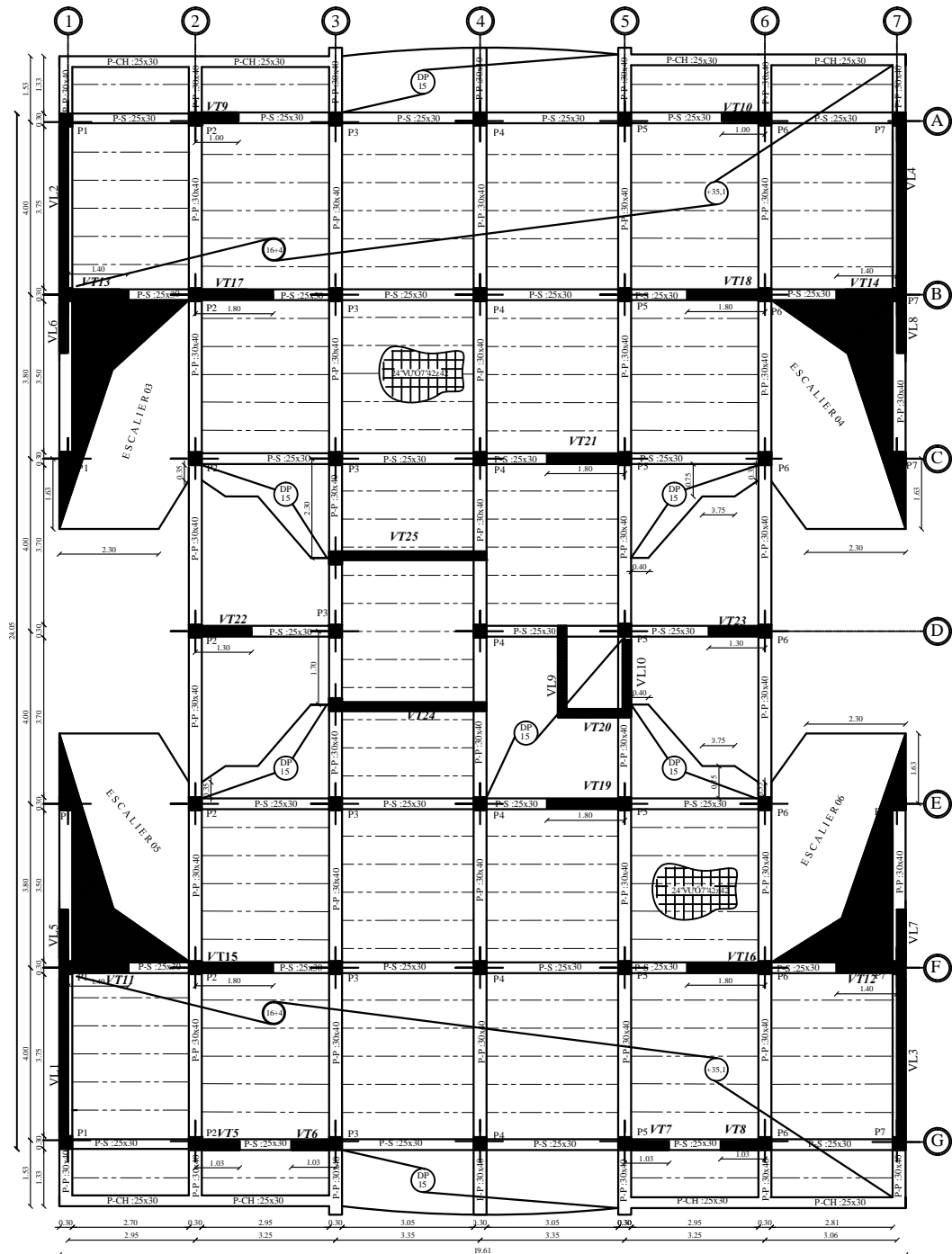
REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU	
ETUDIER PAR: KHIDAS Arezki SADOU Nouara DJEDDI Farida	TITRE: Plan de coffrage plancher 2,3,4eme etage
DIRIGER PAR: Mr ILLOULI Said	Echelle:
Planche N°: 02	
Promotion: 2013-2014	



REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU	
ETUDIER PAR: KHIDAS Arezki SADOU Nourra DJEDDI Farida	TITRE: Plan de coffrage plancher 5,6,7eme etage
DIRIGER PAR: Mr ILLOULI Saïd	Echelle:
Planche N°: 02	
Promotion: 2013-2014	



REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
UNIVERSITE MOULOUZ MAMMERI DE TIZI-OUZOU	
ETUDIER PAR: KHIDAS Arezki SADOU Nouara DJEDDI Farida	TITRE: Plan de coffrage plancher 8,9,10eme etage Echelle:
Planche N°: 02	
Promotion: 2013-2014	



REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI-OUZOU	
ETUDIER PAR: KHIDAS Arezki SADOU Nouara DJEDDI Farida	TITRE: Plan de coffrage plancher 1 ^{er} eme etage
<i>Echelle:</i>	
Planche N°: 02	
Promotion: 2013-2014	

Introduction

INTRODUCTION GENERALE

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

La première partie qui est l'étude de la superstructure, consiste à calculer les éléments de la structure en utilisant des méthodes appropriées aux calculs des éléments (portiques, voiles, planchers...) et tout en respectant les exigences du règlement du béton aux états limites (BAEL) et de règlement parasismique algérien (RPA), afin que chaque élément puisse répondre aux fonctions pour les quelles il est conçu. Il s'avère que le calcul manuel de ces éléments rend la tâche longue, difficile et fait aboutir à des résultats moins proches de la réalité, mais aujourd'hui, il existe des logiciels tels que ETABS, SAP2000, ROBOT... permettant non seulement de réduire considérablement le temps de travail mais aussi d'aboutir à des résultats satisfaisants.

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

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

Chapitre 1

Présentation et description de l'ouvrage

I-Introduction :

L'étude des ouvrages en Génie Civil nous incite à faire un calcul de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage étudié et la sécurité des personnes pendant et après la réalisation tout en minimisant le coût.

Pour cela nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien RPA99 (2003) et les règlements du béton aux états limites CBA93.

I-1- Présentation de l'ouvrage :

Le projet que nous étudions nous à été confié par un bureau d'étude.

Il consiste à calculer les éléments résistants d'un bâtiment(R+11+2sous-sol) à ossature mixte, contreventée par des voiles et portiques. Cet ouvrage est composé d'un deux sous-sol et d'un rez-de -chaussée à usage commercial, d'un étages de service et de dix étages d'habitations.

Ce bâtiment est implanté dans la wilaya de Tizi-Ouzou, classé selon le règlement parasismique algérien (**RPA99 version.2003**) comme étant une zone de moyenne sismicité (**zone IIa**).

Le sol sur lequel est construit l'ouvrage est un sol meuble avec une contrainte admissible égale à 3,33 bars.

I-1-1-Caractéristiques géométrique de l'ouvrage :

Cette étude se fera en considérant les caractéristiques suivantes :

- Hauteur totale.....38,16m
- Hauteur du RDC.....4, 50m
- Hauteur du deux sous-sol3, 06m
- Hauteur de l'étage de service (1^{er} étage).....3, 06m
- Hauteur d'étage courant.....3, 06m
- Largeur totale.....19,61m
- Longueur totale.....24,05m

I-1-2- La réglementation utilisée :

L'étude du présent ouvrage sera menée suivant les règles :

- Règles technique de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (**BAEL 91**).
- Règles parasismique algériennes (**RPA 99 modifié 2003**).
- Charges et surcharges d'exploitation (**DTR-BC-22**).

I-2-Eléments de l'ouvrage :

I-2-1-La superstructure :

C'est la partie de la construction située au-dessus du sol, elle contient plusieurs éléments qui sont :

- ❖ **L'ossature** : l'ossature est composée de portique (poteaux et poutres) et voile.
- ❖ **Planchers** : les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements charges et surcharges. Les planchers assurent deux fonctions principales :

1-La Fonction de résistance mécanique : les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, par rapport aux éléments verticaux, supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitation.

2-La fonction d'isolation : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages qui peuvent être assurés complémentirement par un faux-plafond et un revêtement de sol approprié.

Dans notre cas, deux types de planchers s'imposent :

a-Planchers en corps creux :

Ils sont constitués de corps creux et dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées, destinés aux planchers du RDC, sous-sol et des étages courants.

b-Planchers en dalle pleine :

Ils sont réalisés en béton armé coulé sur place, Ils sont prévus pour les balcons, et le planchers porteur de l'appareil de levage(ascenseur).

❖ **Maçonnerie :**

Il ya deux types de murs dans la structure

a-Mur extérieurs :

En double cloisons de (30cm) d'épaisseur (en brique creuse de 15cm pour les cloisons extérieures et 10cm pour les cloisons intérieures + une lame d'air de 5cm.

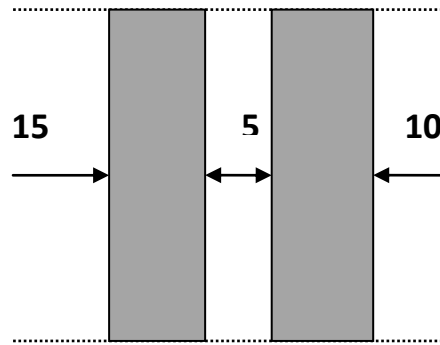


Figure. I-1 : schéma descriptif du mur extérieur.

b-Murs intérieurs :

En simple cloison de maçonnerie brique de 10cm d'épaisseurs.

❖ Escaliers :

L'ouvrage est muni d'une seule cage d'escaliers assurant l'accès aux différents niveaux.

Ce bâtiment va comporter un escalier droit à deux volées avec un palier de repos.

❖ La cage d'ascenseur :

C'est une salle machine qui se déplace d'un étage à un autre.

❖ Revêtements :

- Carrelage scellé pour les planchers et escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
- Mortier de ciment pour les murs de façades et les cages d'escaliers.
- Plâtre pour les cloisons intérieur et les plafonds.

❖ **Les voiles :** se sont des éléments rigide en béton armé, ils assurent d'une part le transfert des charges verticales et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontal.

❖ Système de coffrage :

on utilisera un coffrage en bois pour les poteaux et les poutres et un coffrage métallique pour les voiles.

I-2-2- l'infrastructure :

C'est la partie enterrée dans le sol qui transmet les charges et les surcharges de la construction au sol, le choix de types de fonction dépend de types du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I-3 ETATS LIMITES :

-On définit les états limites comme des états qui correspondent à diverse conditions de sécurité et de bon comportement en service, pour lesquels une structure est calculée.

-Etat limite ultime :

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité. Il correspond à l'un des états suivants :

- Etat limite ultime d'équilibre statique (stabilité).
- Etat limite ultime de la résistance.
- Etat limite ultime de stabilité de forme.

-Etat limite de service :

L'état limite de service est l'état au delà du quel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites, on distingue :

- Etat limite de résistance à la compression du béton (contrainte de compression limitée).
- Etat limite de déformation (pas de flèche excessive).
- Etat limite d'ouverture de fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

I-4-matériaux :

I-4-1-béton :

a-composition :

le béton est le matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables, de ciment, granulats et d'eau. Le béton armé est le matériau obtenue on enrobant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts de traction ou à renforcer le béton pour résister aux efforts de compression s'il ne peut pas à lui seul remplir ce rôle.

a-1-ciment :

Le (CPJ-CEMII /A42.5) (ciment portland composé de classe 425) et le liant le plus couramment utilisé, il sert à assurer une bonne liaison entre les granulats.

a-2-granulats :

Deux types de granulats participent dans la constitution du béton :

- Sable de dimension ($0 \leq D_s \leq 5$) mm.
- Gravier de dimension ($5 \leq D_g \leq 25$) mm.

a-3-Eau de gâchage :

Elle met en réaction le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton.

b-résistance du béton :

le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, et sa résistance à la traction, mesurée à "j" jours d'âge.

1-Résistance caractéristique à la compression et la traction :

Pour l'établissement des projets, un béton est défini à $j = 28$ jours.

- la résistance à la compression est calculée comme suite :

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

(Art A.2.1.11 BAEL 91 modifiées 2003)

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

Dans notre étude, on prendra $f_{c28}=25\text{Mpa}$.

-La résistance caractéristique du béton à la traction notée f_{tj} est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad (\text{Art A. 2. 1. 12 BAEL 91 modifiées 99})$$

Cette formule est valable pour des valeurs de $f_{cj} \leq 60\text{Mpa}$

à $t=28\text{jours}$, $f_{t28}=2.1\text{Mpa}$.

▪ **ELU :**

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

$$f_{bc} = \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85f_{cj}}{\theta\gamma_b} \quad (\text{BAEL91 / Art 4. 3 . 41})$$

θ : Coefficient de durée d'application de la combinaison d'action :

$\theta=1$ si la durée d'application est supérieure à 24 heures

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

$\theta=0,85$ si la durée d'application est inférieure à 1 heures.

γ_b : Coefficient de sécurité

$\gamma_b= 1,50$ en situation courante $\rightarrow f_{bc} = 14,2\text{Mpa}$

$\gamma_b= 1,15$ en situation accidentelle $\rightarrow f_{bc} = 18,48\text{Mpa}$

- La relation contrainte –déformation est illustrée dans la figure suivante :

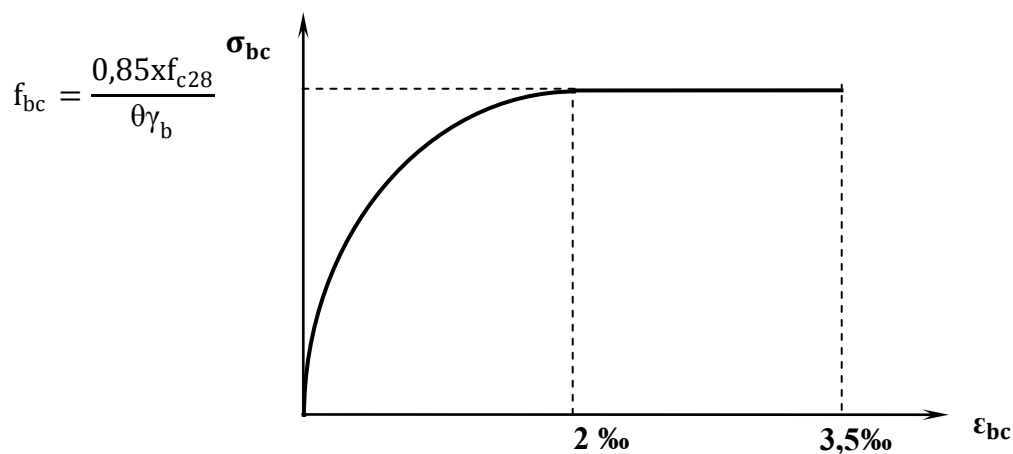


Figure. I-2 : diagramme contrainte déformation du béton à ELU.

σ_{bc} : contrainte de calcul du béton en compression.

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.

Pour $\epsilon_{bc} < 2\text{‰}$ on applique la loi de Hooke définie par : $\sigma_{bc} = E_b \cdot \epsilon_{bc}$

E_b : Module de Young.

▪ **ELS :**

La contrainte de compression du béton est donnée par la formule :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{Mpa} \quad (\text{Art A. 4. 5. 2. BAEL 91 modifiées 99})$$

Le béton est considéré comme élastique et linéaire, la relation contrainte-déformation est illustrée dans la figure I-3.

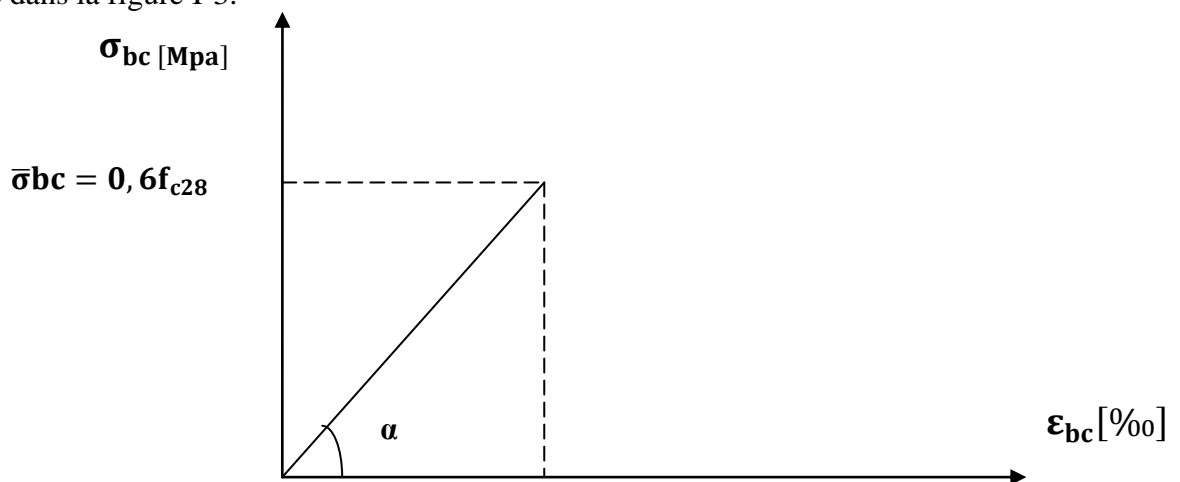


Figure I-3- diagramme de contrainte déformation du béton à ELS

2- Module de déformation longitudinale :

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 :

a-Module de déformation instantanée :

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il en résulte un module égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{en[Mpa]} \quad (\text{BAEL91 / Art 2 . 1. 21})$$

pour $f_{c28} = 25\text{Mpa} \rightarrow E_{i28} = 32164,195\text{Mpa}$

b-Module de déformation différée :

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

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{en Mpa} \quad (\text{BAEL91 / Art 2. 1. 22})$$

D'où : $E_{vj} = 10818,86\text{Mpa}$

3- Module de déformation transversale :

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

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

avec E : module de Young
 ν : Coefficient de poisson

4- Coefficient de poisson :

C'est le rapport des déformations relatives transversales et longitudinales, il sera pris égal à :

$\nu = 0,2$ à l'état limite de service.

$\nu = 0$ à l'état limite ultime.

-Contrainte tangente conventionnelle :

Donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \quad (\text{BAEL91 / Art 5.1.21})$$

V_u : Effort tranchant à l'ELU dans la section.

b_0 : Largeur de l'âme.

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

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$\tau_u = \min(0,13f_{c28}; 5)[Mpa]$ pour la fissuration peu nuisible.

$\tau_u = \min(0,1f_{c28}; 4)[Mpa]$ pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

I-4-2- Les aciers :

L'acier est un matériau homogène présente une bonne résistance à la traction et la compression Il caractérise par sa nuance et son état de surface.

Type D'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe en MPa	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de scellement Ψ
Aciers en Barre	Rond lisse	RL	235	410-490	1,022‰	1
	Haute adhérence FeE400 E235	HA	400	480	1,74‰	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL 520($\phi < 6$)	TS	520	550	2,17‰	1

Tableau I-I : caractéristique des aciers

1-Module d'élasticité :

Le module élasticité longitudinal (E_s) de l'acier est pris égal à :

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa.}$$

2-Les contraintes limite :

- **ELU:(Art. A.4.3.2.BAEL91)**

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

$$\gamma_s = 1,15 \quad \text{situation durable.}$$

$$\gamma_s = 1 \quad \text{situation accidentelle.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \text{pour les aciers à haute adhérence FeE400} \\ \sigma_{st} = 204 \text{ MPa} \quad \text{pour les aciers doux FeE240} \end{array} \right.$$

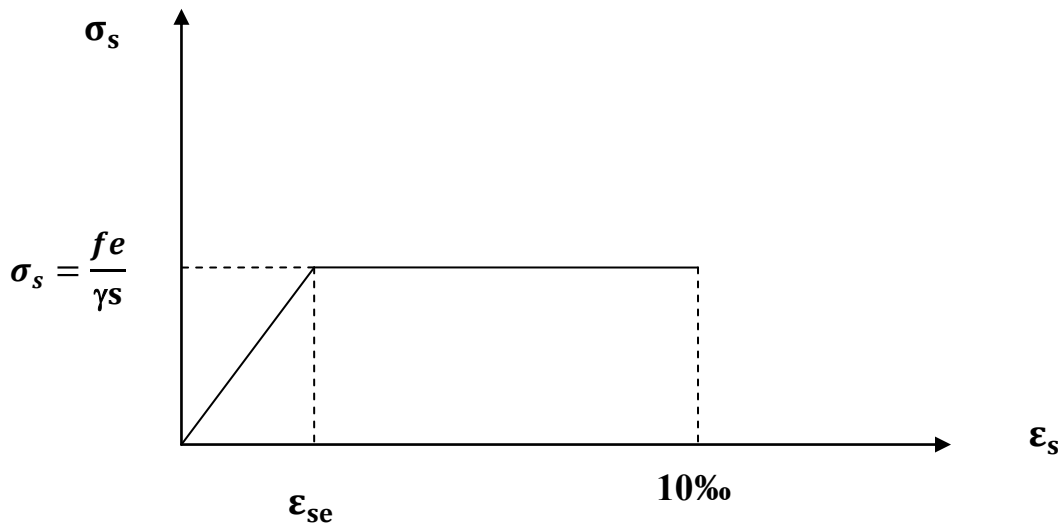


Figure I-4 : diagramme contrainte déformation de l'acier.(ELU)

- **ELS: (Art. A.4.3.2. BAEL91 modifiées 99).**

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures).d'après les règles **BAEL91 (modifiées 99)**.on distingue trois cas de fissuration.

a-Fissuration peu nuisible : (Art A.4.5.32/BAEL 91).

Cas des éléments situés dans les locaux couverts (fermés), dans ce cas il n'ya pas de vérification à effectuer. $\sigma_{st} \leq f_e$

b-Fissuration préjudiciable : (Art. A.4.5.33 BAEL91 modifiées 99).

C'est le cas des éléments exposés aux intempéries. Risque d'infiltration.

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right] \text{ en Mpa}$$

$\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte limite d'élasticité de l'acier.

f_e : limite d'élasticité des aciers utilises

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours.

η : Coefficient de fissuration tel que :

$\eta = 1,6$ pour les HA si $\phi \geq 6$ [mm]

$\eta = 1$ Pour les RL

$\eta = 1,3$pour les HA si $\phi < 6$ [mm].

c-Fissuration très préjudiciable : (Art A.4.5.34.BAEL 91 modifiées 99). Cas des éléments exposés à un milieu agressif. (eau de mer, brouillards, salins,...)

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left[\frac{1}{2} f_e, 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right] \quad \text{en [Mpa].}$$

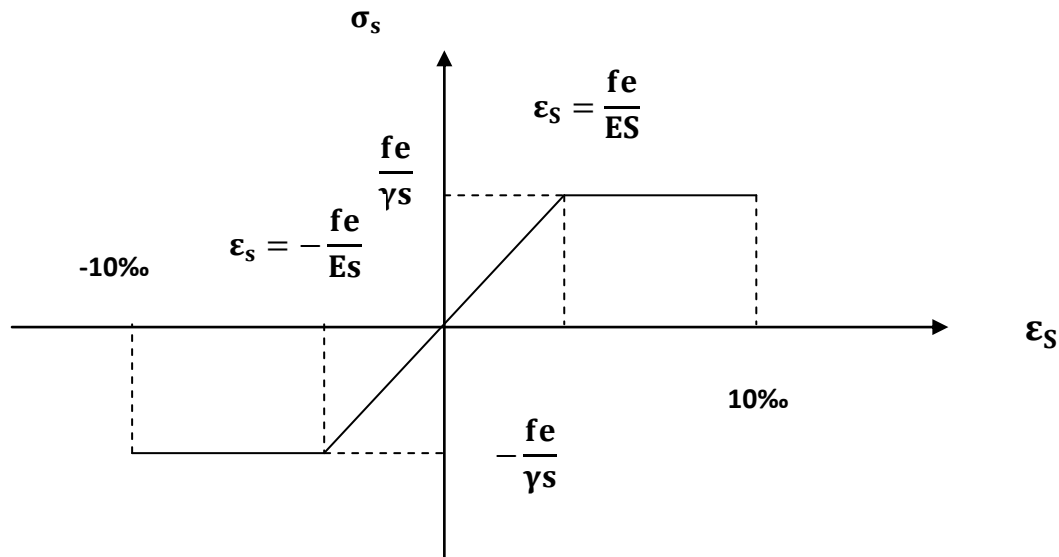


Figure I-4 : diagramme contrainte déformation de l'acier(ELS)

3-Protection des armatures :

Pour éviter les problèmes de corrosion des aciers, il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitation de l'ouvrage.

On adopte les valeurs suivantes :(Art A.7.1.BAEL91 modifiées 99).

- ❖ **c ≥ 5cm** : pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux atmosphères très agressives (industrie chimique).
- ❖ **c ≥ 3cm** : pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.
- ❖ **c ≥ 1cm** : pour les parois situées dans un local couvert et qui ne sont pas exposées aux condensations.

Chapitre II

Pré dimensionnements des éléments

II-Introduction :

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux le constituant, nous passons au pré dimensionnement des éléments tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux, et enfin les voiles. Ce pré dimensionnement permet de déterminer les charges permanentes des éléments.

II-1-planchers à corps creux :

Ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens de la plus petite portée.

La hauteur du plancher est donnée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$$

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

h_t : Hauteurs total de planchers.

On a $L_{\max} = 3,35\text{m}$.

$h_t = 3,35/22,5 = 0,1488\text{m}$

On opte pour un plancher de $h_t = 20\text{cm}$.

Soit un plancher de (16+4), corps creux de 16cm et une dalle de compression de 4cm d'épaisseur comme l'indique la figure ci-dessous. Le même raisonnement reste, bien sur, valable pour tous les autres planchers

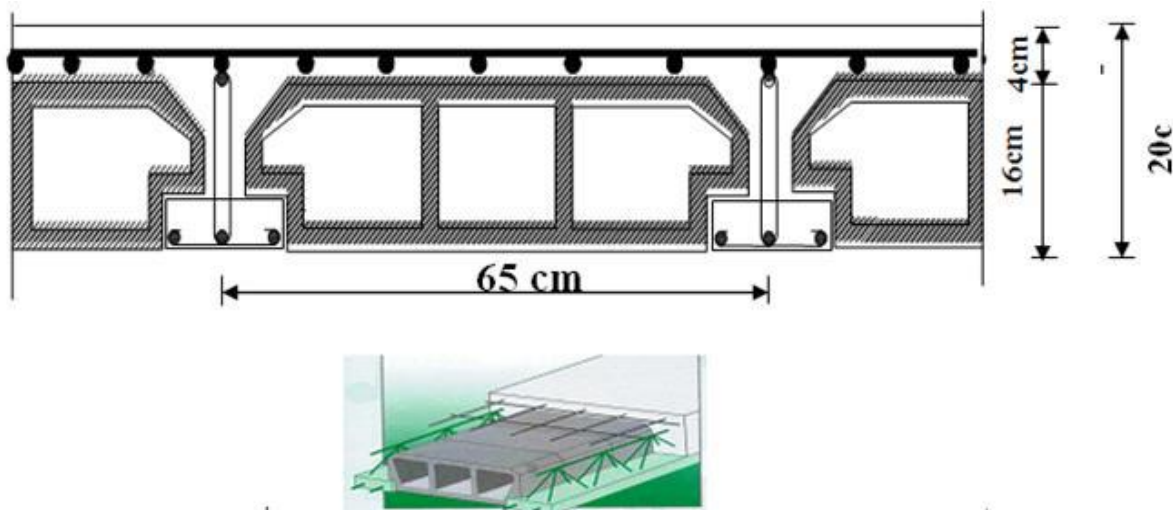


Figure II-1 : Schéma descriptif d'un plancher en corps creux.

II- 2-plancher en dalle pleine :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2,3 ou 4 appuis, et le choix des types de plancher dépend de plusieurs critères tels que l'usage, la portée et le confort acoustique et thermique. Suite à la présence de portées de longueurs importantes, on opte pour les dalles pleines dont l'épaisseur sera déterminée à partir des conditions suivantes :

- **Condition de résistance à la flexion :**

Le calcul se fait en considérant la dalle la plus défavorable, toutes les dalles sont

reposés sur 4 appuis, on a : panneau reposés sur 3 ou 4 appuis $\frac{l_{\max}}{50} \leq e \leq \frac{l_{\max}}{40}$.

l_{\max} : Étant le plus grand coté de la dalle.

$$l_{\max} = 4,00 - 0,45 = 355\text{cm}$$

$$\frac{355}{50} \leq e \leq \frac{355}{40} \rightarrow 7,1 \leq e \leq 8,875$$

On opte pour une dalle d'épaisseur de 15cm.

II-3- les poutres:

D'après les prescriptions préconisées par le RPA 99 (modifié 2003), les dimensions des Poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm.} \\ h_t \geq 30\text{cm.} \\ h_t/b \leq 1,5h + b_1 \end{array} \right.$$

- Hauteur : $L/15 \leq h_t \leq L/10$
- Largeur : $0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$

L : la plus grande portée libre dans le sens considérée.

a-Poutres principale :

Les poutres principales servent comme appuis aux poutrelles.

Sachant que $L = 400\text{cm}$.

$$400/15 \leq h_t \leq 400/10 \text{ ce qui donne } 26,66\text{cm} \leq h_t \leq 40\text{cm}$$

On prend $h_t = 40\text{cm}$.

La largeur des poutres est déterminée par :

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

$$16\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}$$

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

Les sections des poutres principale est **(30x40)cm²**.

- **Vérification des conditions du RPA99 :(Art A.7.5.1)**

$$b = 30 > 20$$

$$h_t = 40 > 30$$

$$h_t/b = 40/30 = 1,333 \leq 4$$

$$b_{\max} \leq 1,5h + b_1 = 90.$$

On constate que les conditions de l'article A. 7.5.1 du RPA99 sont vérifiées.

b- Poutres secondaires :

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

Sachant que $L = 335\text{cm}$.

$335 / 15 \leq h_t \leq 335 / 10$ ce qui donne $22,33\text{cm} \leq h_t \leq 33,5\text{cm}$.

On prend $h_t = 30\text{cm}$.

La largeur des poutres est déterminée par :

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

$12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}$

On prend $b = 25\text{cm}$.

Les sections des poutres secondaire est : **(25x30) cm²**.

▪ **Vérification des conditions du RPA 99 :(Art A. 7.5.1)**

$B = 25 > 20$

$h_t = 30 \geq 30$

$h_t/b = 30/25 = 1,2 \leq 4$.

$b_{\max} \leq 1,5 h + b_1 = 70\text{cm}$.

On constate que les conditions de l'article A. 7.5.1 du RPA99 sont vérifiées

Conclusion :

On remarque bien que les conditions imposées par le RPA99 (modifié 2003) sont toutes vérifiées, donc les sections adoptées sont :

- poutres principales **(30x 40) cm²**

- poutres secondaires **(25x 30)cm²**

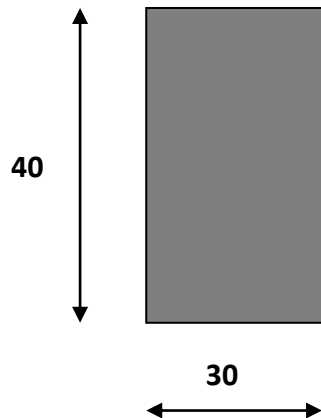


Figure-II-2 : dimension de la poutre principale

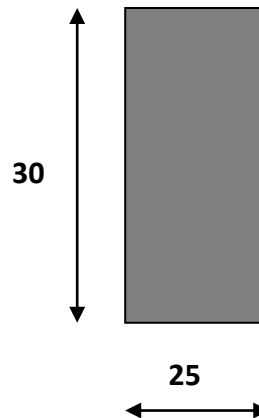


Figure-II-3 : dimension de la poutre secondaire

II-3-Les Voiles

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

Ils sont considérés comme des voiles de contreventement si les conditions suivantes sont respectées : (Le dimensionnement des voiles se fait selon les conditions du **RPA99 Art.7.7.1**

• **L'épaisseur du voile « e » :**

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et la condition de rigidité aux extrémités. avec un minimale de 15cm.

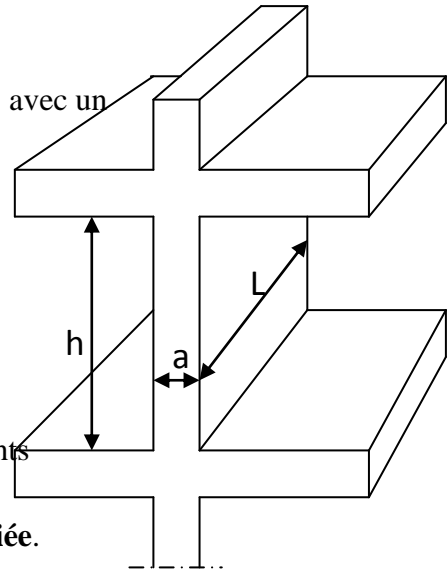
$h_e = 4,50 - 0,4 = 4,10$ (la hauteur du RDC).

$e_{max} = \max\left(\frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{20}\right) = \frac{h_e}{20} = \frac{410}{20} = 20,5cm.$

On prend $e = 20[cm]$

• **Largeur du voile :**

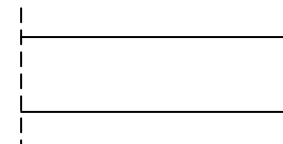
Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants la condition : $l \geq 4e$
 $l \geq 4 \times 20 = 80[cm]$. $\rightarrow l \geq 80 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**



Avec : L: Largeur du voile.
 e : Epaisseur du voile.

AN:

$a \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow a \geq \frac{450 - 40}{20} = 20,5$



En opte pour une épaisseur $a=25cm$ (pour tous les étages).

✓ **Vérification:**

$a \geq \frac{h_e}{20}$

$a_{min} \geq 15cm \Rightarrow 25 \geq 15.$ (Condition vérifiée).

$L \geq 4 \cdot a \Rightarrow 450 \geq 20 \times 4 = 80cm.$ (Condition vérifiée).

II-4- les poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux en béton armé de section (rectangulaire, Carré,...).

Le dimensionnement des poteaux se fait par la descente de charges pour le poteau le Plus sollicité.

Le poteau est dimensionné à l'ELS, en considérant que seul le béton reprend l'effort Normal.

$N_s = G + Q.$

La section du poteau est obtenue par la formule suivante :

$s \geq \frac{N_s}{\sigma_b}$

S : section du poteau.

Ns : effort normal (calculé par la descente de charge).

σ_{bc} : Contrainte limite de service du béton en compression.

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28}$$

Selon le (RPA99, A7.4.1), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

-Min (b1, h1) 25cm en zone I et II_a

-Min (b1, h1) 30cm en zone III et II_b

-Min (b1, h1)h_e/20.

$$\frac{1}{4} \leq \frac{h_1}{b_1} \leq 4.$$

II-5- Détermination des charges et surcharges

II-5-1- Charges permanentes « G » :

a- Les Murs :

a-1 : Murs extérieurs :

N°	Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (Kn/m ³)	Charge (Kn/m ²)
1	Enduit de ciment	2	22	0,44
2	Briques creuses	15	/	1,35
3	Lame d'air	5	-	0
4	Briques creuses	10	/	0,9
5	Enduit de plâtre	2	10	0,2
				G=2,89

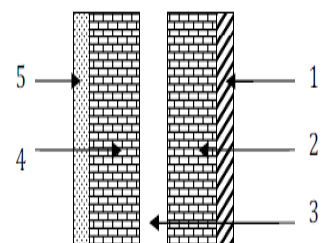


Figure-II-5 : coupe verticale d'un mur extérieur.

a-2 : mur intérieurs :

N°	Elément	Epaisseur (cm)	Poids volumique (Kn/m ³)	Charge (Kn/m ²)
1	Enduit de plâtre	2	10	0,2
2	Brique creuses	10	/	0,9
3	Enduit de plâtre	2	10	0,2
				G=1,3

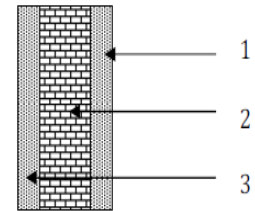


Figure II-6: coupe verticale d'un mur de séparation.

b- Les planchers

b-1 : Plancher terrasse inaccessible

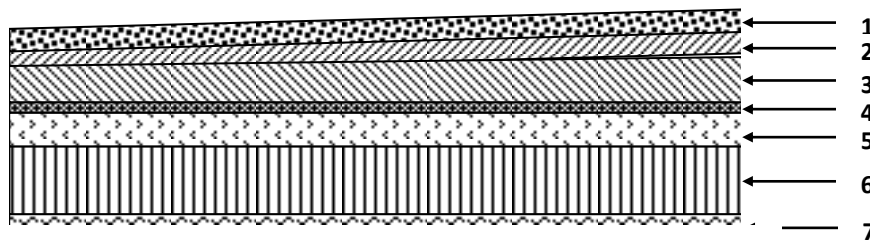


Figure. II.7: Coupe du plancher de la terrasse inaccessible

N°	Elément	Epaisseur (cm)	Poids volumique (Kn/m ³)	Charge (Kn/m ²)
1	Couche de gravillon	5	20	1,00
2	Etanchéité multicouches	2	6	0,12
3	Forme de pente en béton	5	22	1,10
4	Feuille de polyane	1	1	0,01
5	Isolation thermique (liège)	4	4	0,16
6	Plancher en corps creux (16+4)	2	/	2,80
7	Enduit de plâtre	2	10	0,20
				G=5,39

b-2 : plancher d'étage courant (corps creux).

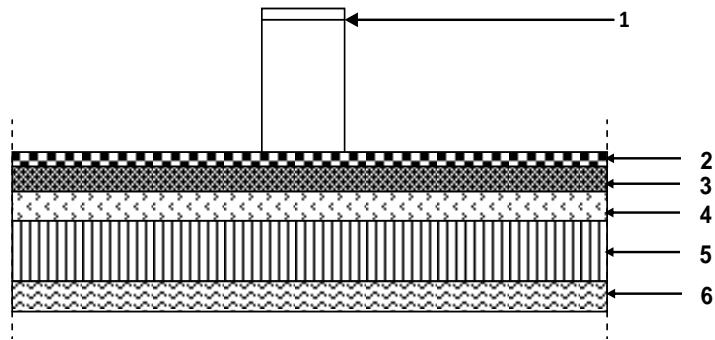


Figure-II-2-coupe du plancher des étages courants

N°	Elément	Epaisseur (cm)	Poids volumique (Kn/m ³)	Charge (Kn/m ²)
1	Maçonnerie en brique	10	/	0,90
2	Revêtement carrelage	2	20	0.40
3	Mortier de pose	2	22	0.44
4	Sable de pose	2	18	0.36
5	Plancher en corps creux (16+4)	2	/	2,80
6	Enduit en plâtre	2	10	0,20
				G=5,10

d- Les dalles pleines (balcons) :

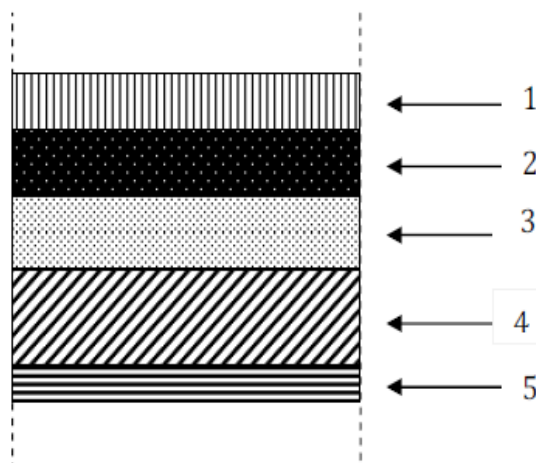


Figure II-9 : Coupe verticale d'un plancher du balcon

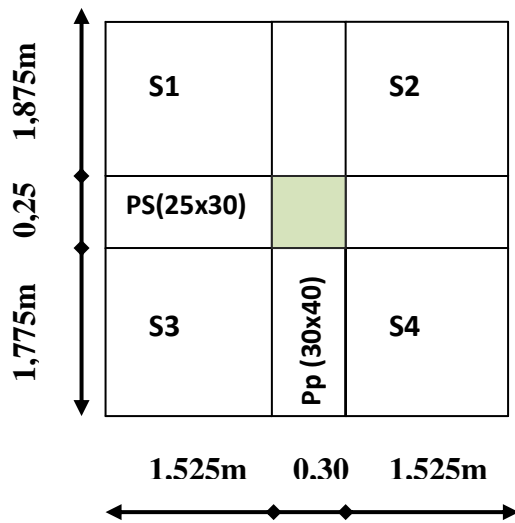
N°	Elément	Epaisseur (cm)	Poids volumique (Kn/m ³)	Charge(Kn/m ²)
1	Revêtement en carrelage	2	20	0,40
2	Mortier de pose	2	22	0,44
3	Couche de sable	2	18	0,36
4	Dalle plein	15	25	3,75
5	Enduit de ciment	2	22	0,44
				G=5,39

II-5-2- Surcharges d'exploitations :

Elément	Surcharge (kn/m ²)
• L'acrotère	Q=1,00 (kn/m ²)
• Plancher terrasse inaccessible	Q=1,00 //
• plancher à usage d'habitation	Q=1,50 //
• plancher à usage bureaux	Q=2,5 //
• Balcons	Q=3,5 //
• Les escaliers	Q=2,5 //
• Sous-sol	Q=3,5
• Plancher de RDC	Q=2,5 //

I-6- Détermination de N_s par la descente des charges:

a-Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité :



$$S_t = s_1 + s_2 + s_3 + s_4 .$$

$$S_t = 2(1,525 \times 1,775) + 2(1,525 \times 0,25)$$

$$S_t = 11,132 \text{ m}^2$$

Figure II-10 : Représentation des éléments considérés dans la descente de charge.

➤ Les efforts revenants au poteau le plus sollicité :

Pour le pré dimensionnement des poteaux on se refera dans un premier temps aux plans d'architecture et aux limites imposées par le R.P.A 99 révisé en 2003 : $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

b-Calcul du poids des éléments revenant au poteau le plus sollicité.

b-1 Calcul du poids propre des poutres revenant au poteau le plus sollicité:

- Poutres principales :

$$P_{pp} = \rho x b_{pp} x h_{pp} x 3,75 = 25[(0,3 \times 0,40) \times (4,00 - 0,25)] = 11,25 \text{ KN.}$$

- Poutres secondaires :

$$P_{ps} = \rho x b_{ps} x h_{ps} x 3,05 = 25[(0,25 \times 0,3) \times (3,35 - 0,3)] = 5,72 \text{ KN.}$$

Poids total des poutres:

$$P_t = P_{pp} + P_{ps} = 11,25 + 5,72 = 17 \text{ KN.}$$

b-2 Calcul du poids propre des planchers revenant au poteau le plus sollicité :

- Poids propre du plancher terrasse :

$$P_{ter} = G_t \times S = 5,39 \times 11,132 = 60 \text{ KN.}$$

- Poids propre du plancher des étages courants

$$P_{pc} = G_c \times S = 5,1 \times 11,132 = 56,77 \text{ KN.}$$

b-3 Calcul du poids propre des poteaux:

- Poids des poteaux des étages courant : $(0,30 \times 0,30) \times 25 \times 3,06 = 6,885 \text{ KN.}$
- Poids des poteaux de RDC : $(0,30 \times 0,30) \times 25 \times 4,50 = 10,125 \text{ KN.}$

b-4 surcharges d'exploitations (document technique réglementaire).

- Surcharge de plancher Terrasse: $Q_0 = 1 \times 11,132 = 11,132\text{KN}$.
- Surcharge du plancher à usage habitation $Q_{1,10} = 1.5 \times 11,132 = 16,7\text{KN}$.
- Surcharge du plancher bureau $Q_{11} = 2,5 \times 11,132 = 27,83\text{KN}$.
- Surcharge de plancher RDC $Q_{12} = 2,5 \times 11,132 = 27,83\text{KN}$.
- Surcharge du plancher sous-sol $Q_{13} = 3,5 \times 11,132 = 38,96\text{KN}$.

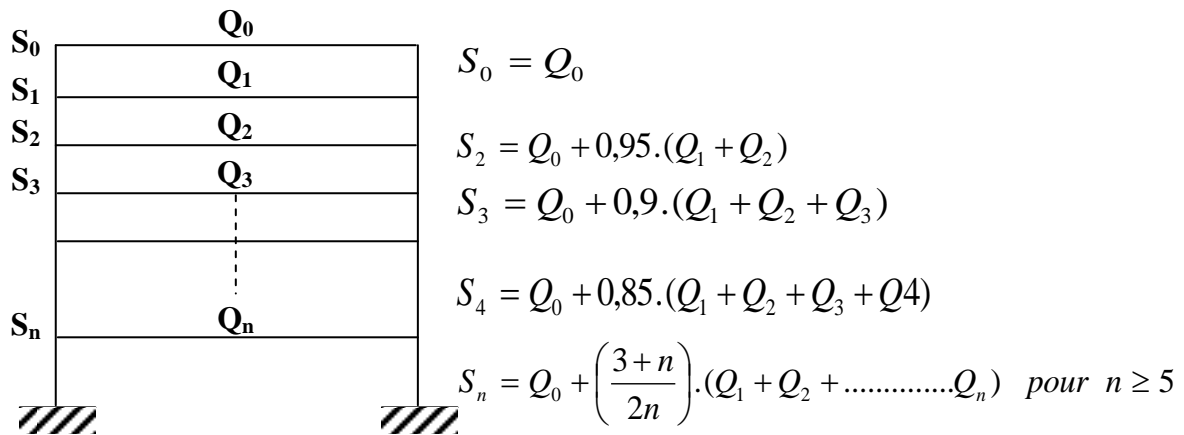
➤ **Loi de dégression des surcharges :**

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées indépendantes. Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de 5, ce qui est le cas de notre bâtiment.

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

Q_0 : charge d'exploitation sur la terrasse.

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



d- Calcul des surcharges d'exploitations selon la loi de dégression :

$$Q_0=11,132\text{KN}$$

$$Q_0+Q_1=11,132+16,7= 27,83 \text{ KN}$$

$$Q_0+0,95(Q_1+Q_2)= 42,862 \text{ KN}$$

$$Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)= 56 ,222 \text{ KN}$$

$$Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)= 67,91 \text{ KN}$$

$$Q_0+0,80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)= 77,93 \text{ KN}$$

$$Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)= 86,28 \text{ KN}$$

$$Q_0+0,714(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)= 94,596\text{KN}$$

$$Q_0+0,687(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)= 102,915 \text{ KN}$$

$$Q_0+0,667(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)= 111,38 \text{ KN}$$

$$Q_0+0,65(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10})= 119,68 \text{ KN}$$

$$Q_0+0,636(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10}+Q_{11})=135,044\text{KN}$$

$$Q_0+0,625(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10}+Q_{11}+Q_{12})= 150,294\text{KN}$$

$$Q_0+0,62(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10}+Q_{11}+Q_{12}+Q_{13})= 173 ,364\text{KN}$$

Niv	Charge permanentes (KN)					Charges d'exploitation (KN)		efforts normaux	Section des poteaux (cm ²)	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G_c	G_t	Q	Q _c	N=G _t +Q _c	$S \geq \frac{N}{\sigma}$	S _{adoptée}
11	60	17	00,00	77	77	11,132	11,132	88,132	58,75	(30x30)
10	56,77	17	6,885	80,655	157,655	16,7	27,832	185,487	123,65	(30x30)
9	56,77	17	6,885	80,655	238,31	16,7	44,532	282,84	188,56	(30x30)
8	56,77	17	6,885	80,655	318,965	16,7	61,232	380,197	253,46	(30x30)
7	56,77	17	6,885	80,655	399,62	16,7	77,932	477,55	318,37	(35x35)
6	56,77	17	6,885	80,655	480,275	16,7	94,632	574,9	383,27	(35x35)
5	56,77	17	6,885	80,655	560,93	16,7	111,332	672,26	448,17	(35x35)
4	56,77	17	6,885	80,655	641,585	16,7	128,032	769,62	513,8	(40x40)
3	56,77	17	6,885	80,655	722,24	16,7	144,732	8866,97	577,98	(40x40)
2	56,77	17	6,885	80,655	802,895	16,7	161,432	963,827	642,55	(40x40)
1	56,77	17	6,885	80,655	883,55	27,83	189,262	1072,81	715,208	(45x45)
RDC	56,77	17	10,125	83,89	967,44	27,83	217,092	1184,532	789,688	(45x45)
-1	56,77	17	6,885	80,655	1048,01	38,96	256,052	1304,062	869,37	(45x45)
-2	56,77	17	6,885	80,655	1128,75	38,96	295,012	1423,762	949,17	(45x45)

Conclusion :

Nous adoptons les mêmes sections pour l'ensemble des poteaux d'un même niveau.

En tenant compte du Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003, Art.7.6.2) et des calculs déjà effectués dans la pratique pour des ouvrages similaires, on constate la nécessité d'augmenter les sections des poteaux pour éviter le risque d'éclatement du béton sous l'effet de sur ferrailage et réussir une meilleure répartition des armatures.

Pour les poteaux on adoptera les sections suivantes :

Niveau	section
1 ^{er} , 2 ^{ème} S-S et RDC et 1 ^{er} étage	(45x45)
2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème} étage	(40x40)
5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème} étage	(35x35)
8 ^{ème} , 9 ^{ème} , 10 ^{ème} , 11 ^{ème} étage	(30x30)

Vérification des conditions RPA99 version 2003/Art.7.4.1 :

Notre bâtiment sera implanté en zone (II_a).

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

- $\min (b, h) \geq 25\text{cm}$
- $\min (b, h) \geq \frac{he}{20}$ he : Hauteur d'étage.
- $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$

➤ **Pour les deux sous-sols et le RDC et 1^{er} étage :**

- $\text{Min } (45 \times 45) = 45\text{cm} > 25\text{cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$
- $\text{Min } (45 \times 45) = 45\text{cm} > \left. \begin{array}{l} 306/20 = 15,3\text{cm} \text{ Pour les deux sous-sols et } 1^{\text{er}} \text{ étage} \\ 450/20 = 22,5\text{cm} \text{ Pour le RDC.} \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée.}$
- $1/4 < 1 < 4 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$

- **Pour le 2^{er}, 3^{ème}, 4^{ème} étage :**
- $\text{Min}(40 \times 40) = 40 \text{cm} > 25 \text{cm} \longrightarrow$ **condition vérifiée**
 - $\text{Min}(40 \times 40) = 40 \text{cm} > 306/20 = 15,3 \text{cm} \longrightarrow$ **Condition vérifiée**
 - $1/4 < 1 < 4 \longrightarrow$ **condition vérifiée.**
- **Pour le 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème} étage :**
- $\text{Min}(35 \times 35) = 35 \text{cm} > 25 \text{cm} \longrightarrow$ **condition vérifiée.**
 - $\text{Min}(35 \times 35) = 35 \text{cm} > 306/20 = 15,3 \text{cm} \longrightarrow$ **condition vérifiée.**
 - $1/4 < 1 < 4 \longrightarrow$ **condition vérifiée.**
- **Pour le 8^{ème}, 9^{ème}, 10^{ème}, 11^{ème} étage :**
- $\text{Min}(30 \times 30) = 30 \text{cm} > 20 \text{cm} \longrightarrow$ **condition vérifiée.**
 - $\text{Min}(30 \times 30) = 30 \text{cm} > 306/20 = 15,3 \text{cm} \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**
 - $1/4 < 1 < 4 \longrightarrow$ **condition vérifiée.**

Conclusion Le coffrage des poteaux est conforme aux exigences du RPA.

Vérification des poteaux au flambement : (BAEL 91)

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés (de façon excentré ou non) des structures, lorsque les éléments sont élancés, la vérification consiste à calculer l'élancement « λ » qui doit satisfaire

l'inégalité suivante :
$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50.$$

Avec :

l_f : Longueur du flambement telle que : $l_f = 0,7l_0$.

l_0 : Hauteur libre du poteau (entre nus)

i : rayon de giration telle que $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$

I : moment d'inertie. ($I_x = h \cdot b^3/12$)

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

Les vérifications :

- Poteaux du S-S et le 1^{er} étage (45x45) cm², $l_0 = (3.06-0.45) = 2,61\text{m}$
 $\lambda=14,064 < 50 \Rightarrow \text{C.V.}$
- Poteaux du RDC (45x45) cm², $l_0 = (4.50-0.45) = 4,05\text{m}$
 $\lambda=21,823 < 50 \Rightarrow \text{C.V.}$
- Poteaux du 2^{er}, 3^{ème}, 4^{ème} étage (40x40) cm², $l_0 = 2,66\text{m}$
 $\lambda=16,125 < 50 \Rightarrow \text{C.V.}$
- Poteaux du 5^{ème} 6^{ème} 7^{ème} étage (35x35) cm², $l_0 = 2,71\text{m}$
 $\lambda=18,775 < 50 \Rightarrow \text{C.V.}$
- Poteaux du 8^{ème}, 9^{ème}, 10^{ème}, 11^{ème} étage (30x30) cm², $l_0 = 2,76\text{m}$
 $\lambda=22,308 < 50 \Rightarrow \text{C.V.}$

❖ **Conclusion** : Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement

Chapitre III

Calcul des éléments

III) Introduction :

Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments de la structure qui peuvent être étudiés séparément sous l'effet des seules charges appliquées.

III-1) Acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure, destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, il forme un écran, évitant toute chute. Il est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre de plancher terrasse soumise à un effort normal «N» du à son poids propre et un effort latéral «Q» du à la main courante, provoquant un moment «M» de renversement au niveau de la section d'encastrement

Le ferrailage sera déterminé en flexion composée à l'ELU pour une bande de 1m de largeur et vérifiée à l'ELS.

• Charge permanente G :

• $G_{acr} = \rho_{béton} \times S_{acr}$

$\rho_{béton} = 25 \text{ kn/m}^2$.

S : surface de l'acrotère.

$$G_{acr} = 25 \left[(0,5 \times 0,1) + (0,07 \times 0,2) + \left(\frac{0,03 \times 0,20}{2} \right) \right]$$

$$= 1,675 \text{ kn/ml}$$

$G_{acr} = 1,675 \text{ KN/ml}$

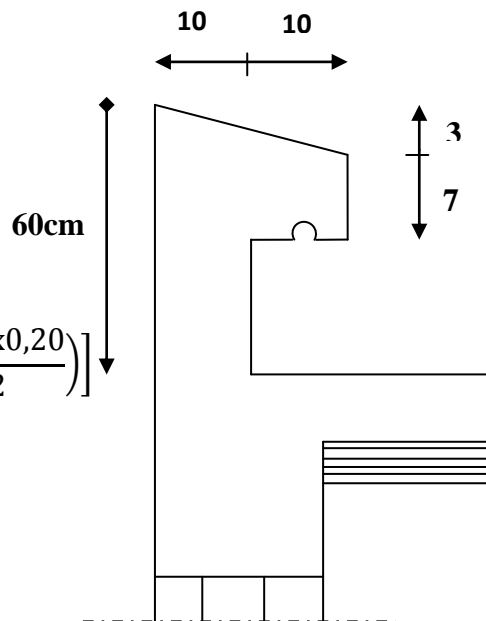


Figure III.1.1 : Coupe verticale de l'acrotère

• Schéma statique

Moment de renversement

Effort normal

Effort tranchant

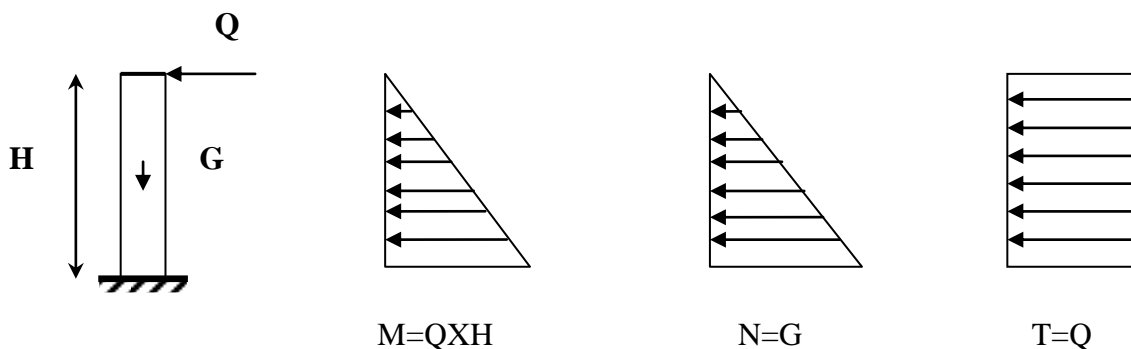


Diagramme des efforts interne

III.1.1.Calcul des efforts

Poids propre de l'acrotère : $G=1.675\text{KN/ml}$

Surcharge due à la main courante (effort horizontal) : $Q=1.00\text{ KN /ml}$

On prendre pour le calcul une bande de 1m.

-Effort normal dû au poids propre : $N_G=G \times 1 = 1.675\text{ KN}$

-Effort tranchant : $T_Q=Q \times 1\text{ml} = 1.00\text{ KN}$

-Moment de renversement dû a la surcharge : $M_Q=T \times H=Q \times 1 \times H=0.60\text{ KN.m.}$

III.1.2combinaison de charge :

• **E.L.U :**

- Effort normal : $N_u=1,35 N_G = 1,35 \times 1,675= 2,26\text{ KN.}$

- L'effort tranchant due à la main courante $T_u=1,5 \times Q=1,5\text{KN.}$

- Moment de renversement : $M_u = 1,5 M_Q = 1,5 \times 0,6=0,9\text{ KN.m.}$

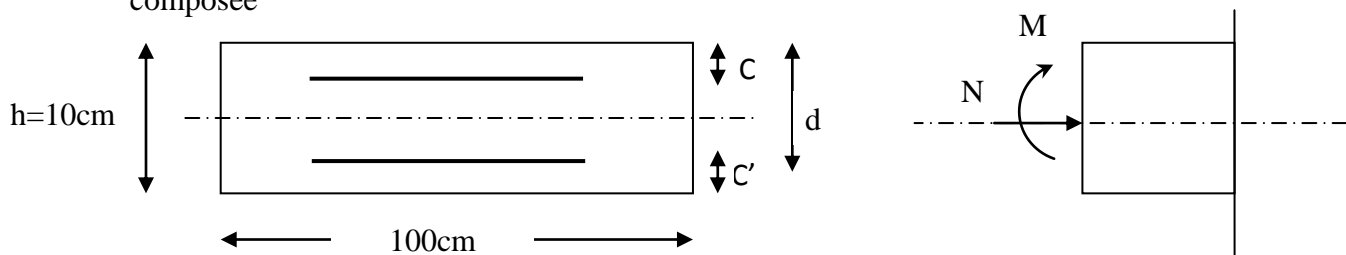
• **E.L.S :**

- Effort normal : $N_s= N_G = 1,675\text{ KN.}$

- Moment de renversement : $M_s = M_Q = 0,6\text{ KN.m}$

III.1.3 Ferrailage:

Pour le calcul de l'acrotère on considère une section $(b \times h)\text{ cm}^2$ soumise à la flexion composée



c et c' : Enrobage : 3cm.

$d = h - c$: Hauteur utile : 7cm

M_f : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues

a) Calcul des armatures à l'ELU :

• **Calcul de l'excentricité :**

$$e_u = M_u / N_u = 0,9 / 2,26 = 0,398\text{m} = 40\text{cm}$$

$$h/2 - c' = 10/2 - 3 = 2\text{cm}$$

$$40\text{cm} > 2\text{cm} \longrightarrow e_u > h/2 - c'$$

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

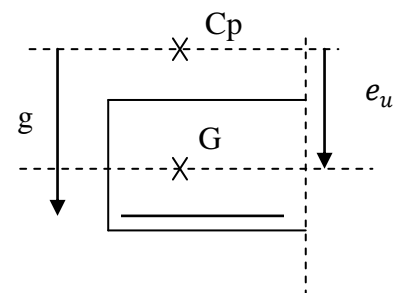
b) Calcul en flexion simple:

• **Moment fictif:**

$$M_f = N_u \times g = N_u \left(e_u + \frac{h}{2} - c \right) = 2,26(0,42) = 0,9492\text{kn. m}$$

$$\mu_u = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,9492 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14,2} = 0,0136 < \mu_l = 0,392$$

$$\rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0,9932$$



- **Armatures fictives:**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{0,9492 \times 10^3}{0,9932 \times 7 \times 348} = 0,39 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des armatures réelles(en flexion composée) :**

$$A_S = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,39 - \frac{2,26 \times 10}{348} = 0,32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

III.1.4.Vérification à ELU :

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

$$A_{\min} = (0,23b \cdot d f_{t28}/f_e) \cdot (e_s - 0,445d/e_s - 0,185d) \\ = 0,23 \times 100 \times 7 \times (2,1/400) \times 0,947 = 0,80 \text{ cm}^2$$

On remarque que $A = 0,32 < A_{\min}$

Soit 4 HA 10=3,14cm² espacées de 25cm

-Armature de la répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{0,32}{4} = 0,08 \text{ cm}^2$$

On adoptera

$A_r = 0,08 \text{ cm}^2$ Soit 4 HA 8=2,01cm² espacées de 25cm

- b) **Vérification au cisaillement : (BAEL91/Art A.5.1.211)**

Nous à vous une fissuration préjudiciable.

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right\} = \min \{ 2,5 \text{ Mpa}; 4 \text{ Mpa} \} = 2,5 \text{ Mpa}$$

On a :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad \text{Avec : } V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0,021 \text{ Mpa} < 2,5 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- c) **Vérification de l'adhérence des barres : (BAEL91/Art 6.1.3)**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa.}$$

Avec :

Ψ_s : Coefficient de scellement, il prend les valeurs de 1,5 pour les barres à haute adhérence

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \Sigma u_i} \quad \text{avec : } \Sigma u_i = n \phi \pi = 4 \times 10 \times 3,14 = 125,6 \text{ mm}$$

τ_{se} : Contrainte d'adhérence et n: nombre de barre

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 125,6} = 0,019 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Longueur de scellement (**Art A.6. 1.221 BAEL91**)

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} \quad \text{avec: } \tau_{su} = 0,6\Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5^2) \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa.}$$

$$l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm} \rightarrow l_s = 30 \text{ cm.}$$

III.1.5.Vérification à ELS :

$$\text{L'excentricité } e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,675} = 0,36 \text{ m} = 36 \text{ cm} > \frac{h}{2} = \frac{10}{2} = 5 \text{ cm}$$

Le centre de pression est à l'extérieur de la section donc La section est partiellement comprimée.

-Dans l'acier: il faut vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

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

η : Coefficient de fissuration

$$\rho_l = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 7} = 0,448 \rightarrow \beta_1 = 0,898 \quad \text{et } K_1 = 34,02$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_r} = \frac{0,6 \times 1000}{0,898 \times 7 \times 2,01} = 47,49 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

-Dans le béton : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{47,49}{34,02} = 1,40 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

-Espacement des barres [Art. A.8.2.4.2 BAEL 91 MODIFI2 99] :

- Armatures principales : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm.}$

- Armatures de répartition : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm.}$

Les conditions étant vérifiées, donc le ferrailage à l'ELU est suffisant.

❖ **Ferrailage adopté :**

Armatures principales : **4HA10/ml = 3,14 cm²** avec : **S_t = 25 cm.**

Armatures de répartition : **4 HA8/ml = 2,01 cm²** avec : **S_t = 25cm.**

III.1.5 Vérification au séisme :

Pour assurer la résistance de l'acrotère à l'action des forces horizontales, « **F_p** » doit être inférieur ou égale à l'action de la main courante « **Q** ».

$$F_p = 4.A.C_p.W_p \quad \text{(RPA99 version 2003)}$$

A : Coefficient d'accélération pour la zone et le groupe d'usage appropriés.

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8.

W_p : Poids propre de l'acrotère.

Dans notre cas, on a :

$A = 0,15$ (zone IIa, groupe d'usage 2)

$C_p = 0,8$

$W_p = 1,675 \text{ KN}$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,675 = 0,804 \text{ KN/ml} < 1 \text{ KN/ml}$$

Conclusion :

La condition étant vérifiée, donc l'acrotère sera calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.

On opte pour un ferrailage qui est adopté précédemment.

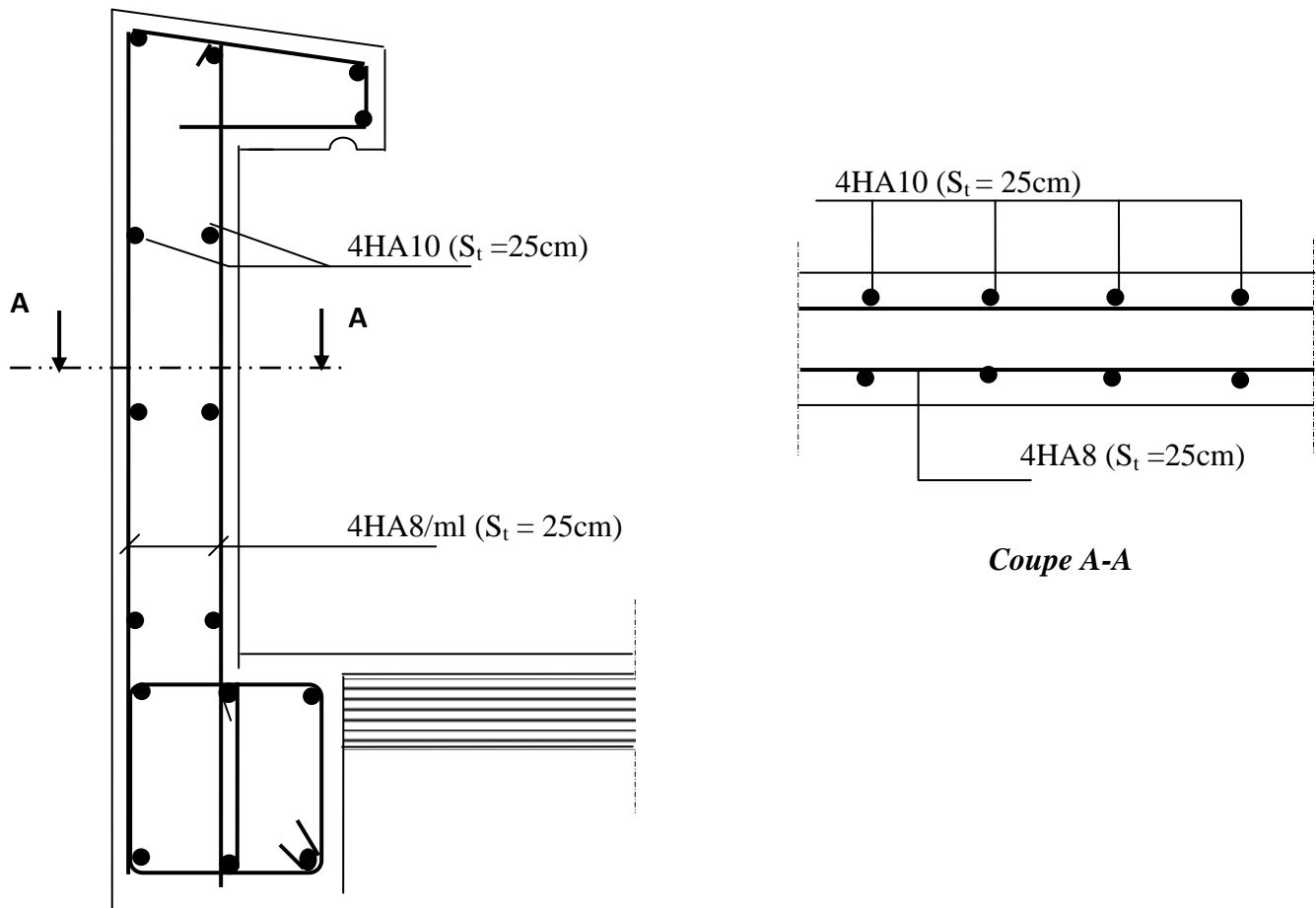


Figure III.1.2 : schéma de ferrailage de l'acrotère

III-2-plancher

III-2-1 Introduction :

Notre projet est constitué de plancher en corps creux, d'épaisseur (16+4) cm. Les corps creux sont associés à des poutrelles préfabriquées espacées de 65 cm.

III-2-2 Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de (4 cm) d'épaisseur, armée d'un treillis soudé de nuance (TS 520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser aux valeurs indiquées par B.A.E.L.(Art B.6.8.423) :

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

-Armature perpendiculaire aux poutrelles:

$$A_{\perp} = \frac{4xl}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2$$

Soit 4T5=0,79cm² avec e=20cm.

-Armature parallèle aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,5}{2} = 0,25 \text{ cm}^2$$

Soit 4T5=0,79cm² avec e=20cm.
On opte pour un treillis soudé de(5.5.200.200).

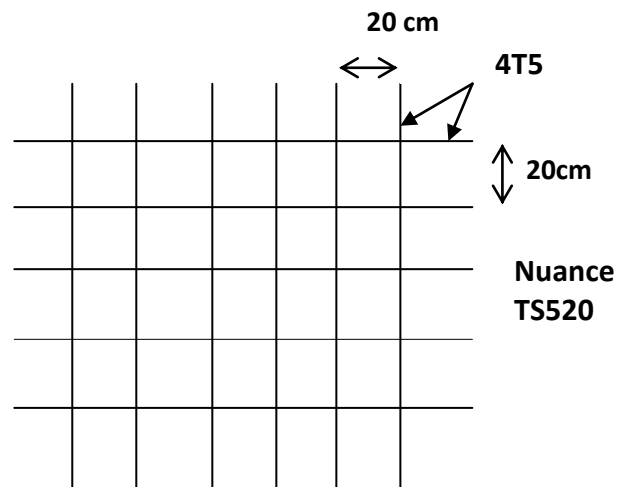


Figure III.2.1 : schéma de treillis soudé

III-2-3 Détermination de la largeur de la table de compression

D'après le BAEL91 Art A.4.1, 3

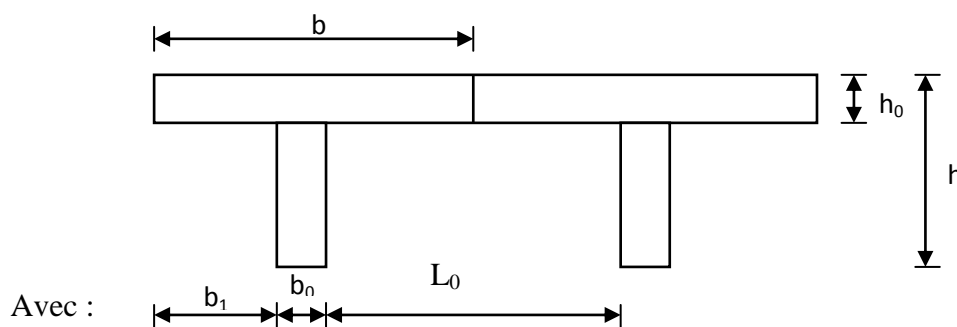


Figure III.2.2 : schéma de la table de compression

- h= (16+4)= 20 cm : la hauteur du plancher
- h₀= 4 cm : épaisseur de la dalle de compression
- b₀= 12 cm : la largeur de la nervure (poutrelle)
- b₁ : la largeur des hourdis à prendre en compte de chaque coté de la nervure.

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_0}{2}; \frac{l}{10}; 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0\right)$$

Avec :

L_0 : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles, $L_0 = 65 - 12 = 53$ cm ;

L : la portée libre de la plus grande travée, $L = 3,05$ m ; $305 / 10 = 30,5$ cm

$24 \leq b_1 \leq 32$ d'où $b_1 = 26,5$ cm

Soit : $b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12 = 65$ cm.

III-2-4 Calcul des poutrelles :

Le calcul de poutrelles se fait en deux étapes

a-Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée à ces deux extrémités. Et soumis à la flexion simple sous les charges suivantes :

-Poids propre : $G_1 = (0,04 \times 0,12) \times 25 = 0,12$ KN/ml

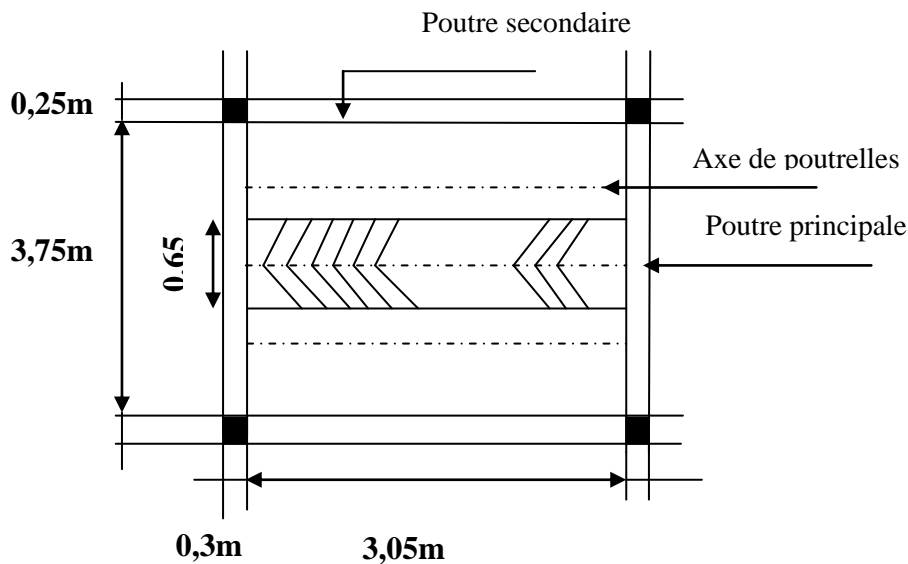
-Poids du corps creux : $G_2 = 0,95 \times 0,65 = 0,62$ KN/ml.

-poids total: $G = G_1 + G_2 = 0,74$ kn/ml

-Surcharge de l'ouvrier : $Q = 1$ KN/m² / 3,05 = 0,33 kn/ml.

a 1-Ferraillage à l'ELU :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable.



Combinaison de charges :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times (0.12 + 0.62) + 1.5 \times 0.33 = 1.49 \text{ KN/ml}$$

Moment max en travée :

$$M_0 = \frac{q_x l^2}{8} = \frac{1.49 \times 3.05^2}{8} = 1.73 \text{ kn.m}$$

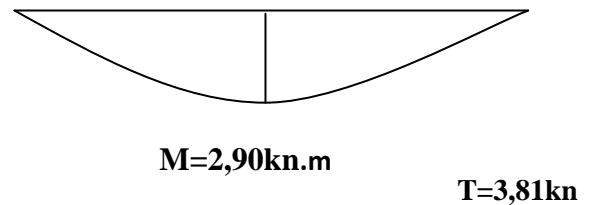
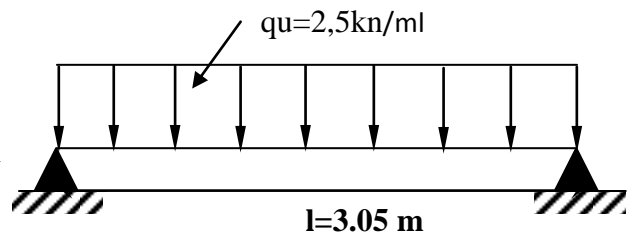
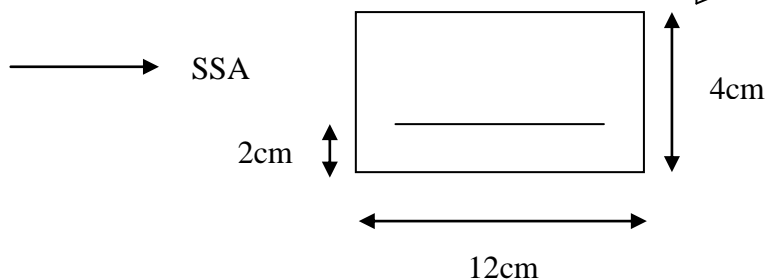
Effort tranchant max:

$$T_{\max} = \frac{q_x l}{2} = \frac{1.49 \times 3.05}{2} = 2.27 \text{ kn}$$

Calcul des armatures :

Avec : $b=12\text{cm}$ $d=h-c=2\text{cm}$.

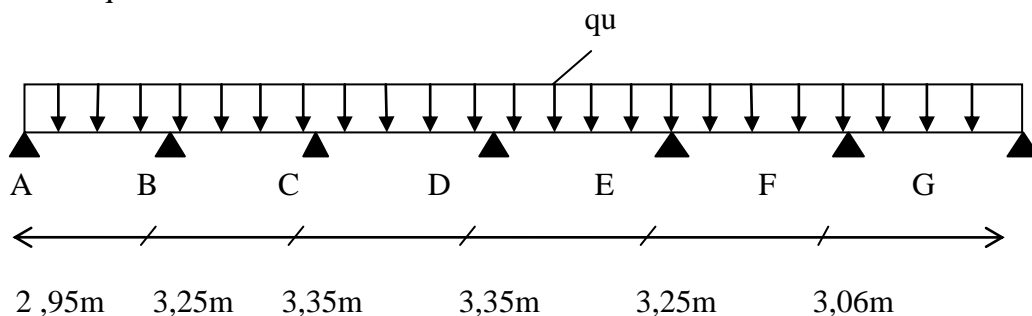
$$\mu = \frac{M_0}{b x d^2 f_{bc}} = \frac{1.73 \times 10^3}{100 \times 2^2 \times 14.2} = 0.30 < \mu l = 0.392$$

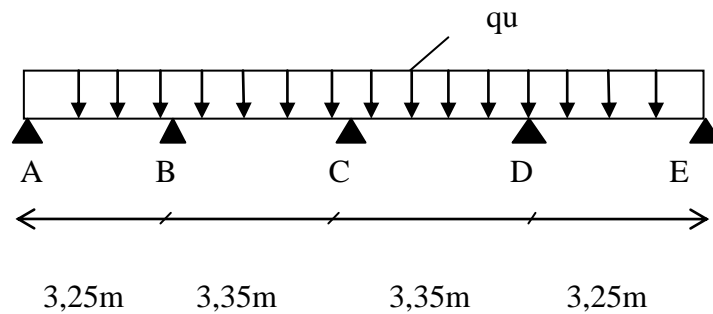


b-Après coulage de la dalle de compression :

La poutrelle sera calculée comme une poutre continue de section en Té, partiellement encastrée à ces deux extrémité .elles support son poids propre, le poids de corps creux de la dalle de compression et les charges et les surcharges revenue au plancher.

Schéma statique de calcul :





*Poids des plancher repris par la poutrelle :

plancher	G (KN /ml)	Q (KN/ml)
Plancher terrasse	$5,39 \times 0,65 = 3,5$	$1 \times 0,65 = 0,65$
Plancher étage courant à usage d'habitation	$5,1 \times 0,65 = 3,315$	$1,5 \times 0,65 = 0,975$
Plancher à usage administratif et commerciale	$5,1 \times 0,65 = 3,315$	$2,5 \times 0,65 = 1,625$
Plancher de sous sol	$5,1 \times 0,65 = 3,315$	$3,5 \times 0,65 = 2,275$

*combinaisons de charge :

plancher	ELU (1,35G+1,5Q)	ELS (G+Q)
Plancher terrasse	5,7KN/ml	4,15KN/ml
Plancher étage courant à usage d'habitation	5,94KN/ml	4,29KN/ml
Plancher à usage administratif et commercial	6,91KN/ml	4,94KN/ml
Plancher de sous sol	7,89KN/ml	5,59KN/ml

III.2.5. Etude de plancher de sous sol :

a) Choix de la méthode de calcul :

La détermination des efforts internes se fera de l'une des trois méthodes suivantes :

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

a.1) la méthode de forfaitaire :

- Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

1. Elle s'applique aux planchers à surcharges d'exploitation modérées,

$$Q \leq \max(2G ; 5\text{KN/m}^2) \Rightarrow \max(2 \times 5,1 ; 5\text{KN/m}^2) \Rightarrow \max(10,2 ; 5\text{KN/m}^2)$$

$$Q = 3,5\text{KN/m}^2 < 10,2\text{KN/m}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

2. Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées \longrightarrow condition vérifiée.

3. Le rapport de deux portées successives des différentes travées est compris entre 0,8 et 1,25 c.à.d. ($0,8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1,25$).

$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{2,95}{3,25} = 0,9$	$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,35}{3,25} = 1,03$	}	→ Condition vérifiée
$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,25}{3,35} = 0,97$	$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,25}{3,06} = 1,06$		
$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,35}{3,35} = 1,00$			

4. La fissuration est non préjudiciable → **condition vérifiée.**
 Donc la méthode forfaitaire est applicable.

b) Exposé de la méthode forfaitaire:

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

$$0 \leq \alpha \leq 2/3$$

Avec :

α : Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation non pondérées

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

a) $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0,3\alpha)M_0$ et $(1 + 0,3\alpha)M_0 \geq 1,05M_0$

b) $M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} M_0$ dans le cas d'une travée de rive.

$M_t \geq \frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} M_0$ dans le cas d'une travée intermédiaire

c) la valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire ne doit pas être inférieure à :

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

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison entre nus d'appuis :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

- l : La longueur entre nus des appuis,
- q : charge uniformément répartie,
- M_w : la valeur absolue du moment sur l'appui de gauche,
- M_e : la valeur absolue du moment sur l'appui de droite,
- M_t : le moment maximal en travée dans la travée considérée.

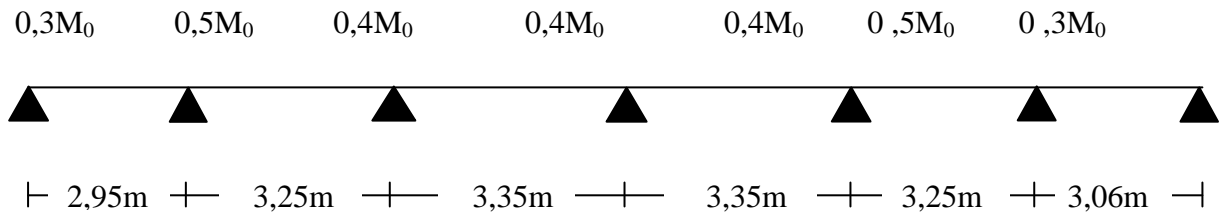


Figure III.2.4: Diagramme des moments fléchissant.

III-2-6 .calculé à ELU : $q_u=7,89\text{KN /ml}$.

a) Calcul du rapport de charge (α)

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{3,5}{5,1 + 3,5} = 0,4$$

$$(1+0,3\alpha) = (1+0,3 \times 0,4) = 1,12$$

$$\frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} = 0,56 \quad \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} = 0,66$$

b) Calcul des moments isostatique : $M_0 = \frac{q_u l^2}{8}$

$$\text{Travée } M_{01} = \frac{q_u x l_{A-B}^2}{8} = \frac{7,89 \times 2,95^2}{8} = 8,58 \text{kn. m}$$

$$\text{Travée } M_{02} = \frac{q_u x l_{B-C}^2}{8} = \frac{7,89 \times 3,25^2}{8} = 10,41 \text{kn. m} = M_{05}$$

$$\text{Travée } M_{03} = \frac{q_u x l_{C-D}^2}{8} = \frac{7,89 \times 3,35^2}{8} = 11,07 \text{kn. m} = M_{04}$$

$$\text{Travée } M_{06} = \frac{q_u x l_{F-G}^2}{8} = \frac{7,89 \times 3,06^2}{8} = 9,23 \text{kn. m}$$

c) Calcul des moments aux appuis :

$$M_A=0, 3M_{01}=0,3 \times 8,58=2,6 \text{kn.m}$$

$$M_B=0, 5 \max (M_{01}; M_{02}) = 0,5 \times 10,41=5,2 \text{kn.m}=M_F$$

$$M_C=0, 4 \max (M_{02}; M_{03}) = 0,4 \times 11,07=4,43 \text{kn.m}=M_D=M_E$$

$$M_G=0, 3 M_{06}=0,3 \times 9,23=2,77 \text{kn.m}$$

d) Calcul des moments en travées :

Travée de rive :

$$* M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0,3\alpha)M_{01} \text{ et } (1 + 0,3\alpha)M_0 \geq 1,05M_0$$

Puisque $(1+0,3\alpha)=1,12 > 1,05$ donc :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,12 \times M_0.$$

$$* Mt_{AB} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{01}$$

Travée intermédiaire :

$$*Mt + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,12M_0$$

et

$$Mt \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0$$

e) Calcul des efforts tranchant :

$$T_{(x)} = \theta_{(x)} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i} \text{ avec: } \theta_{(x)} = \pm \frac{q_u l}{2}$$

$$T_w = \theta_x + \frac{-M_e + M_w}{L} \quad ET \quad T_e = -\theta_x + \frac{-M_e + M_w}{L}$$

Les résultats sont donnés sous forme de tableau :

travée	M ₀ (KN.m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	M _t (KN.m)	T _w (KN)	T _e (KN)
A-B	8,58	2,6	5,2	5,71	10,76	-12,52
B-C	10,41	5,2	4,43	6,84	13,06	-12,58
C-D	11,07	4,43	4,43	7,97	13,21	-13,21
D-E	11,07	4,43	4,43	7,97	13,21	-13,21
E-F	10,41	4,43	5,2	6,84	12,58	-13,06
F-G	9,23	5,2	2,77	6,35	12,86	-11,27

* diagramme des efforts internes :

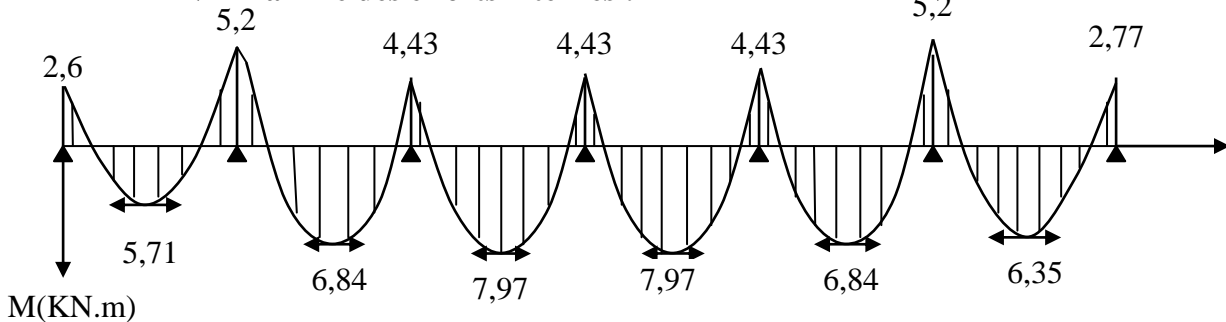


Diagramme des moments fléchissant à ELU

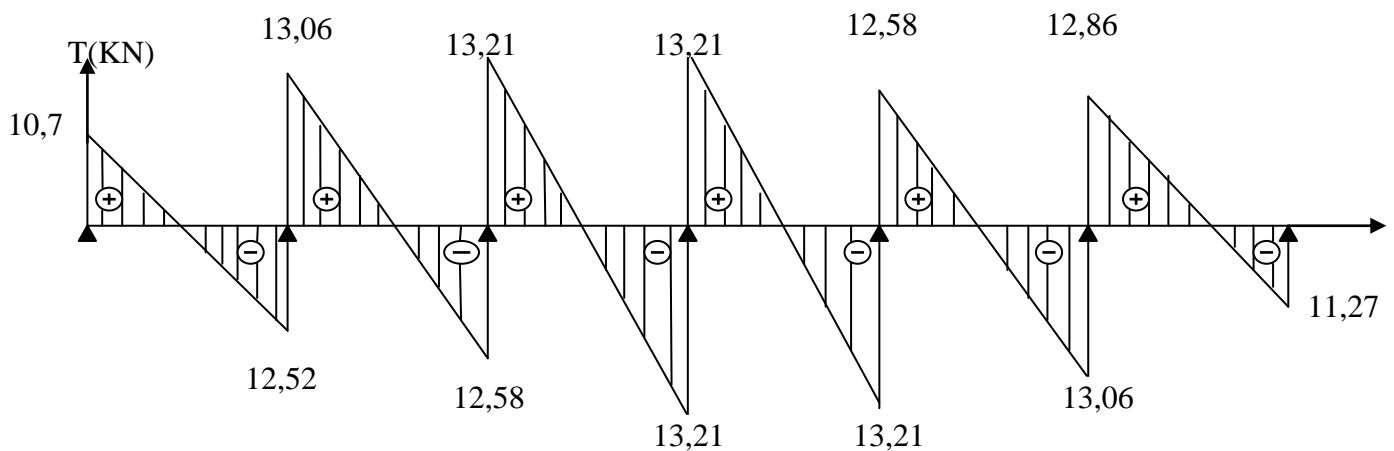


Diagramme des efforts tranchants à ELU

III-2-7.Calcul à ELS :

1-moment isostatique : $M_0 = \frac{q_s l^2}{8}$

Travée A-B : $M_{01} = \frac{q_s x l_{A-B}^2}{8} = \frac{5,59 \times 2,95^2}{8} = 6,08 \text{kn.m}$

Travée B-C : $M_{02} = \frac{q_s x l_{B-C}^2}{8} = \frac{5,59 \times 3,25^2}{8} = 7,38 \text{kn.m}$

Travée C-D : $M_{03} = \frac{q_s x l_{C-D}^2}{8} = \frac{5,59 \times 3,35^2}{8} = 7,84 \text{kn.m} = M_{04}$

Travée F-G : $M_{06} = \frac{q_s x l_{F-G}^2}{8} = \frac{5,59 \times 3,06^2}{8} = 6,54 \text{kn.m}$

2-calcul de moment aux appuis :

$M_A=0, 3M_{01}=0, 3 \times 6,08=1,824 \text{kn.m}$

$M_B=0, 5 \max (M_{01}; M_{02})=0, 5 \times 7,38=3,69 \text{kn.m}=M_F$

$M_C=0, 4 \max (M_{02}; M_{03})=0, 4 \times 7,84=3,14 \text{kn.m}=M_D=M_E$

$M_G=0, 3 M_{06}=0, 3 \times 6,54=1,96 \text{kn.m}$

3) Calcul des moments en travées :

Travée de rive:

* $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0,3\alpha)M_{01}$ et $(1 + 0,3\alpha)M_0 \geq 1,05M_0$

Puisque $(1+0,3\alpha)=1,12 > 1,05$ donc :

$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,12 \times M_0.$

* $M_{t_{AB}} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{01}.$

Travée intermédiaire :

* $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,12M_0$

et

$M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0$

4) Calcul des efforts tranchant :

$T_{(x)} = \theta_{(x)} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$ avec: $\theta_{(x)} = \pm \frac{q_u l}{2}$

$T_w = \theta_x + \frac{-M_e + M_w}{L}$ ET $T_e = -\theta_x + \frac{-M_e + M_w}{L}$

Les résultats sont donnés sous forme de tableau :

Travée	M ₀ (KN.m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	M _t (KN.m)	T _w (KN)	T _e (KN)
A-B	6,08	1,824	3,69	4,05	7,6	-8,87
B-C	7,38	3,69	3,14	4,85	9,25	-8,91
C-D	7,84	3,14	3,14	5,64	9,36	-9,36
D-E	7,84	3,14	3,14	5,64	9,36	-9,36
E-F	7,38	3,14	3,69	4,85	8,91	-9,25
F-G	6,54	3,69	1,96	4,5	9,11	-7,98

*diagramme des efforts internes :

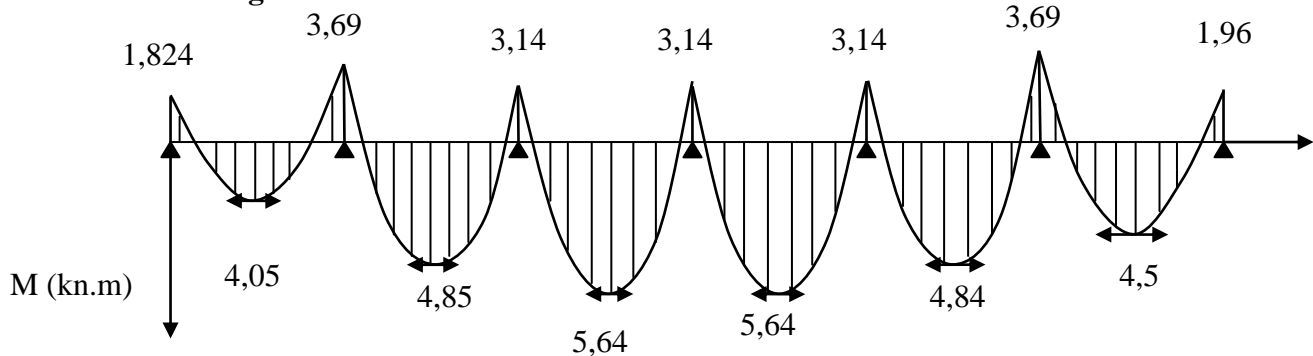


Diagramme des moments fléchissant à ELS

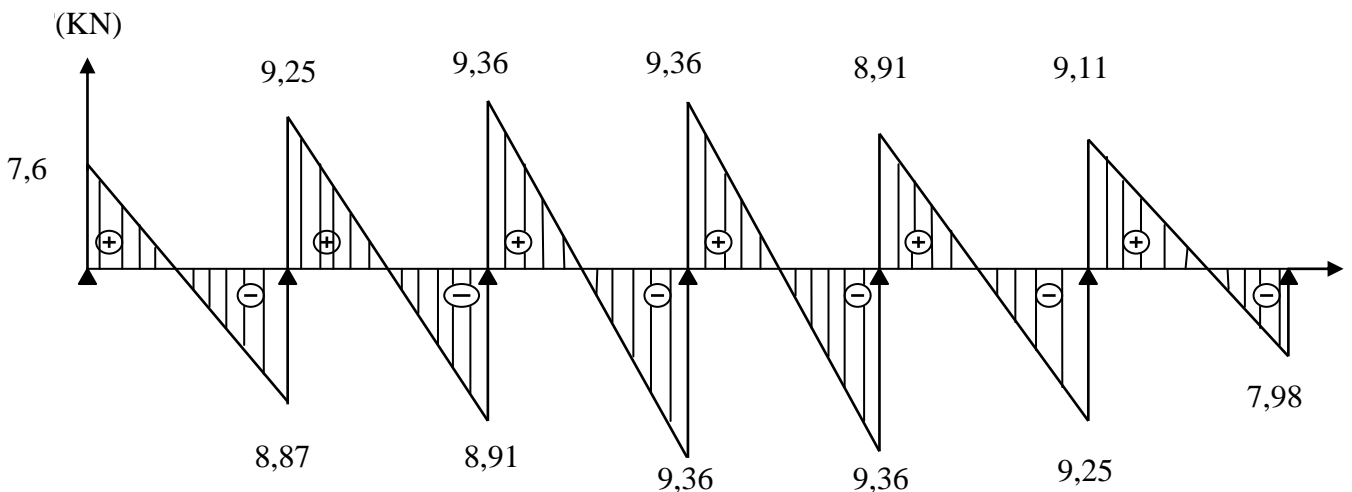


Diagramme des efforts tranchants à ELS

III -2-7.1 Calcul des armatures :

Le ferrailage se fera en considérant le moment maximal.

En travée : $M_t^{max} = 7,97 \text{ kn.m}$

En appui : $M_a^{max} = 5,2 \text{ kn.m}$

a-Armatures longitudinales :

En travées :

-Le moment équilibré par la table de compression :

$$M = bh_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bc} = 65 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) \times 1,42 \times 10^{-2}$$

$M = 59,07 \text{ KN.m} > M_t \rightarrow$ l'axe neutre de la section se situe dans la table de compression. la section est rectangulaire $(bxh) = (65 \times 20)$.

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7,97 \times 10^2}{65 \times 18^2 \times 1,42} = 0,027 < \mu_l \rightarrow SSA \rightarrow \beta = 0,9865$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{7,97 \times 10^2}{0,9865 \times 18 \times 34,8} = 1,29 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{st} = 3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2$

Aux appuis :

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

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{5,2 \times 10^2}{12 \times 18^2 \times 1,42} = 0,094 \text{ cm}^2 < \mu_l \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0,951$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{5,2 \times 10^2}{0,951 \times 18 \times 34,8} = 0,873 \text{ cm}^2$$

Soit

$$A_a = 2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

b-Armatures transversales : article A.7.2. 12 /BAEL91 modifié 2003

Le diamètre des armatures transversales ne doit pas dépasser l'une des valeurs suivantes :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \left(\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b_0}{10} \right) \right\} = \min \left\{ \left(\frac{20}{35} ; 1 ; \frac{12}{10} \right) \right\} \rightarrow \phi_t \leq \min \{ 0,57 ; 1 ; 1,2 \} = 0,57 \text{ cm}$$

Avec :

h : hauteur totale de la poutre. (20cm).

ϕ_l : diamètre des armatures longitudinales :

b_0 : Largeur de l'âme (12cm)

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On choisira un cadre de $\Phi = 8 \text{ mm}$; avec $A_t = 2HA8 = 1,01 \text{ cm}^2$

c-L'espace des cadres : article A 5.1.22 /BAEL91.

$$S_t \leq \min(0,9d, 40\text{cm}) = \min(0,9 \times 18; 40) = 16,2 \text{ cm}$$

Soit un espacement $S_t = 16 \text{ cm}$

Conclusion Les armatures transversales seront réalisées par des étriers en HA8, avec un espacement $S_t = 16 \text{ cm}$.

III-2-7.2 Vérification à l'ELU:

a- Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91, A 4.2.1) :

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

En travée : $A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **condition vérifiée.**

Sur appuis : $A_a = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **condition vérifiée.**

b-Vérification au cisaillement : (BAEL91/Art A.5.1.211)

$$T_{\max} = 13,21 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{13,21 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,611 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = \min(2,5; 4 \text{ Mpa}) = 2,5 \text{ Mpa} > \tau_u \rightarrow$$
 condition vérifiée.

c-Vérification de la contrainte d'adhérence : (BAEL91/Art 6.1.3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

Avec $\sum u_i$: somme des périmètres utiles des armatures d'appuis

$$\sum u_i = n\phi\pi = 2 \times 10 \times 3,14 = 62,8 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0,9d\sum u_i} = \frac{13,21 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 62,8} = 1,3 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

d-vérification de la longueur de scellement :

Longueur de scellement (**Art A.6. 1.221 BAEL91**)

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} \quad \text{avec: } \tau_{su} = 0,6\Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5^2) \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa.}$$

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm} \rightarrow l_s = 45 \text{ cm.}$$

Les règles de BAEL 91 (article. A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée assurée hors crochet est au moins égale à $0,4l_s$ pour les aciers HA

$$l_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm} \quad \text{On opte pour : } l_s = 18 \text{ cm}$$

e- Influence de l'effort tranchant sur le béton et l'acier : (Art. A5.1.313/BAEL91) :

On doit vérifier que :

-Sur le béton

$$T_{max} \leq 0,4b_0 \times a \times \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) \quad \text{avec } a = 0,9d$$

$$T_{max} \leq 0,4 \times 120 \times 0,9 \times 180 \times (25/1,5) \times 10^{-3} = 129,6 \text{ KN}$$

Appuis de rive :

$$T_{max} = 12,86 \text{ KN} < 129,76 \text{ KN} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Appuis intermédiaires :

$$T_{max} = 13,21 \text{ KN} < 129,76 \text{ KN} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

-Sur l'acier :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} (T_{max} + H) \quad \text{avec} \quad H = \frac{M_{a \max}}{0,9d}$$

$$A_a \geq \frac{1,15}{40} \left(13,21 - \frac{5,2}{0,9 \times 18} \right) = 0,37$$

$$A_a = 1,13 \text{ cm}^2 > 0,37 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

f-Vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires :

$$\text{On doit vérifier que : avec } \sigma_{bc}^{max} = \frac{T_{max}}{b_0 \times a} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc}^{max} = \frac{13,21 \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 180} = 0,68 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

\Rightarrow Les armatures calculées sont suffisantes

III-2-7.3 : vérification à ELS :

a. vérification de la résistance du béton à la compression $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

-Aux appuis : $M_a^{max} = 3,69 \text{ kn.m}$; $A = 1,13 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1,13}{12 \times 18} = 0,523 \rightarrow \beta_1 = 0,891 \quad \text{et} \quad K_1 = 31,12$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{max}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{3,69 \times 10^6}{0,891 \times 180 \times 1,13 \times 10^2} = 203,61 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{203,61}{31,12} = 6,54 < 15 \text{Mpa} \rightarrow \text{condition vérifié.}$$

-En travée : $M_t^{max} = 5,64 \text{kn.m}$; $A = 2,36 \text{cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2,36}{12 \times 18} = 1,0926 \rightarrow \beta_1 = 0,856 \text{ et } K_1 = 19,75$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{max}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{5,64 \times 10^6}{0,856 \times 180 \times 2,36 \times 10^2} = 155,1 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{155,1}{19,75} = 7,85 < 15 \text{Mpa} \rightarrow \text{condition vérifié.}$$

La vérification étant satisfaite alors les armatures calculées à ELU son suffisantes.

b. Etat limite d'ouverture des fissures : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{Mpa}$

Aux appuis : $\sigma_s = 203,61 \text{Mpa} < 348 \text{Mpa}$

En travée : $\sigma_s = 155,1 \text{Mpa} < 348 \text{Mpa}$

c. Etat limite de déformation : (BAEL 91ART B.68.4.24)

D'après les règles du BAEL 91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant ne pas justifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} ; \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

h : hauteur totale de la section droite ($h=20\text{cm}$).

L : portée de la plus longue travée dans le sens considéré ($L = 3,35\text{m}$)

M_0 : moment isostatique de la travée considérée

M_t : moment max en travée.

b_0 : largeur de la nervure.

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{335} = 0,06 < \frac{1}{16} = 0,0625$$

$$\frac{h}{l} = 0,06 < \frac{5,64}{10 \times 7,84} = 0,072$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,0109 > \frac{4,2}{400} = 0,0105$$

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est obligatoire.

-Calcul de la flèche :

\bar{f} : Flèche admissible

E_v : module de déformation différé.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène ($n = 15$) par rapport Au centre de gravité de la section.

n : Coefficient d'équivalence acier-béton ($n = 15$)
(d'après le **BAEL91.art.II.1**)

v_i : position de l'axe neutre

$$f = \frac{M_t^s \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

Position de centre de gravité :

$$S_{xx'} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_t \cdot d = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 3,39 \times 18 = 3739,3 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = b_0(h - h_0) + b h_0 + n A_t = 12 \times (20 - 4) + 65 \times 4 + 15 \times 3,39 = 502,85 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{3739,3}{502,85} = 7,47 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 20 - 7,47 = 12,53 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (v_1^3 + v_2^3) + h_0 (b - b_0) \left[\frac{h_0^2}{12} + (v_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15 A_t (v_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7,47^3 + 12,53^3) + 4(65 - 12) \left[\frac{4^2}{12} + (7,47 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 3,39 (12,53 - 2)^2 = 2363,146 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients λ et μ :

$$\text{avec: } \rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,0156 \Rightarrow \beta = 0,9782$$

$$\lambda = \frac{0,02 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2 + 3 \times \frac{12}{65}) \times 0,0156} = 1,054$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{5,64 \times 10^3}{0,9782 \times 18 \times 3,39} = 94,488$$

$$\mu = \left\{ 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \right\} = \left\{ 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0156 \times 94,488 + 2,1} \right\} = 0,46$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu \cdot \lambda} = \frac{1,1 \times 23632,146}{1 + 0,46 \times 1,054} = 17507,18 \text{ cm}^4$$

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

$$f = \frac{5,64 \times 10^6 \times 3350^2}{10 \times 10818,86 \times (17507,18 \times 10^4)} = 3,34 \text{ mm} < \bar{f} = \frac{3350}{500} = 6,7 \text{ mm}$$

→ la flèche est vérifiée.

III.2.8. Etude de plancher RDC (à usage commerciale) :

Les conditions de la méthode forfaitaire sont vérifiées.

III.2.8.1 calcul à ELU : $q_u = 6,91 \text{ KN/ml}$.

a) Calcul du rapport de charge (α) :

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{2,5}{5,1 + 2,5} = 0,33$$

$$(1 + 0,3\alpha) = (1 + 0,3 \times 0,33) = 1,099$$

$$\frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} = 0,55 \quad \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} = 0,65$$

b) Calcul des moments isostatique : $M_0 = \frac{q_u l^2}{8}$

Travée A-B : $M_{01} = \frac{q_u x l_{A-B}^2}{8} = \frac{6,91 \times 2,95^2}{8} = 7,52 \text{kn.m}$

Travée B-C : $M_{02} = \frac{q_u x l_{B-C}^2}{8} = \frac{6,91 \times 3,25^2}{8} = 9,12 \text{kn.m} = M_{05}$

Travée C-D : $M_{03} = \frac{q_u x l_{C-D}^2}{8} = \frac{6,91 \times 3,35^2}{8} = 9,69 \text{kn.m} = M_{04}$

Travée F-G : $M_{06} = \frac{q_u x l_{F-G}^2}{8} = \frac{6,91 \times 3,06^2}{8} = 8,09 \text{kn.m}$

c) Calcul des moments aux appuis :

$$M_A=0, 3M_{01}=0,3 \times 7,52=2,26 \text{kn.m}$$

$$M_B=0, 5\max(M_{01}; M_{02})=0,5 \times 9,12=4,56 \text{kn.m}=M_F$$

$$M_C=0, 4\max(M_{02}; M_{03})=0,4 \times 9,69=3,88 \text{kn.m}=M_D=M_E$$

$$M_G=0, 3M_{06}=0,3 \times 8,09=2,43 \text{kn.m}$$

d) Calcul des moments en travées :

Travée de rive :

$$* M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0,3\alpha)M_{01} \text{ et } (1 + 0,3\alpha)M_0 \geq 1,05M_0$$

Puisque $(1+0,3\alpha)=1,099 > 1,05$ donc :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,099 \times M_0.$$

$$* M_{t_{AB}} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{01}.$$

Travée intermédiaire :

$$* M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,099 M_0$$

et

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0$$

e) Calcul des efforts tranchant :

$$T_{(x)} = \theta_{(x)} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i} \text{ avec } \theta_{(x)} = \pm \frac{q_u l}{2}$$

$$T_w = \theta_x + \frac{-M_e + M_w}{2} \quad \text{ET} \quad T_e = -\theta_x + \frac{-M_e + M_w}{2}$$

Les résultats sont donnés sous forme de tableau :

travée	M ₀ (KN.m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	M _t (KN.m)	T _w (KN)	T _e (KN)
A-B	7,52	2,26	4,56	4,88	9,41	-10,97
B-C	9,12	4,56	3,88	5,8	11,44	-11,02
C-D	9,69	3,88	3,88	6,77	11,57	-11,57
D-E	9,69	3,88	3,88	6,77	11,57	-11,57
E-F	9,12	3,88	4,56	5,8	11,02	-11,44
F-G	8,08	4,56	2,43	5,4	11,26	-9,87

* diagramme des efforts internes :

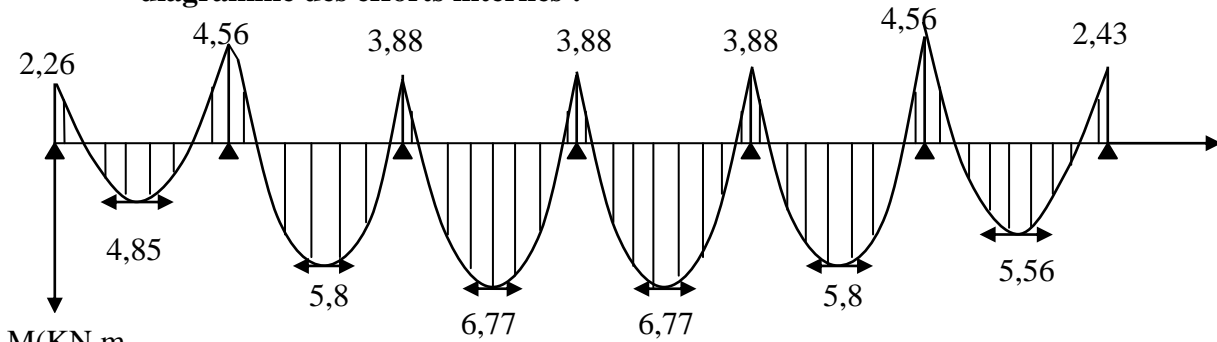


Diagramme des moments fléchissant à ELU

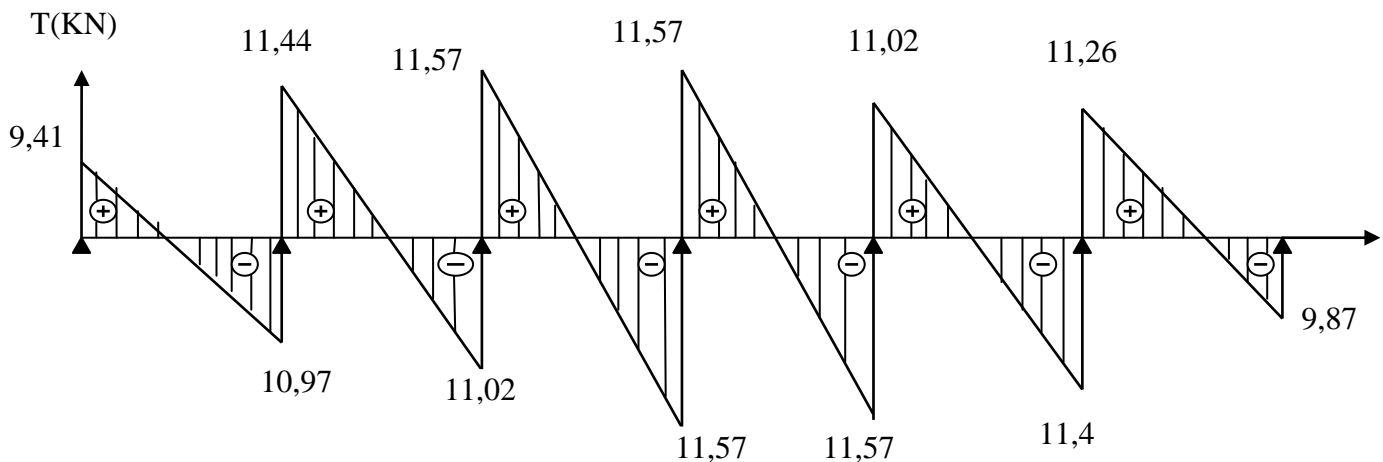


Diagramme des efforts tranchants à ELU

III.2.8.2.Calcul à ELS :

1-moment isostatique : $M_0 = \frac{q_s l^2}{8}$

Travée A-B : $M_{01} = \frac{q_s x l_{A-B}^2}{8} = \frac{4,94 \times 2,95^2}{8} = 5,37 \text{ kn.m}$

Travée B-C : $M_{02} = \frac{q_s x l_{B-C}^2}{8} = \frac{4,94 \times 3,25^2}{8} = 6,52 \text{ kn.m} = M_{05}$

Travée C-D : $M_{03} = \frac{q_s x l_{C-D}^2}{8} = \frac{4,94 \times 3,35^2}{8} = 6,93 \text{ kn.m} = M_{04}$

Travée F-G : $M_{06} = \frac{q_s \times l_{F-G}^2}{8} = \frac{4,94 \times 3,06^2}{8} = 5,78 \text{kn.m}$

2-calcul de moment aux appuis :

$M_A=0, 3M_{01}=0, 3 \times 5, 37=1,61 \text{kn.m}$

$M_B=0, 5 \max (M_{01}; M_{02}) =0, 5 \times 6, 52=3,26 \text{kn.m}=M_F$

$M_C=0, 4 \max (M_{02}; M_{03}) =0, 4 \times 6, 93=2,772 \text{kn.m}=M_D=M_E$

$M_G=0, 3 M_{06}=0, 3 \times 5, 78=1,734 \text{kn.m}$

3) Calcul des moments en travées et les efforts tranchants :

Les résultats sont donnés sous forme de tableau :

travée	M ₀ (KN.m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	M _t (KN.m)	T _w (KN)	T _e (KN)
A-B	5,37	1,61	3,26	3,49	6,72	-7,84
B-C	6,52	3,26	2,772	4,15	8,18	-7,88
C-D	6,93	2,772	2,772	4,84	8,27	-8,27
D-E	6,93	2,772	2,772	4,84	8,27	-8,27
E-F	6,52	2,772	3,26	4,15	7,88	-8,18
F-G	5,78	3,26	1,734	3,85	8,06	-7,06

***diagramme des efforts internes :**

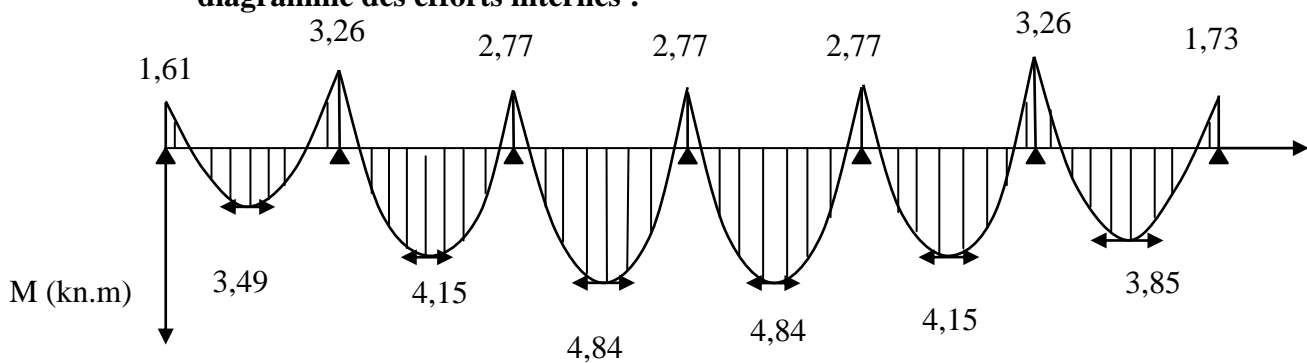


Diagramme des moments fléchissant à ELS

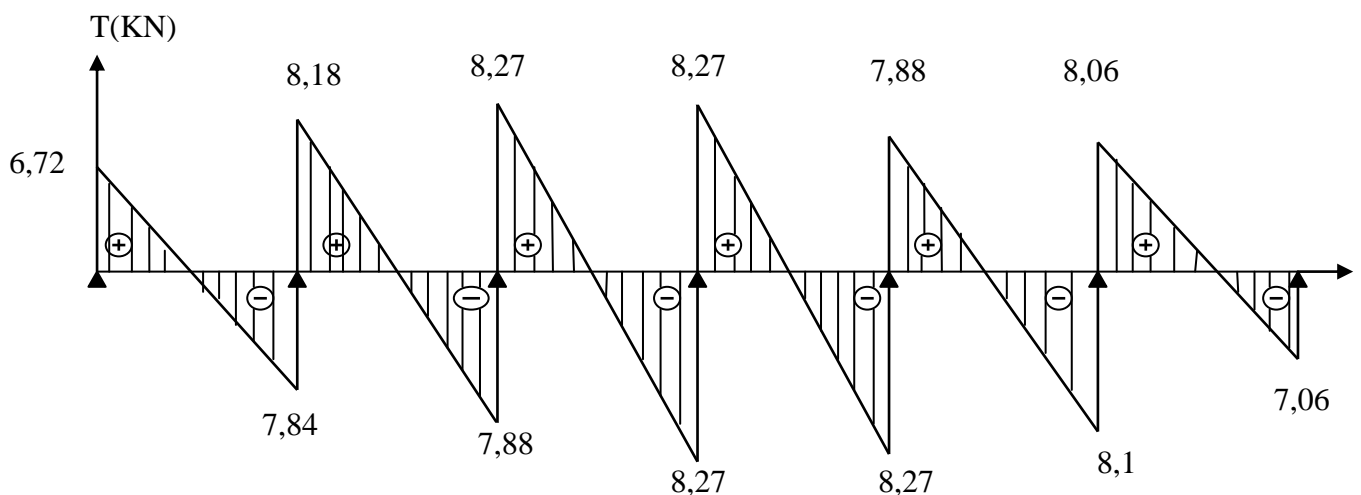


Diagramme des efforts tranchants à ELS

III .2.8.3. Calcul des armatures :

Le ferrailage se fera en considérant le moment maximal.

En travée : $M_t^{\max} = 6,77 \text{ kn.m}$

En appui : $M_a^{\max} = 4,56 \text{ kn.m}$

a-Armatures longitudinales :**En travées :**

-Le moment équilibré par la table de compression :

$$M = bh_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bc} = 65 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) \times 1,42 \times 10^{-2}$$

$M = 59,07 \text{ KN.m} > M_u \rightarrow$ l'axe neutre de la section se situe dans la table de compression. la section est rectangulaire (bxh) = (65x20).

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{6,77 \times 10^2}{65 \times 18^2 \times 1,42} = 0,0226 < \mu_l \rightarrow SSA \rightarrow \beta = 0,9887$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{6,77 \times 10^2}{0,9887 \times 18 \times 34,8} = 1,093 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{st} = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$

Aux appuis :

La table de compression est entièrement tendue, et comme le béton n'intervient pas dans le calcul de la résistance, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur

$b = b_0 = 12 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 20 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4,56 \times 10^2}{12 \times 18^2 \times 1,42} = 0,0826 < \mu_l \rightarrow SSA \rightarrow \beta = 0,9567$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{4,56 \times 10^2}{0,9567 \times 18 \times 34,8} = 0,76 \text{ cm}^2$$

Soit $A_a = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$

b-Armatures transversales : article A.7.2. 12 /BAEL91 modifié 2003

Le diamètre des armatures transversales ne doit pas dépasser l'une des valeurs suivantes :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10} \right) = \min \left\{ \frac{20}{35}; 1; \frac{12}{10} \right\} \rightarrow \phi_t \leq \min \{0,57; 1; 1,2\} = 0,57 \text{ cm}$$

Avec :

h : hauteur totale de la poutre. (20cm).

ϕ_l : diamètre des armatures longitudinales :

b_0 : Largeur de l'âme (12cm)

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On choisira un cadre de $\Phi = 8 \text{ mm}$; avec $A_t = 2\text{HA}8 = 1,01 \text{ cm}^2$

c-L'espacement des cadres : article A 5.1.22 /BAEL9

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

Soit un espacement $S_t = 16 \text{ cm}$

Conclusion Les armatures transversales seront réalisées par des étriers en HA8, avec un espacement $S_t = 16 \text{ cm}$.

III.2.8.4. Vérification à l'ELU:

a- Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91, A 4.2.1) :

En travée : $A_t = 3,39\text{cm}^2 > A_{\min} = 1,41\text{cm}^2 \longrightarrow$ condition vérifié.
 Sur appuis : $A_a = 1,57\text{cm}^2 > A_{\min} = 1,41\text{cm}^2 \longrightarrow$ condition vérifié.

b-Vérification au cisaillement : (BAEL91/Art A.5.1.211)

$$T_{\max} = 11,57\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{11,57 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,536\text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa}\right) = \min(2,5; 4\text{Mpa}) = 2,5\text{Mpa} < \tau_u \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

c-Vérification de la contrainte d'adhérence : (BAEL91/Art 6.1.3) :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{Mpa}$$

Avec $\sum u_i$ somme des périmètres utiles des armatures d'appuis

$$\sum u_i = n\phi\pi = 2 \times 10 \times 3,14 = 62,8\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9d\sum u_i} = \frac{11,57 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 62,8} = 1,137\text{Mpa} < \bar{\tau}_{se} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

d-vérification de la longueur de scellement :

Longueur de scellement (Art A.6. 1.221 BAEL91)

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} \quad \text{avec: } \tau_{su} = 0,6\Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5^2) \times 2,1 = 2,835\text{Mpa.}$$

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33\text{cm} \rightarrow l_s = 45\text{cm.}$$

Les règles de BAEL 91 (article. A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée assurée hors crochet est au moins égale à $0,4l_s$ pour les aciers HA

$$l_s = 0,4 \times 45 = 18\text{cm} \quad \text{On opte pour : } l_s = 18\text{cm}$$

e- Influence de l'effort tranchant sur le béton et l'acier : (Art. A5.1.313/BAEL91) :

On doit vérifier que :

-Sur le béton

$$T_{\max} \leq 0,4b_0 \times a \times \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\right) \quad \text{avec } a = 0,9d$$

$$T_{\max} \leq 0,4 \times 120 \times 0,9 \times 180 \times (25/1,5) \times 10^{-3} = 129,6\text{KN}$$

Appuis de rive :

$$T_{\max} = 11,26\text{KN} < 129,76\text{KN} \longrightarrow \text{condition vérifié}$$

Appuis intermédiaires :

$$T_{\max} = 11,57\text{KN} < 129,76\text{KN} \longrightarrow \text{condition vérifié}$$

-Sur l'acier :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} (T_{\max} + H) \quad \text{avec } H = \frac{M_{a \max}}{0,9d}$$

$$A_a = 1,13 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{40} \left(11,57 - \frac{4,56}{0,9 \times 18} \right) = 0,32 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

f-Vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires :

On doit vérifier que : avec $\sigma_{bc}^{max} = \frac{T_{max}}{b_0 \times a} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc}^{max} = \frac{11,57 \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 180} = 0,595 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

⇒ Les armatures calculées sont suffisantes

III.2.8.5: vérification à ELS :

a. vérification de la résistance du béton à la compression $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

-Aux appuis : $M_a^{max} = 3,26 \text{ kn.m}$; $A = 1,57 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,727 \rightarrow \beta_1 = 0,8765 \rightarrow k_1 = 25,485$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{max}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{3,26 \times 10^6}{0,8765 \times 180 \times 1,57 \times 10^2} = 131,61 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{131,61}{25,485} = 5,16 < 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifié.}$$

-En travée : $M_t^{max} = 4,84 \text{ kn.m}$; $A = 3,39 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3,39}{12 \times 18} = 1,57 \rightarrow \beta_1 = 0,8366 \rightarrow k_1 = 15,60$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{max}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{4,84 \times 10^6}{0,8366 \times 180 \times 3,39 \times 10^2} = 94,81 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{94,81}{15,60} = 6,077 < 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifié.}$$

La vérification étant satisfaite alors les armatures calculées à ELU son suffisantes.

c. Etat limite d'ouverture des fissures : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$

Aux appuis : $\sigma_s = 203,61 \text{ Mpa} < 348 \text{ Mpa}$

En travée : $\sigma_s = 155,1 \text{ Mpa} < 348 \text{ Mpa}$

c. Etat limite de déformation : (BAEL 91ART B.68.4.24)

D'après les règles du BAEL 91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant ne pas justifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} ; \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

h : hauteur totale de la section droite ($h=20 \text{ cm}$).

L : portée de la plus longue travée dans le sens considéré ($L = 3,35 \text{ m}$)

M_0 : moment isostatique de la travée considérée

M_t : moment max en travée.

b_0 : largeur de la nervure.

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{335} = 0,06 < \frac{1}{16} = 0,0625$$

$$\frac{h}{l} = 0,06 < \frac{4,84}{10 \times 6,93} = 0,07$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,0109 > \frac{4,2}{400} = 0,0105$$

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est obligatoire.

-Calcul de la flèche :

\bar{f} : Flèche admissible

E_v : module de déformation différée.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène
($n = 15$) par rapport Au centre de gravité de la section.

n : Coefficient d'équivalence acier-béton ($n = 15$)
(d'après le **BAEL91.art.II.1**)

v_1 : position de l'axe neutre

$$f = \frac{M_t^s \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

Position de centre de gravité :

$$S_{xx'} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15A_t \cdot d = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 3,39 \times 18 = 3739,3 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = b_0(h - h_0) + b h_0 + nA_t = 12 \times (20 - 4) + 65 \times 4 + 15 \times 3,39 = 502,4 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{3739,3}{502,4} = 7,47 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 20 - 7,47 = 12,53 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (v_1^3 + v_2^3) + h_0(b - b_0) \left[\frac{h_0^2}{12} + (v_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15A_t(v_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7,47^3 + 12,53^3) + 4(65 - 12) \left[\frac{4^2}{12} + (7,47 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 2,36(12,53 - 2)^2 = 23632,146 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients λ et μ :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,0156 \rightarrow \beta_1 = 0,9782$$

$$\lambda = \frac{0,02 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2 + 3 \times \frac{12}{65}) \times 0,0156} = 1,054$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{4,84 \times 10^3}{0,9782 \times 18 \times 3,39} = 81,086$$

$$\mu = \left\{ 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} \right\} = \left\{ 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0156 \times 81,086 + 2,1} \right\} = 0,487$$

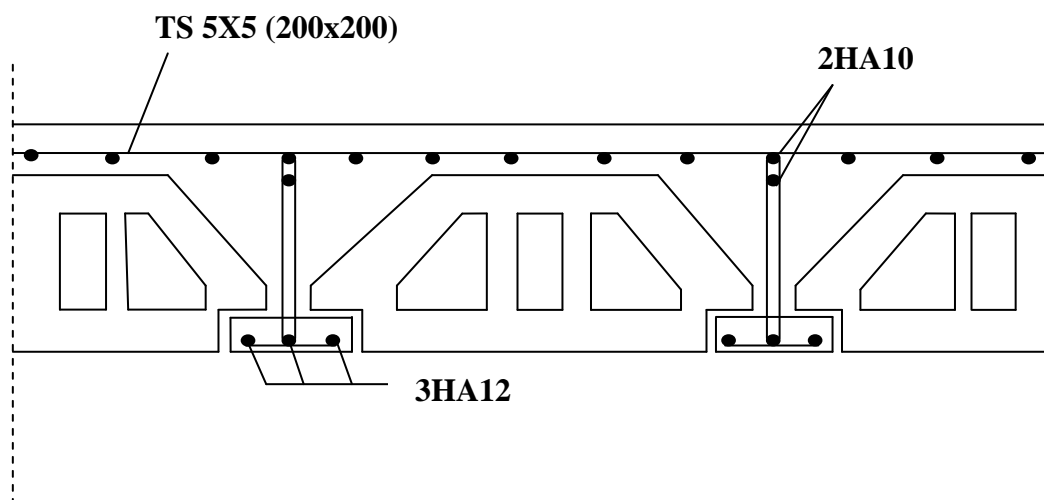
$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \cdot \lambda} = \frac{1.1 \times 23632,146}{1 + 0,487 \times 1,054} = 17177,95 \text{cm}^4$$

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

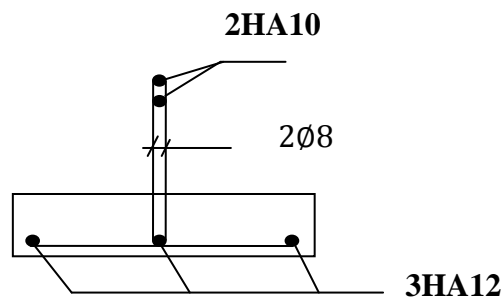
$$f = \frac{4,84 \times 10^6 \times 3350^2}{10 \times 10818,86 \times (17177,95 \times 10^4)} = 2,92 \text{mm} < \bar{f} = \frac{3350}{500} = 6,7 \text{mm}$$

→ la flèche est vérifiée

III.2.8.6 : ferrailage de plancher :



Ferrailage de Plancher



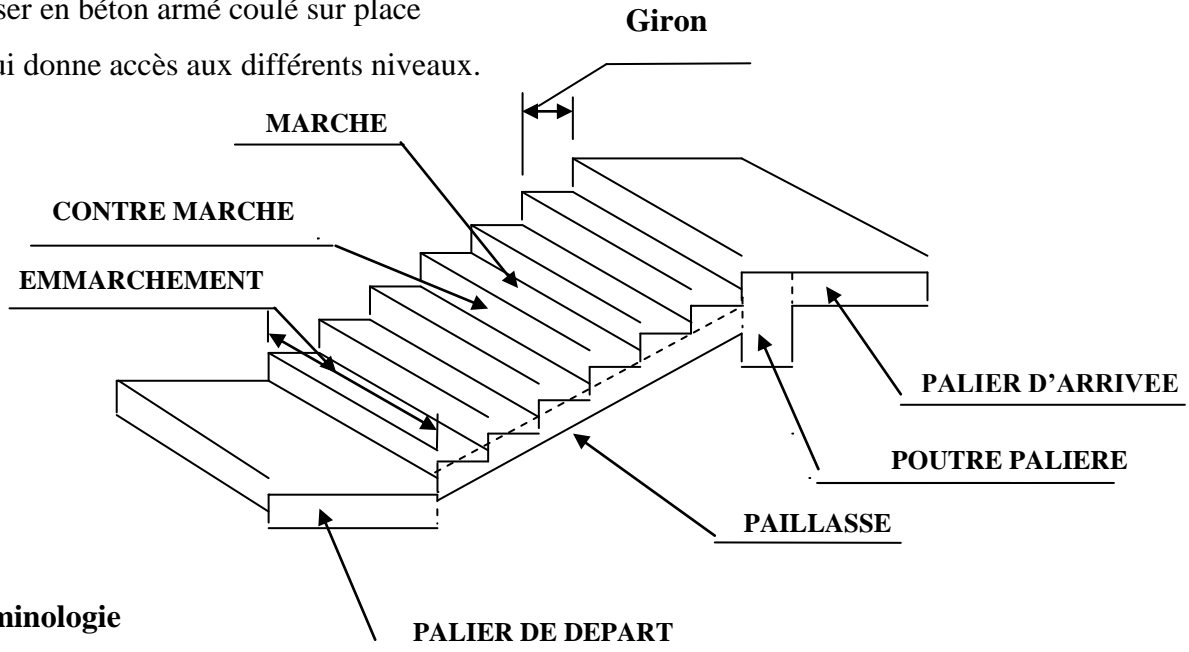
Ferrailage de poutrelle

III-3. Les escaliers :

L'escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à un autre d'une construction.

Notre bâtiment est comporte 3cage d'escalier de même type (escalier à deux volées) est sont réaliser en béton armé coulé sur place

Et qui donne accès aux différents niveaux.



Terminologie

- g: giron,
- H: hauteur de la paillasse,
- h: hauteur de la contre marche,
- L : longueur linéaire de la paillasse,

1^{er} cas : escalier de l'étage courant et de RDC :

III.3.1. Pré dimensionnement : On prend en compte les dimensionnement des plan d'architecture et pour le pré dimensionnements on vérifier la loi de « BLONDEL »

$$60\text{cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm} \quad \text{et} \quad 14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$$

On prend h=17cm \longrightarrow 26cm \leq g \leq 32cm on prend g=28cm

Vérification de la loi de BLONDEL :

$$60\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm}. \quad \longrightarrow \quad 60\text{cm} \leq 28 + 2 \times 17 = 62\text{cm} \leq 66$$

L'emmarchement est de 1,5m > 1,2

} **Condition vérifiée.**

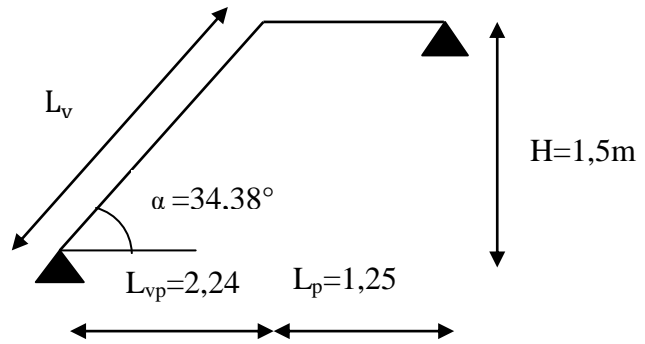
a. Calcul le nombre de marche et contre marche :

$$n^{\text{bre}} \text{ de marche } n = \frac{H}{h} = \frac{(306/2)}{17} = 9 \text{ contre marche}$$

$$n^{\text{bre}} \text{ de marche } m = n - 1 = 8 \text{ marche}$$

b. dimensionnement de paillasse et de palier :

Le pré dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur ces deux extrémité et dont l'épaisseur doit vérifier :



$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad \text{avec: } L: l_{vp} + l_p$$

$$\text{et } l_{vp} = g(n-1) = 0,28 \times 8 = 2,24\text{m}$$

$$L_v = l_{vp} / \cos\alpha \quad \text{avec: } \tan\alpha = \frac{1,5}{2,24} = 0,683 \rightarrow \alpha = 34,38^\circ$$

$$L_v = l_{vp} / \cos\alpha = (2,24 / 0,825) = 2,71\text{m}$$

$$L = 2,24 + 1,25 = 3,50\text{m.}$$

$$\frac{350}{30} = 11,66\text{cm} \leq e \leq \frac{350}{20} = 17,5\text{cm} \Rightarrow e = 15\text{cm}$$

III.3.2 Détermination des charges et surcharges :

Les calcule se fera en flexion simple pour un bande de 1ml.

***paillasse :**

ELEMENTS	Charge (KN/ml)
Poids propre de la paillasse	25x (0,15/cos34, 38) x 1m=4,54
Poids propre des marches	25x (0,17/2)=2,125
mortier de pose	22x0, 02x 1m=0,44
Sable de pose	18x0, 02x 1m=0,36
Carrelage	20x0, 02x 1m=0,4
Enduit de plâtre	10x0, 02x 1m=0,2
Gard corps	0,2x 1m=0,2
	G=8,265
	Q=2,5

* Palier :

ELEMENTS	Charges (KN/ml)
Poids propre de palier	25x0, 15x1=3,75
Revêtements	1,4
	G=5,15
	Q=2,5

III.3.3. Combinaison de charge:

*ELU:

Paillasse: $q_{u1} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 8,265 + 1,5 \times 2,5 = 14,90 \text{ kn/ml}$.

Palier : $q_{u2} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,15 + 1,5 \times 2,5 = 10,7 \text{ kn/ml}$.

*ELS :

Paillasse: $q_{s1} = G + Q = 8,265 + 2,5 = 10,76 \text{ kn/ml}$.

Palier : $q_{s2} = G + Q = 5,15 + 2,5 = 7,65 \text{ kn/ml}$.

III.3.4. Calcul à l'ELU

a. Calcul des efforts internes

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en Prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastrée aux appuis (calcul pour 1ml de l'embranchement)

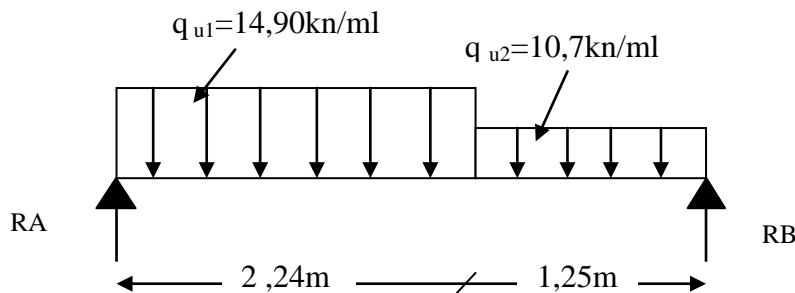


Schéma statique à ELU

a.1. Calcul des réactions d'appuis :

$$\Sigma F/y = 0 \rightarrow RA + RB - (14,90 \times 2,24 + 10,7 \times 1,25) = 0$$

$$\rightarrow RA + RB = 46,75 \text{ kn.}$$

$$\Sigma M/A = 0 \rightarrow RB \times 3,5 - (10,7 \times 1,25 \times 2,86) - (14,90 \times 2,24 \times 1,12) = 0$$

$$\rightarrow RB \cdot 3,5 = 75,63 \Rightarrow RB = 21,61 \text{ KN.}$$

$$RA + 21,61 = 46,75 \text{ KN} \rightarrow RA = 25,14 \text{ KN.}$$

a.2.les efforts interne :

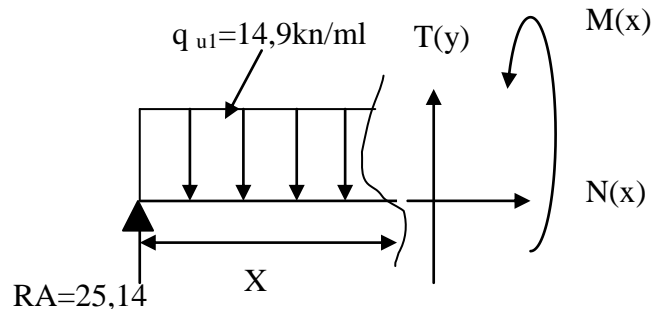
*1^{er} tronçon: $0 \leq x \leq 2,24m$ (de gauche à droite)

$$\Sigma Fy = 0 \Rightarrow Ty = -14,9x + 25,14$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow Ty = 25,14\text{KN.} \\ X = 2,24m \rightarrow Ty = -8,23\text{KN.} \end{cases}$$

$$\Sigma M = 0 \Rightarrow Mz = -7,45x^2 + 25,14x$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow Mz = 0 \\ x = 2,24m \rightarrow Mz = 18,93\text{KN.m} \end{cases}$$



*2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1,25m$ (de droite à gauche)

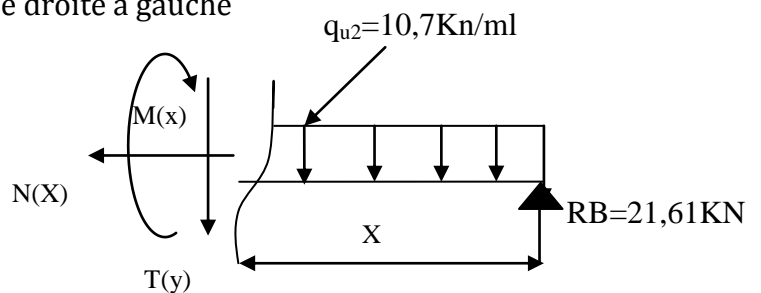
$$\Sigma Fy = 0 \Rightarrow Ty = 10,7x - 21,61$$

$$= 10,7x - 21,61.$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow Ty = -21,61\text{KN.} \\ X = 1,25m \rightarrow Ty = -8,23\text{KN.} \end{cases}$$

$$\Sigma M = 0 \Rightarrow Mz = -5,35x^2 + 21,61x$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow Mz = 0 \\ x = 1,25m \rightarrow Mz = 18,93\text{KN.m} \end{cases}$$



*calcul de M_{max} :

$$T_y = 0 \rightarrow x = (25,14/14,9) = 1,68 \rightarrow M_{max} = 21,20\text{KN.}$$

A fin de tenir compte de semi encastrement aux extrémités, on porte une correction a laide des coefficients réducteurs pour le moment M_{max} aux niveaux des Appuis et en travée. ($M_{max} = 21,20\text{KN.m}$)

$$Ma = -0,3 \times 21,20 = -6,36\text{KN.m.}$$

$$Mt = 0,85 \times 21,20 = 18,66\text{KN.m}$$

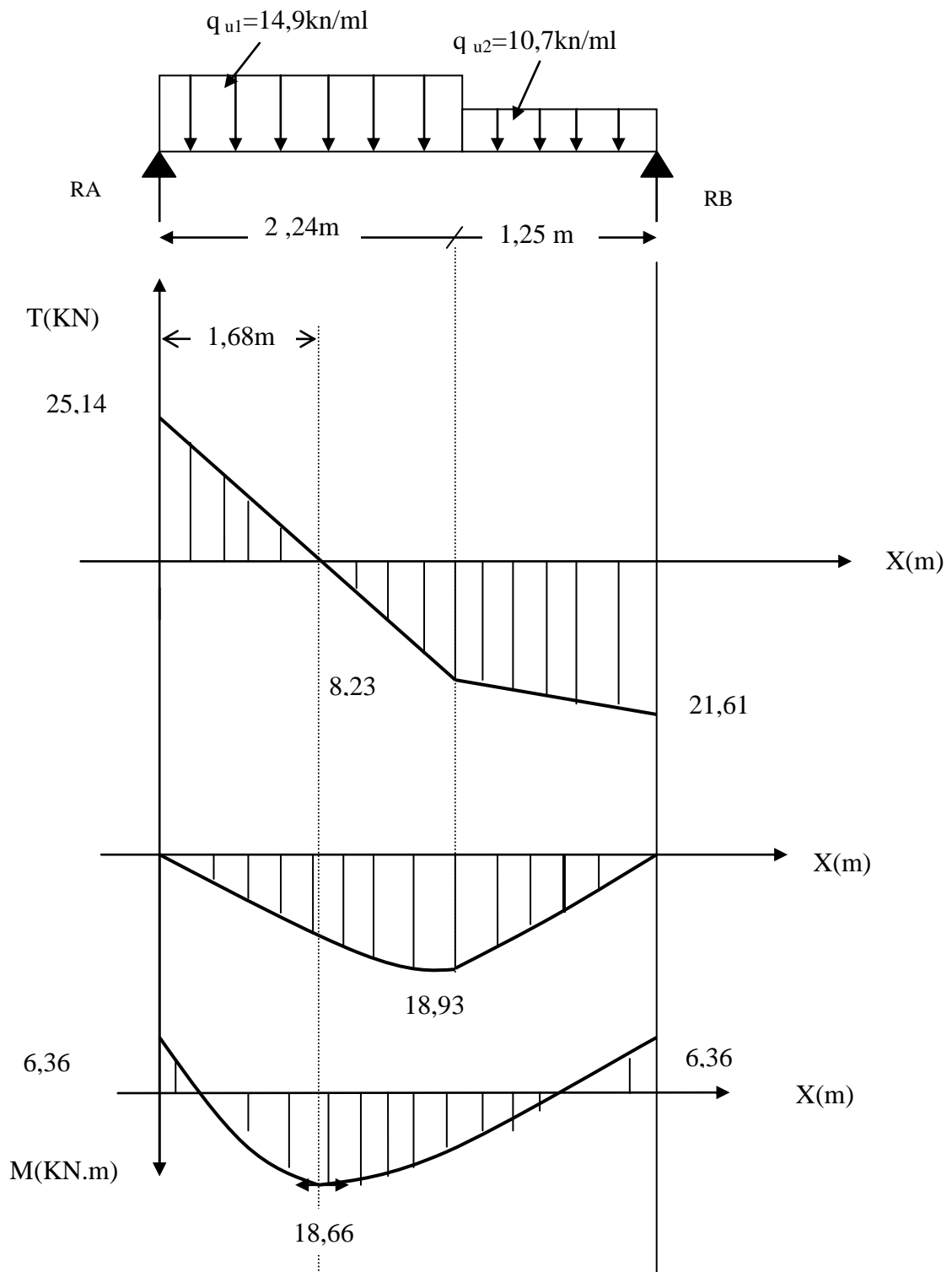
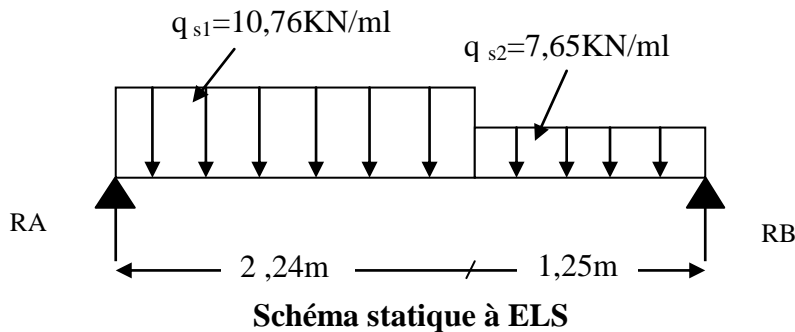


Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants

III.3.5.calcul à ELS:

a. Calcul des efforts internes :



a.1.Calcul des réactions d'appuis :

$$\Sigma F/y = 0 \rightarrow RA + RB - (10,76 \times 2,24 + 7,65 \times 1,25) = 0$$

$$\longrightarrow RA+RB=33,66KN.$$

$$\Sigma M/A = 0 \rightarrow RB \times 3,5 - (7,65 \times 1,25 \times 2,865) - (10,76 \times 2,24 \times 1,12)$$

$$\longrightarrow RB \cdot 3,5 = 54,39 \Rightarrow RB = 15,54KN.$$

$$RA+17,14=37,059KN \longrightarrow RA=18,12KN.$$

a.2.les efforts interne :

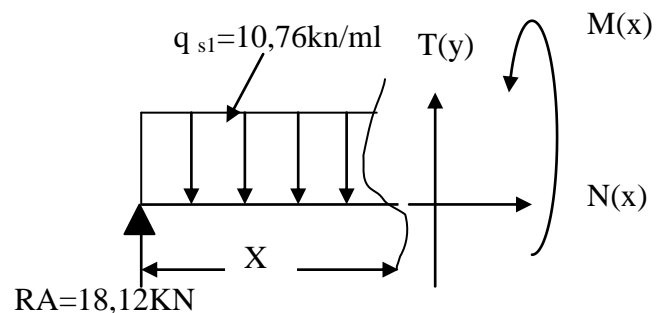
*1^{er} tronçon: $0 \leq x \leq 2,24m$ (de gauche à droite)

$$\Sigma Fy = 0 \Rightarrow Ty = -10,76x + 18,12$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow Ty = 18,12KN. \\ X = 2,24m \rightarrow Ty = -5,98KN. \end{cases}$$

$$\Sigma M = 0 \Rightarrow Mz = -5,38x^2 + 18,12x$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow Mz = 0 \\ x = 2,24m \rightarrow Mz = 13,59KN.m \end{cases}$$



*2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1,25m$ (de droite à gauche)

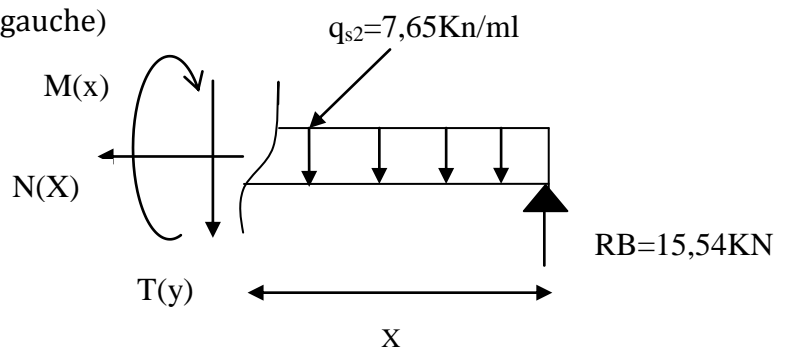
$$\Sigma Fy = 0 \Rightarrow Ty = 7,65x - 15,54$$

$$= 7,65x - 15,54.$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow Ty = -15,54KN. \\ X = 1,25m \rightarrow Ty = -5,98KN. \end{cases}$$

$$\Sigma M = 0 \Rightarrow Mz = -3,825x^2 + 15,54x$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow Mz = 0 \\ x = 1,5m \rightarrow Mz = 13,59KN.m \end{cases}$$



*calcul de M_{max}:

$$Ty = 0 \rightarrow x = (18,12/10,76) = 1,68 \rightarrow M_{max} = 15,25KN.$$

$$\begin{cases} M_a = -0,3 \times 15,25 = -4,57 \text{ KN.m.} \\ M_t = 0,85 \times 15,25 = 12,96 \text{ KN.m} \end{cases}$$

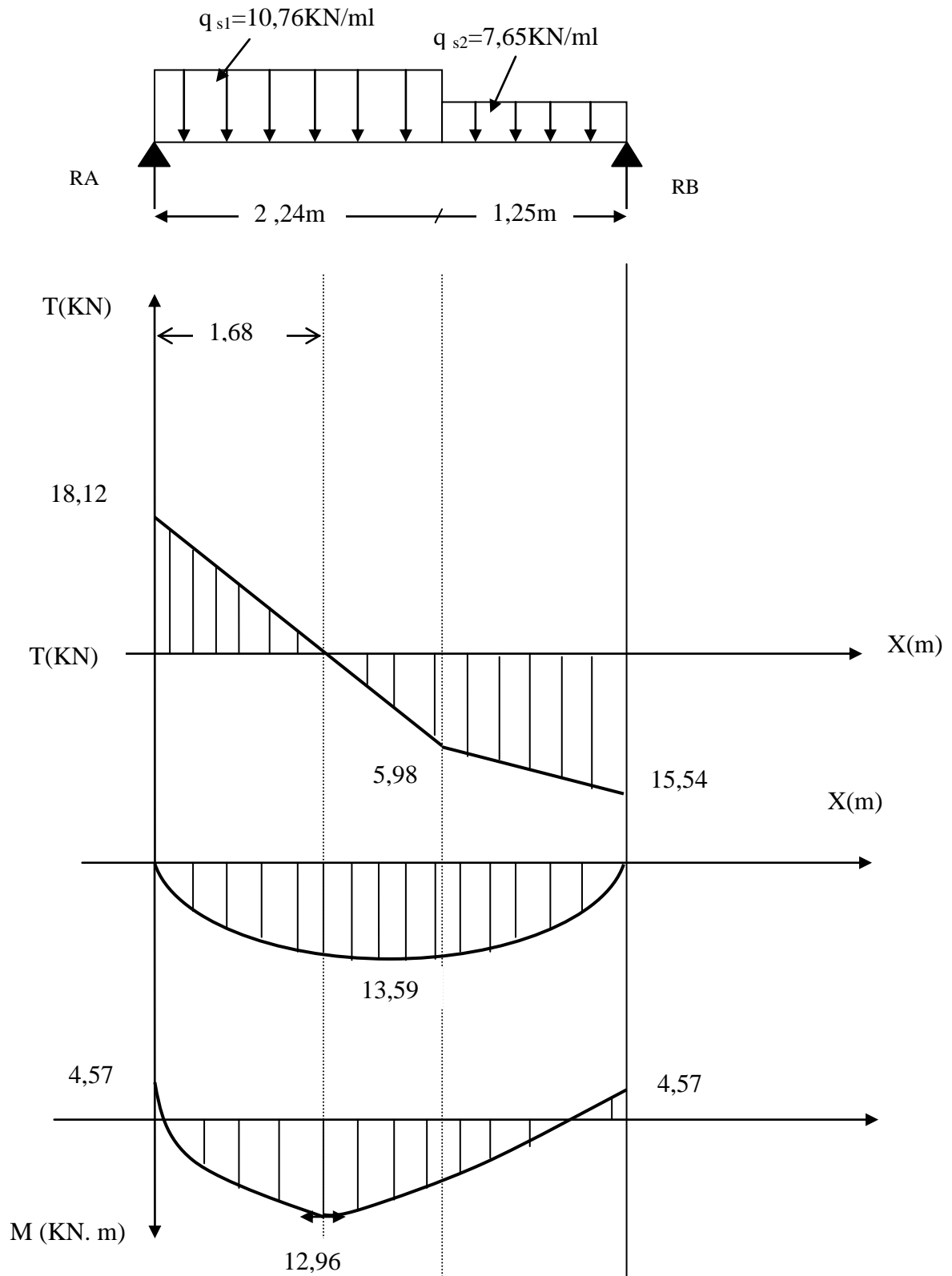


Diagramme des moments fétichisant et des efforts tranchants

III.3.6. Ferrailage*** Calcul des armatures**

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur. Avec : $h=15\text{cm}$; $c=2\text{cm}$; $d=13\text{cm}$.

Armatures principales :***aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_a^u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6,36 \times 10^2}{100 \times 13^2 \times 1,42} = 0,026 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_a = \frac{M_a^u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6,36 \times 10^2}{0,987 \times 13 \times 34,8} = 1,42\text{cm}^2$$

$$1,42 \text{ cm}^2 \times 1,5 (\text{l'embranchement}) = 2,13\text{cm}^2$$

On opte pour 5HA14=7,7cm² avec $S_t=20\text{cm}$

Armatures de repartition:

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{2,13}{4} = 0,53\text{cm}^2$$

On opte pour 5HA10 =3,9cm² avec $e=20\text{cm}$

-En travée :**Armatures principales : $M_t=21,96\text{KN.m}$**

$$\mu_b = \frac{M_t^u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{18,66 \times 10^2}{100 \times 13^2 \times 1,42} = 0,078 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0,959$$

$$A_t = \frac{M_t^u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{18,66 \times 10^2}{0,959 \times 13 \times 34,8} = 4,30\text{cm}^2$$

$$4,3 \times 1,5 (\text{l'embranchement}) = 6,45\text{cm}^2$$

On opte pour 5HA14=7,70cm² avec $S_t=20\text{cm}$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{7,7}{4} = 1,92\text{cm}^2$$

On opte pour 5HA10=3,9cm² avec $S_t=20\text{cm}$

III.3.7Vérification a l'ELU :**1) Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91, A 4.2.1) :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 0,23 \times 100 \times 13 \frac{2,1}{400} = 1,57\text{cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_a = 7,70\text{cm}^2 > A_{\min} = 1,57\text{cm}^2 \\ A_t = 7,70 > A_{\min} = 1,57\text{cm}^2 \end{array} \right\} \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

2) Répartition des barres (Art A.8.2,42/BAEL91)

a) **Armatures principales :** $S_t \leq \min(2h; 25) = 25\text{cm}$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis } S_t=20\text{cm} \\ \text{En travée } S_t=20\text{cm} \end{array} \right\} \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

b) **Armatures de répartition** $S_t < \min(4h; 45) = 45\text{cm}$

Aux appuis $S_t=20\text{cm}$ }
 En travée $S_t=20\text{cm}$ } \longrightarrow **Condition Vérifiée**

3) **Vérification au cisaillement : (BAEL91/Art A.5.1.211)**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa}\right) = \min(2,5; 4\text{Mpa}) = 2,5\text{Mpa}$$

$$T_u = 25,14\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{25,14 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,19\text{Mpa} < 2,5\text{Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4) **Vérification de la contrainte d'adhérence : (BAEL91/Art 6.1.3)**

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d\sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{Mpa}$$

Avec $\sum u_i$ somme des périmètres utiles des armatures d'appui

$$\sum u_i = n\phi\pi = 5 \times 14 \times 3,14 = 219,8\text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{25,14 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 219,8} = 0,97\text{Mpa} < 3,15\text{Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

5) **ancrage des barres aux appuis :**

a) **longueur de scellements(Art. A.6.1,22/BAEL91)**

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} \quad \text{avec: } \tau_{su} = 0,6\Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5^2) \times 2,1 = 2,84\text{Mpa.}$$

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25\text{cm}$$

Les règle de BAEL (Art A.6.1,253/BAEL) à admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne: terminée par un croché normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égal à 0,4 l_s pour les aciers HA

$$L_a = 0,4 \times 42,25 = 17\text{cm.}$$

b) **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (Art A.5.1.313 /BAEL)**

• **Sur le béton :**

$$T_u \leq 0,4 \times b \times d \times 0,9(f_{c28}/\gamma_b) = 780\text{KN} > 27,63\text{KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• **Sur les armatures longitudinales :**

$$T_u = 25,14\text{KN}, \quad M_a = 6,36\text{kn.m}$$

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[T_u + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right] = \frac{1,15}{40} \left[25,14 + \frac{-6,36 \times 10^2}{0,9 \times 13} \right] = -0,84\text{cm}^2$$

$$A_a = 7,70\text{cm}^2 > -0,84\text{cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifié}$$

III.3.8. Vérifications à l'ELS :**a) Contrainte de compression dans le béton :(Art A.4.5 ,2/BAEL91)**

La fissuration étant peu nuisible donc on doit vérifier.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{Mpa}$$

Aux appuis : $M_a = 4,57 \text{KN.m}$

$$\rho = \frac{100A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 7,7}{100 \times 13} = 0,59 \rightarrow \beta_1 = 0,886 \text{ et } k_1 = 28,86$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{4,57 \times 10^6}{0,886 \times 130 \times 7,70 \times 10^2} = 51,53 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{51,53}{28,86} = 1,78 < 15 \text{Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

En travée : $M_t = 12,96 \text{KN.m}$

$$\rho = \frac{100A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 7,7}{100 \times 13} = 0,592 \rightarrow \beta_1 = 0,886 \text{ et } k_1 = 28,86$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{12,96 \times 10^6}{0,886 \times 130 \times 7,7 \times 10^2} = 146,13 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{205,3}{28,86} = 5,06 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b) Etat limite d'ouvertures des fissures : (BAEL 91 / Art A.4.5.3)

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{Mpa}$$

-Aux appuis :

$$\sigma_s = 51,53 \text{Mpa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{Mpa} \longrightarrow \text{condition vérifié.}$$

En travée

$$\sigma_s = 146,13 \text{Mpa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{Mpa} \longrightarrow \text{condition vérifié}$$

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{350} = 0,042 < \frac{1}{16} = 0,062 \rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

On doit vérifier la flèche.

$$B_0 = bh + 15A_t = (100 \times 15) + (15 \times 7,7) = 1615,5 \text{cm}^2$$

$$S_{xx'} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t \cdot d = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 7,7 \times 13 = 12751,5 \text{cm}^3$$

$$v_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{12751,5}{1615,5} = 7,89 \text{cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 15 - 7,89 = 7,11 \text{cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3}(v_1^3 + v_2^3) + 15A_t(v_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3}((7,89)^3 + (7,11)^3) + 15 \times 7,7(7,11 - 2)^2 = 128884,73\text{cm}^4$$

$$\rho = 0,592 \rightarrow \beta = 0,886 \rightarrow k_1 = 28,86$$

$$\lambda = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + 3 \times \frac{100}{100}) \times 0,472} = 0,044$$

$$\mu = \left\{ 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} \right\} = \left\{ 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,592 \times 146,13 + 2,1} \right\} = 0,99$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu \cdot \lambda} = \frac{1,1 \times 128884,73}{1 + 0,99 \times 0,044} = 135855,34\text{cm}^4$$

$$f = \frac{M_t \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$$f = \frac{12,96 \times 10^6 \times 3500^2}{10 \times 10818,86 \times (135855,34 \times 10^4)} = 1,53\text{mm} < \bar{f} = \frac{3900}{500}$$

$$f = 1,08\text{mm} < \bar{f} = \frac{3900}{500} = 7,8\text{mm} \rightarrow \text{la flèche est vérifiée.}$$

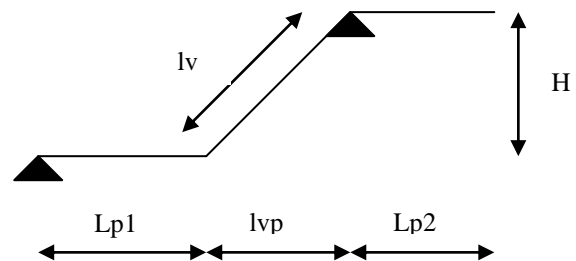
2^{ème} cas Escalier de duplexe:

III-4 : Dimensionnement :

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

On prend $h=17\text{cm}$; $g=28\text{cm}$

Calcul de nombre de marche et contre marche :



$$n^{\text{bre}} \text{ de contre marche } n = \frac{H}{2} = \frac{306/2}{2} = \frac{153}{2} = 9 \text{ contre marche}$$

Nombre de marche $m=n-1=9-1=8$ marche pour chaque volée

Vérification de la loi de BLONDEL :

$$60\text{cm} \leq g+2h \leq 66\text{cm} \longrightarrow 60\text{cm} \leq 28 + (2 \times 17) = 62\text{cm} \leq 66\text{cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III-4.1. Dimensionnement de palier et paillasse :

$$\frac{l}{30} \leq ep \leq \frac{l}{20} \text{ avec } l = l_{p1} + l_{vp}$$

$$l_{p1} = 1,40\text{m}; l_{p2} = 1,63\text{m}; l_{vp} = g(n-1) = 28 \times 8 = 224\text{cm}$$

$$l = 1,4 + 2,24 = 3,64\text{m}$$

$$\frac{364}{30} = 12,13\text{cm} \leq ep \leq \frac{364}{20} = 18,2\text{cm}$$

On prend $ep = 15\text{cm}$

$$t_g \alpha = \frac{H}{l_{vp}} = \frac{153}{224} = 0,683 \rightarrow \alpha = 34,33^\circ$$

$$l_v = \frac{l_{vp}}{\cos \alpha} = \frac{224}{\cos 34,33^\circ} = 2,71$$

III.4.2 Détermination des charges et surcharges :

Les calcule se fera en flexion simple pour un bande de 1ml.

***paillasse :**

ELEMENTS	Charge (KN/ml)
Poids propre de la paillasse	25x (0,15/cos34,33) x 1m=4,54
Poids propre des marches	25x (0,17/2)=2,125
mortier de pose	22x0,02x1m=0,44
Sable de pose	18x0,02x1m=0,36
Carrelage	20x0,02x1m=0,4
Enduit de plâtre	10x0,02x1m=0,2
Gard corps	0,2x1m=0,2
	G=8,265
	Q=2,5

*** Palier :**

ELEMENTS	Charges (KN/ml)
Poids propre de palier	25x0,15x1=3,75
Revêtements	1,4
	G=5,15
	Q=2,5

III.4.3. Combinaison des charges:

à l'ELU

Paillasse $q_{u1} = 1,35G + 1,5Q = 14,9 \text{KN/ml}$

Palier $q_{u2} = q_{u3} = 1,35G + 1,5Q = 10,7 \text{KN/ml}$

Charge concentré (dues au mur extérieure) $G_{mur} = 2,89 \text{KN/m}^2$

$q_u = 2,89 \times ((3,06/2) - 0,20) = 3,84 \text{KN/ml}$

à l'ELS

Paillasse $q_{s1} = G + Q = 10,76 \text{KN/ml}$

Palier $q_{s2} = G + Q = 7,65 \text{KN/ml}$

Charge concentré $q_s = 2,89 \text{KN/ml}$

III-4.4. Calcul des efforts internes :

a- Calcul à l'ELU

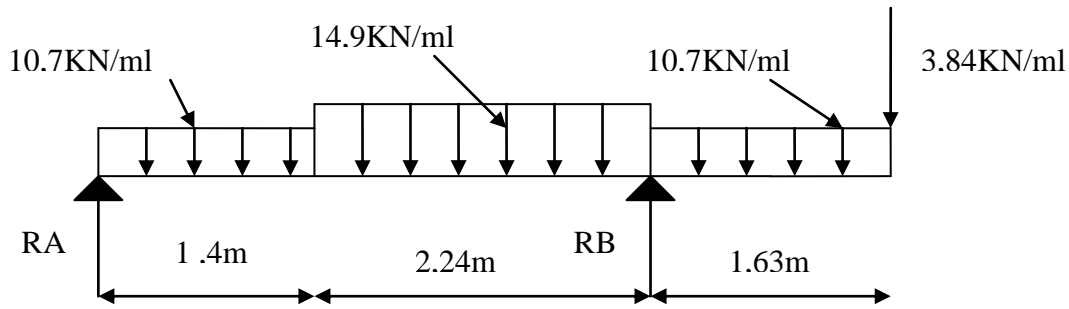


Schéma statique de l'escalier à l'ELU

b- Les réactions d'appuis :

$$\sum F_y = 0 = RA + RB = 10,7 \times 1,4 + 14,9 \times 2,24 + 10,7 \times 1,63 + 3,84 = 69,63 \text{ kN}$$

$$\sum M/A = 0 = 10,7 \times 1,4 \times 0,7 - 14,9 \times 2,24 \times 2,52 + RB \times 3,64 - 10,7 \times 1,63 \times 4,45 - 3,84 \times 5,27$$

$$\rightarrow RB \times 3,64 = 192,44 \rightarrow RB = 52,86 \text{ kN}$$

$$RA + RB = 69,63 \rightarrow RA = 16,76 \text{ kN}$$

c- Les efforts internes :

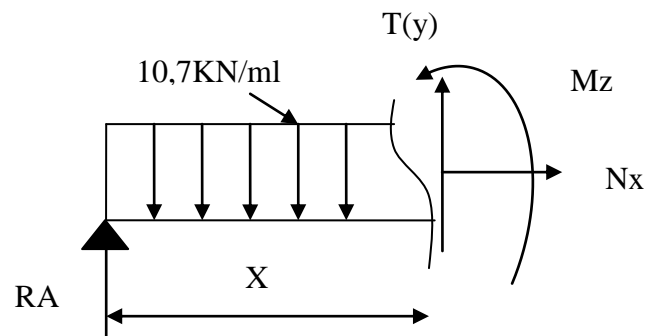
1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,4 \text{ m}$

$$\sum F_y = 0 \rightarrow T_y = -10,7x + 16,76$$

$$\begin{cases} x=0 \rightarrow T_y = 16,76 \text{ kN} \\ x=1,4 \rightarrow T_y = 1,78 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\sum M = 0 \rightarrow M_z = -5,35x^2 + 16,76x$$

$$\begin{cases} x=0 \rightarrow M_z = 0 \\ x=1,4 \rightarrow M_z = 12,98 \text{ kN} \end{cases}$$

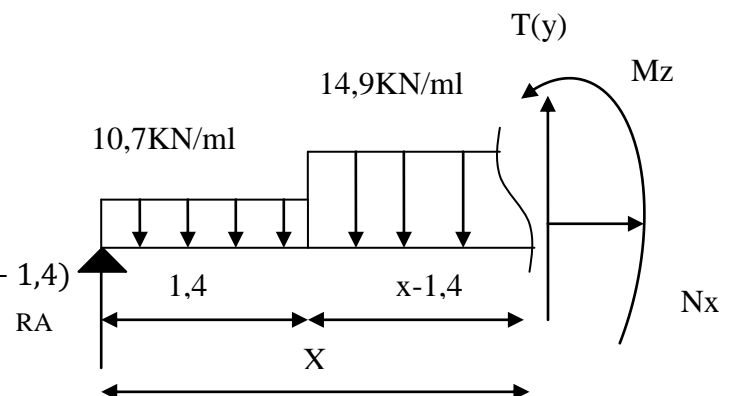


2^{ème} tronçon : $1,4 \leq x \leq 3,64$

$$\sum F_y = 0 \rightarrow T_y = 16,76 - 10,7 \times 1,4 - 14,9(x - 1,4)$$

$$T_y = -14,9x + 22,64$$

$$\begin{cases} x=1,4 \rightarrow T_y = 1,78 \text{ kN} \\ x=3,64 \rightarrow T_y = -31,59 \text{ kN} \end{cases}$$



$$\sum M = 0 \rightarrow M_z = 16,76x - 10,7 \times 1,4 \times (x - 0,7) - 14,9 \left(\frac{x - 1,4^2}{2} \right)$$

$$M_z = -7,45x^2 + 22,64x - 4,11$$

$$\begin{cases} x=1,4 \rightarrow M_z = 12,98 \text{KN.m} \\ x=3,64 \rightarrow M_z = -20,40 \text{KN.m} \end{cases}$$

3^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1,63 \text{m}$

$$\sum F_Y = 0 \rightarrow T_y = 10,7x + 3,84$$

$$\begin{cases} x=0 \rightarrow T_y = 3,84 \text{KN} \\ x=1,63 \rightarrow T_y = 21,28 \text{KN} \end{cases}$$

$$\sum M = 0 \rightarrow M_z = -5,35x^2 - 3,84x$$

$$\begin{cases} x=0 \rightarrow M_z = 0 \\ x=1,63 \rightarrow M_z = -20,40 \text{KN} \end{cases}$$

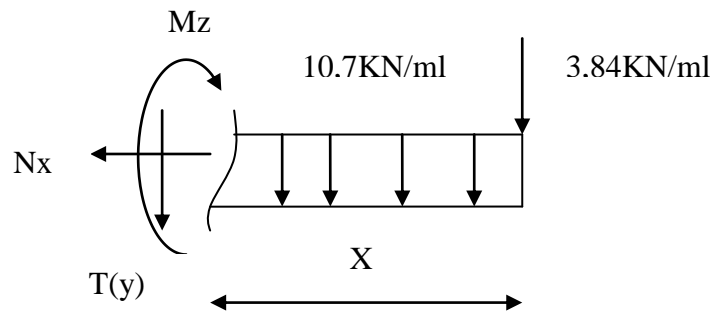
Calcul de M_{\max}

$$T_y = 0 \rightarrow x = \frac{22,64}{14,9} = 1,52 \text{m} \rightarrow M_{z\max} = 13,10 \text{KN.m}$$

Les moments corrigés :

$$M_{\text{appuis}} = -0,3M_{\max} = -0,3 \times 13,10 = -3,93 \text{KN.m}$$

$$M_{\text{travées}} = 0,85M_{\max} = 0,85 \times 13,10 = 11,13 \text{KN.m}$$



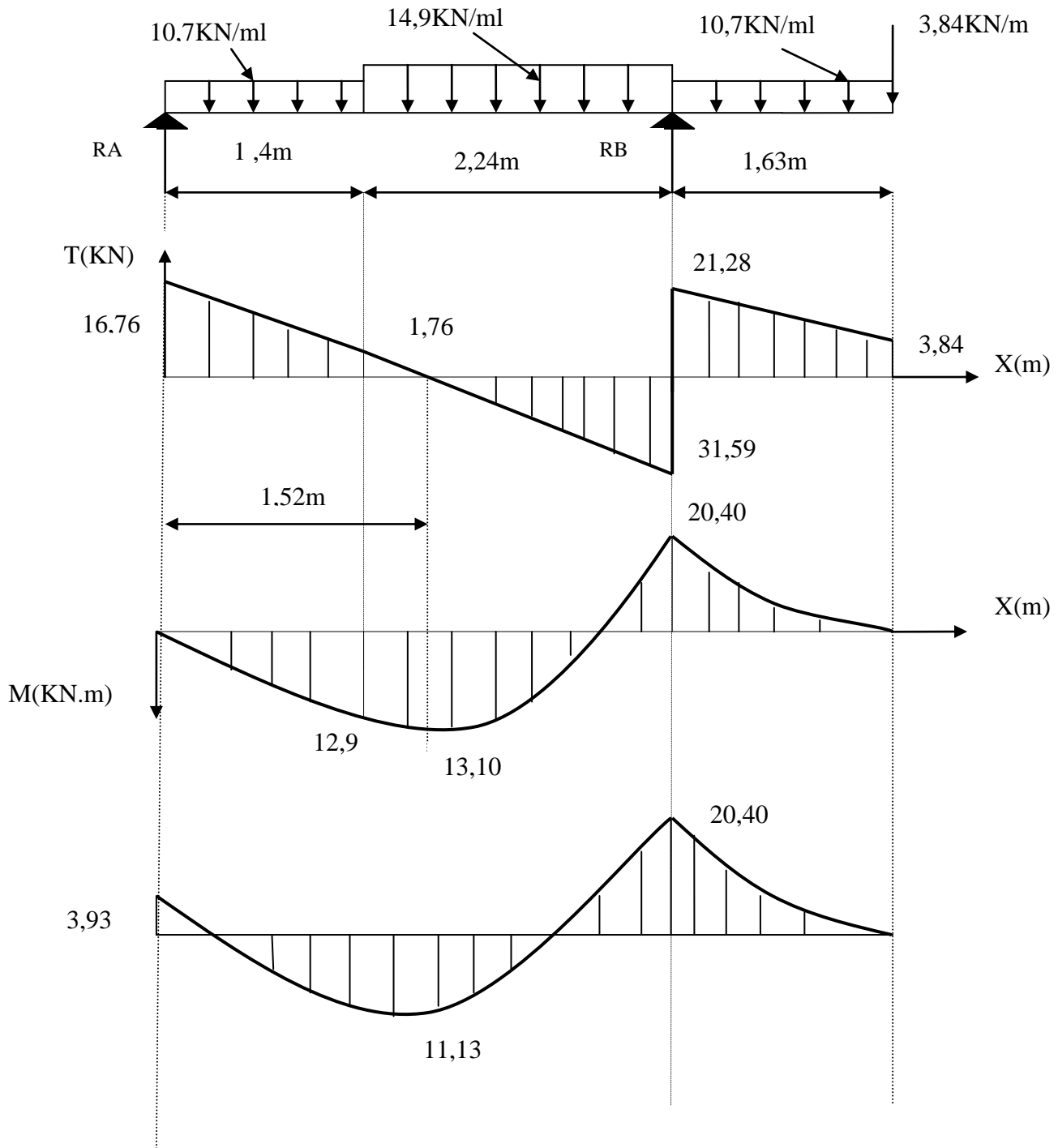


Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants

III-4.5. Calcul à l'ELS :

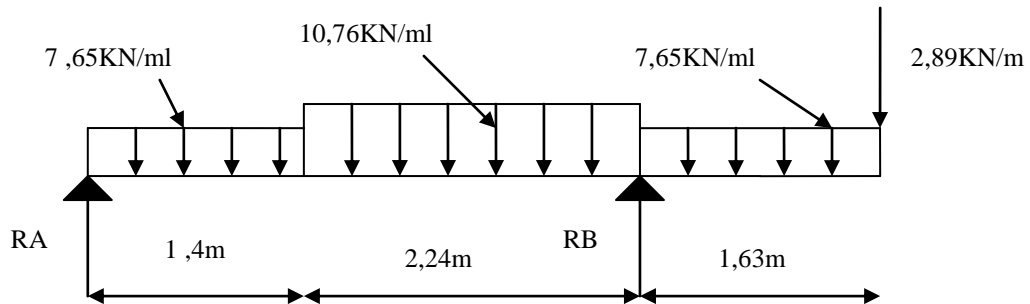


Schéma statique de l'escalier à l'ELS

a- Les réactions d'appuis :

$$\sum F_y = 0 = RA + RB = 7,65 \times 1,4 + 10,76 \times 2,24 + 7,65 \times 1,63 + 2,89 = 50,17 \text{KN}$$

$$\sum M/A = 0 = 7,65 \times 1,4 \times 0,7 - 10,76 \times 2,24 \times 2,52 + RB \times 3,64 - 7,65 \times 1,63 \times 4,45 - 2,89 \times 5,27$$

$$\rightarrow RB \times 3,64 = 138,95 \rightarrow RB = 38,17 \text{KN}$$

$$RA + RB = 50,032 \rightarrow RA = 12 \text{KN}$$

b- Les efforts internes :

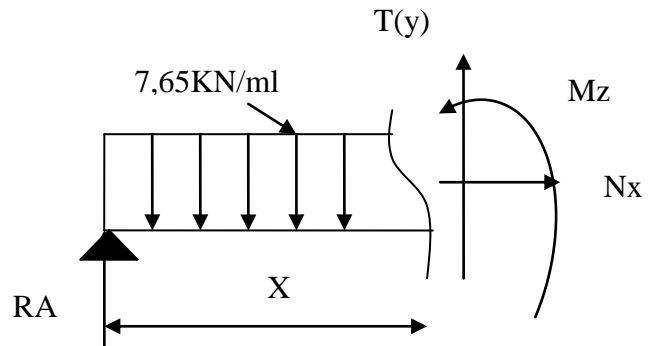
1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,4 \text{m}$

$$\sum F_y = 0 \rightarrow T_y = -7,65x + 12$$

$$\begin{cases} x=0 \rightarrow T_y = 12 \text{KN} \\ x=1,4 \rightarrow T_y = 1,29 \text{KN} \end{cases}$$

$$\sum M = 0 \rightarrow M_z = 3,825x^2 + 12x$$

$$\begin{cases} x=0 \rightarrow M_z = 0 \\ x=1,4 \rightarrow M_z = 9,30 \text{KN} \end{cases}$$



2^{eme} tronçon : $1,4 \leq x \leq 3,64$

$$\sum F_y = 0 \rightarrow T_y = 12 - 7,65 \times 1,4 - 10,76(x - 1,4)$$

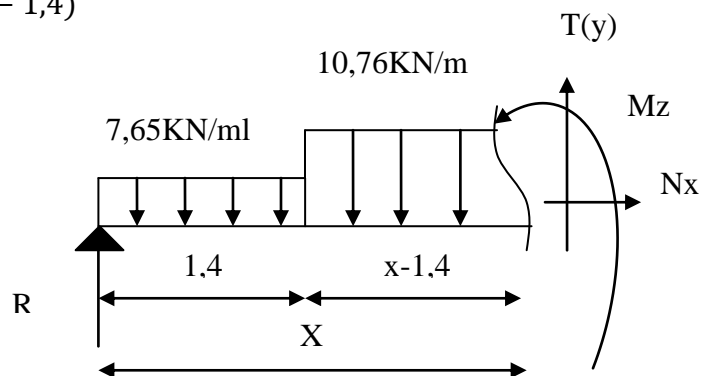
$$T_y = -10,76x + 16,35$$

$$\begin{cases} x=1,4 \rightarrow T_y = 1,29 \text{KN} \\ x=3,64 \rightarrow T_y = -22,81 \text{KN} \end{cases}$$

$$\sum M = 0 \rightarrow M_z = 12x - 7,65 \times 1,4(x - 0,70) - 10,76 \left(\frac{x - 1,4}{2} \right)^2$$

$$M_z = -5,38x^2 + 16,35x - 3,05$$

$$\begin{cases} x=1,4 \rightarrow M_z = 9,30 \text{KN.m} \\ x=3,64 \rightarrow M_z = -14,81 \text{KN.m} \end{cases}$$



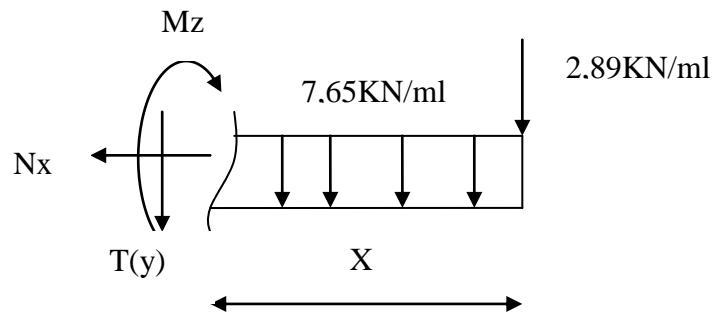
3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1,63\text{m}$

$$\sum F_Y = 0 \rightarrow T_y = 7,65x + 2,89$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0 \rightarrow T_y=2,89\text{KN} \\ x=1,63 \rightarrow T_y=15,32\text{KN} \end{array} \right.$$

$$\sum M = 0 \rightarrow M_z = -3,825x^2 - 2,89x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0 \rightarrow M_z=0 \\ x=1,63 \rightarrow M_z=-14,87\text{KN} \end{array} \right.$$



c-Calcul de M_{\max}

$$T_y=0 \rightarrow$$

$$x = \frac{16,35}{10,76} = 1,52\text{m} \rightarrow M_{z\max} = 9,37\text{KN.m}$$

d-Les moments corrigés :

$$M_{\text{appuis}} = -0,3M_{\max} = -0,3 \times 9,37 = -2,81\text{KN.m}$$

$$M_{\text{travée}} = 0,85M_{\max} = 0,85 \times 9,37 = 7,96\text{KN.m}$$

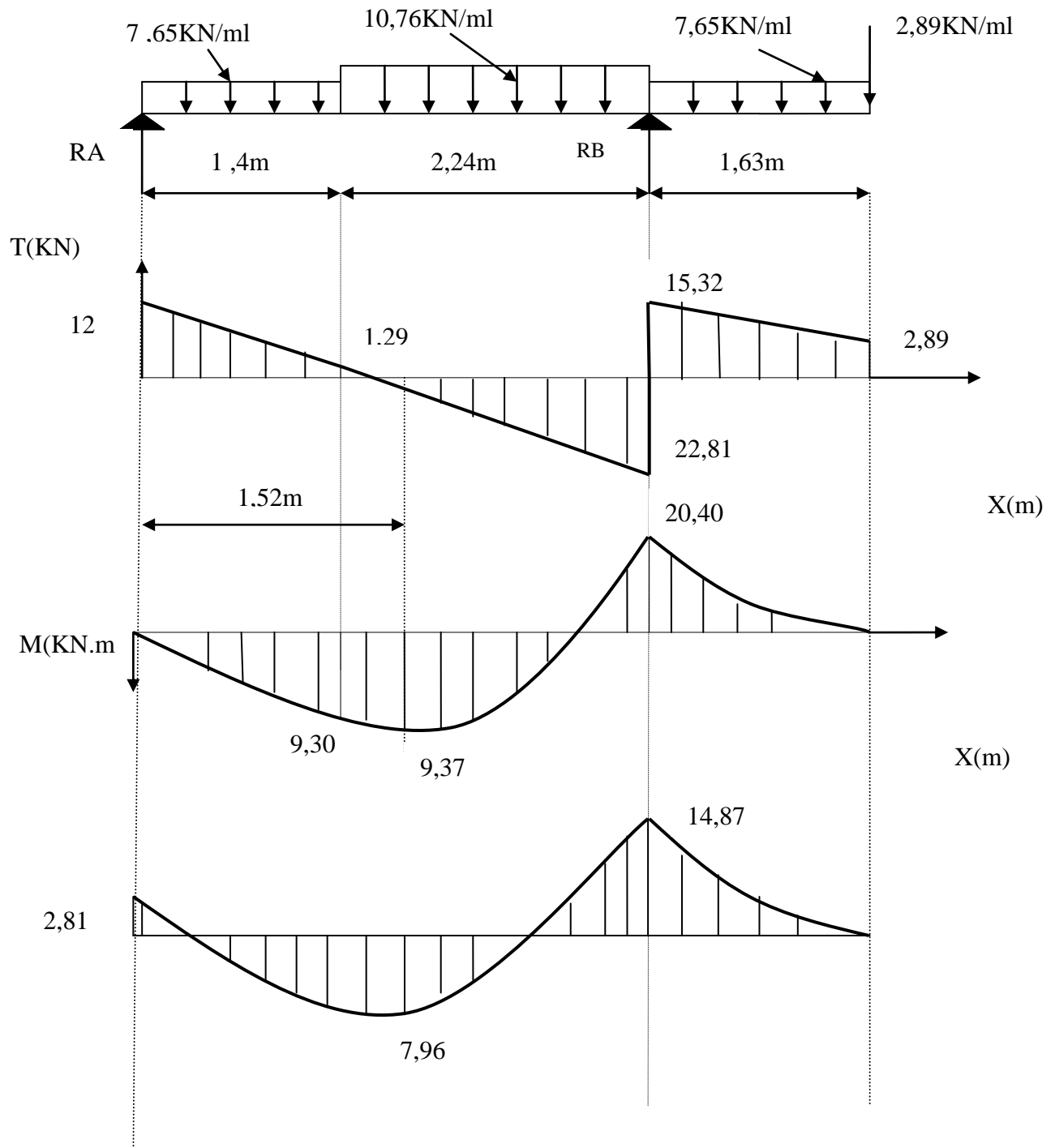


Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELS

III-4-6.Ferrailage :**a)Armatures transversales :**Aux appuis : $M_a=20,40\text{KN}$

$$\mu_b = \frac{M_a^u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{20,40 \times 10^2}{100 \times 13^2 \times 1,42} = 0,085 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0,956$$

$$A_a = \frac{M_a^u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{20,4 \times 10^2}{0,956 \times 13 \times 34,8} = 4,71$$

$$4,71 \times 1,10 (\text{l'emmarchement}) = 5,18 \text{cm}^2$$

on opte pour 5HA14=7,7cm² avec S_t=20cm**b) Armatures de repartition:**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{7,7}{4} = 1,92 \text{cm}^2$$

On opte pour 5HA10 =3,9cm² avec S_t=20cm**-En travée :****a)Armatures principales :** $M_t=14,13\text{KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_t^u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{11,13 \times 10^2}{100 \times 13^2 \times 1,42} = 0,046 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,046 \rightarrow B = 0,980$$

$$A_t = \frac{M_t^u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11,13 \times 10^2}{0,980 \times 13 \times 34,8} = 2,51 \text{cm}^2$$

$$2,51 \times 1,1 (\text{l'emmarchement}) = 2,76 \text{cm}^2$$

On opte pour 5HA14=7,70cm² avec S_t=20cm**b) Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{2,76}{4} = 0,69 \text{cm}^2$$

On opte pour 5HA10=3,9cm² avec S_t=20 cm**III-4.7.Vérification a l'ELU****a-Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91, A 4.2.1) :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 0,23 \times 100 \times 13 \frac{2,1}{400} = 1,56 \text{cm}^2$$

$$A_a = 7,7 \text{cm}^2 > A_{\min} = 1,56 \text{cm}^2$$

$$A_t = 7,7 \text{cm}^2 > A_{\min} = 1,56 \text{cm}^2$$

} → **Condition Vérifiée****b-Espacement des barres :**

L'espacement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales

$$S_t < \min(2e_p; 25) = \min(40; 25) = 25\text{cm}$$

Aux appuis $S_t=20\text{cm}$
 En travée $S_t=20\text{cm}$ } \longrightarrow **Condition Vérifiée**

Armatures de répartition

$$S_t < \min(4e_p; 45) = \min(80; 45) = 45\text{cm}$$

Aux appuis $S_t=20\text{cm}$
 En travée $S_t=20\text{cm}$ } \longrightarrow **Condition Vérifiée**

c-Vérification au cisaillement : (BAEL91/Art A.5.1.211)

Pour cela il suffit de vérifier la section la plus sollicitée

$$T_u = 31,59\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{31,59 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,243\text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa}\right) = \min(2,5; 4\text{Mpa}) = 2,5\text{Mpa}$$

$\tau_u = 0,2243\text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{Mpa}$ \longrightarrow **Condition vérifiée**

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d-Vérification de la contrainte d'adhérence : (BAEL91/Art 6.1.3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{Mpa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d\sum u_i}$$

Avec $\sum u_i$ somme des périmètres utiles des armatures d'appuis

$$\sum u_i = n\phi\pi = 5 \times 14 \times 3,14 = 219,8\text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{31,59 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 219,8} = 1,23\text{Mpa}$$

$\tau_{se} = 1,23\text{Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15\text{Mpa}$ \longrightarrow **Condition vérifiée**

e- Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**• Sur le béton :**

$$T_u \leq 0,4 \times b \times d \times 0,9(f_{c28}/\gamma_b) = 1080\text{KN} > 31,59\text{KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• Sur les armatures inférieures :

$$T_u = 31,59\text{KN}, M_a = 20,4\text{kn.m}$$

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[T_u + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right] = \frac{1,15}{40} \left[31,59 + \frac{-20,4 \times 10^2}{0,9 \times 13} \right] = -4,10\text{cm}^2$$

$A_a = 7,7\text{cm}^2 > -4,10\text{cm}^2$ \longrightarrow **condition vérifiée**

f-Vérification de la longueur de scellement :

Longueur de scellement (Art A.6. 1.221 BAEL91)

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} \quad \text{avec: } \tau_{su} = 0,6\Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5^2) \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa.}$$

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$$

on prend $l_s = 45 \text{ cm}$ Vu que la longueur de scellement est importante, on réalisera un crochet dont la longueur d'ancrage est fixée à $0,4.L_s$ (Art A.6, 253 /BAEL91)

$$l_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

III.4.8.Vérifications à l'ELS :**a-Contrainte de compression dans le béton :(Art A.4.5 ,2/BAEL91)**

La fissuration étant peu nuisible donc on doit vérifier.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Aux appuis : $M_a = 14,87 \text{ KN.m}$

$$\rho = \frac{100A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 7,7}{100 \times 13} = 0,59 \rightarrow \beta_1 = 0,886 \text{ et } k_1 = 28,86$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{14,87 \times 10^6}{0,886 \times 130 \times 7,7 \times 10^2} = 167,66 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{167,66}{28,86} = 5,8 < 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

En travée : $M_t = 7,96 \text{ KN.m}$

$$\rho = \frac{100A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 7,7}{100 \times 13} = 0,59 \rightarrow \beta_1 = 0,886 \text{ et } k_1 = 28,86$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{7,96 \times 10^6}{0,886 \times 130 \times 7,7 \times 10^2} = 89,75 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{89,75}{28,86} = 3,11 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b) Etat limite d'ouvertures des fissures : (BAEL 91 / Art A.4.5.3)

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}$$

-Aux appuis :

$$\sigma_s = 167,66 \text{Mpa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{Mpa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

-En travée

$$\sigma_s = 89,75 \text{Mpa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{Mpa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

c- Etat limite de déformation (Art B.6.5 /BAEL 91)

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{380} = 0,039 < \frac{1}{16} = 0,062 \rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

On doit vérifier la flèche.

$$B_0 = bh + 15A_t = (100 \times 15) + (15 \times 7,7) = 1615,5 \text{cm}^2$$

$$S_{xx'} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t \cdot d = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 7,7 \times 13 = 12751,5 \text{cm}^3$$

$$v_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{12751,5}{1615,5} = 7,89 \text{cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 15 - 7,89 = 7,11 \text{cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3}(v_1^3 + v_2^3) + 15A_t(v_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3}((7,89)^3 + (7,11)^3) + 15 \times 7,7(7,11 - 2)^2 = 128884,73 \text{cm}^4$$

$$\rho = 0,592 \rightarrow \beta = 0,886 \rightarrow k_1 = 28,86$$

$$\lambda = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + 3 \times \frac{100}{100}\right) \times 0,472} = 0,044$$

$$\mu = \left\{1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}\right\} = \left\{1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,592 \times 146,13 + 2,1}\right\} = 0,99$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu \cdot \lambda} = \frac{1,1 \times 128884,73}{1 + 0,99 \times 0,044} = 135855,34 \text{cm}^4$$

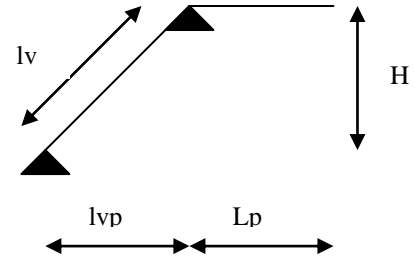
$$f = \frac{M_t \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$$f = \frac{12,96 \times 10^6 \times 3500^2}{10 \times 10818,86 \times (135855,34 \times 10^4)} = 1,53 \text{mm} < \bar{f} = \frac{3900}{500}$$

$$f = 1,08 \text{mm} < \bar{f} = \frac{3900}{500} = 7,8 \text{mm} \rightarrow \text{la flèche est vérifiée.}$$

3^{ème} cas Escalier de sous sol :

III-5 : Dimensionnement :



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

On prend $h=17\text{cm}$; $g=30\text{cm}$

Calcul de nombre de marche et contre marche :

$$\text{Nombre de contre marche } n = \frac{H}{2} = \frac{306/2}{2} = \frac{153}{2} = 9 \text{ contre marche}$$

Nombre de marche $m=n-1=9-1=8$ marche pour chaque volée

Vérification de la loi de BLONDEL :

$$60\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm} \longrightarrow 60\text{cm} \leq 30 + (2 \times 17) = 64\text{cm} \leq 66\text{cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

L'emmarchement est de $1,35\text{m} > 1,2\text{m}$ \longrightarrow Condition vérifiée

III-5.1. Dimensionnement de palier et paillasse :

$$\frac{l}{30} \leq ep \leq \frac{l}{20} \text{ avec } l = l_{vp}$$

$$l_{vp} = g(n-1) = 30 \times 8 = 240\text{cm}$$

$$l = 240\text{cm}$$

$$\frac{240}{30} = 8\text{cm} \leq ep \leq \frac{240}{20} = 12\text{cm}$$

On prend $ep=15\text{cm}$

$$t_g \alpha = \frac{H}{l_{vp}} = \frac{153}{240} = 0,637 \rightarrow \alpha = 32,49^\circ$$

$$l_v = \frac{l_{vp}}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos 32,49^\circ} = 2,84\text{m}$$

III.5.2. Détermination des charges et surcharges :

Les calculs se fera en flexion simple pour un bande de 1ml.

***paillasse :**

ELEMENTS	Charge (KN/ml)
Poids propre de la paillasse	$25 \times (0,15 / \cos 32,49) \times 1\text{m} = 4,44$
Poids propre des marches	$25 \times (0,17/2) = 2,125$
mortier de pose	$22 \times 0,02 \times 1\text{m} = 0,44$
Sable de pose	$18 \times 0,02 \times 1\text{m} = 0,36$
Carrelage	$20 \times 0,02 \times 1\text{m} = 0,4$
Enduit de plâtre	$10 \times 0,02 \times 1\text{m} = 0,2$
Gard corps	$0,2 \times 1\text{m} = 0,2$
	G=8,165
	Q=2,5

*** Palier :**

ELEMENTS	Charges (KN/ml)
Poids propre de palier	25x0, 15x1=3,75
Revêtements	1,4
	G=5,15
	Q=2,5

III-5.3. Combinaison des charges:

à l'ELU :

Paillasse $q_{u1} = 1,35G + 1,5Q = 14,77 \text{ KN/ml}$ Palier $q_{u2} = 1,35G + 1,5Q = 10,70 \text{ KN/ml}$ Charge concentré (poids de mur simple cloison) $q_u = 1,35 \times 1,3 \times (3,06/2) - 0,20 = 2,33 \text{ KN/ml}$

à l'ELS :

Paillasse $q_{s1} = G + Q = 10,66 \text{ KN/ml}$ Palier $q_{s2} = G + Q = 7,65 \text{ KN/ml}$ Charge concentré $q_s = 1,73 \text{ KN/ml}$ **III-5.4. Calcul des efforts internes :**

1-Calcul à l'ELU :

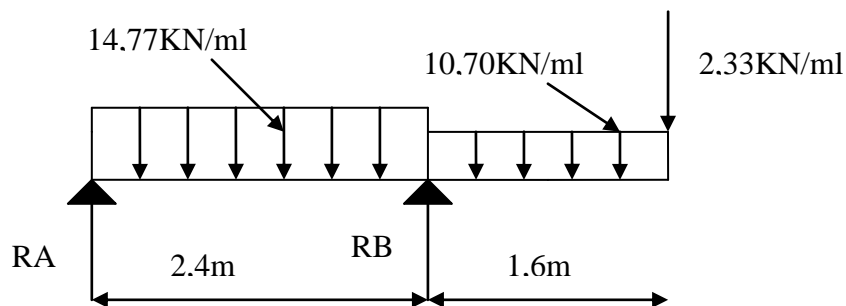


Schéma statique de l'escalier à l'ELU

a- Les réactions d'appuis :

$$\sum F_y = 0 = RA + RB = 14,77 \times 2,4 + 10,70 \times 1,6 + 2,33 = 54,90 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 = -14,77 \times 2,4 \times 1,2 + RB \times 2,4 - 10,7 \times 1,6 \times 3,2 - 2,33 \times 4$$

$$\rightarrow RB \times 2,4 = 106,64 \rightarrow RB = 44,43 \text{ KN}$$

$$RA + RB = 54,9 \rightarrow RA = 10,46 \text{ KN}$$

b- Les efforts internes :

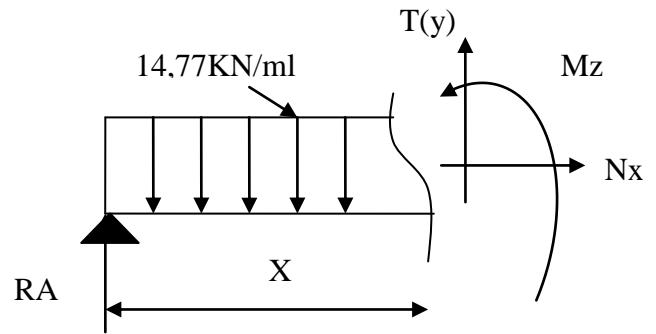
1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2,4\text{m}$

$$\sum F_Y = 0 \rightarrow T_y = -14,77x + 10,46$$

$$\begin{cases} x=0 \rightarrow T_y = 10,42\text{KN} \\ x=2,4 \rightarrow T_y = -24,98\text{KN} \end{cases}$$

$$\sum M = 0 \rightarrow M_z = -7,385x^2 + 10,46x$$

$$\begin{cases} x=0 \rightarrow M_z = 0 \\ x=2,4 \rightarrow M_z = -17,43\text{KN.m} \end{cases}$$



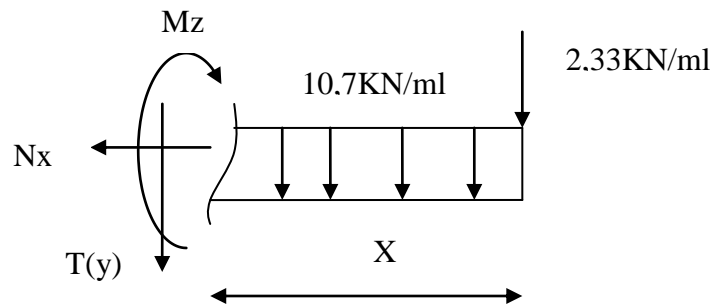
2^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1,6\text{m}$

$$\sum F_Y = 0 \rightarrow T_y = 10,7x + 2,33$$

$$\begin{cases} x=0 \rightarrow T_y = 2,33\text{KN} \\ x=1,6 \rightarrow T_y = 19,45\text{KN} \end{cases}$$

$$\sum M = 0 \rightarrow M_z = -5,35x^2 - 2,33x$$

$$\begin{cases} x=0 \rightarrow M_z = 0 \\ x=1,6 \rightarrow M_z = -17,43\text{KN.m} \end{cases}$$



c-Calcul de M_{\max}

$$T_y = 0 \rightarrow x = \frac{10,46}{14,77} = 0,70\text{m} \rightarrow M_{z\max} = 3,67\text{KN.m}$$

d-Les moments corrigés :

$$M_{\text{appuis}} = -0,3M_{\max} = -0,3 \times 3,67 = -1,10\text{KN.m}$$

$$M_{\text{travées}} = 0,85M_{\max} = 0,85 \times 3,67 = 3,12\text{KN.m}$$

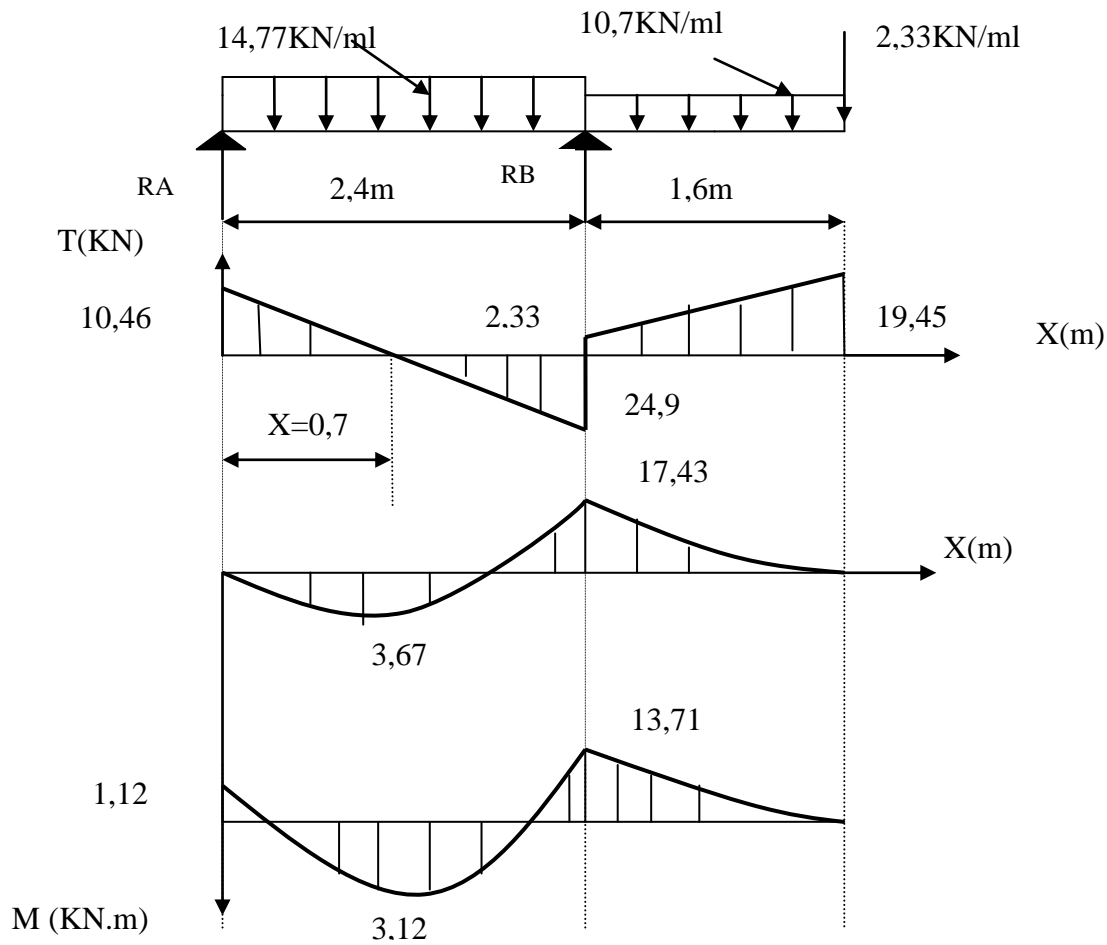


Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU

2-Calcul à l'ELS :

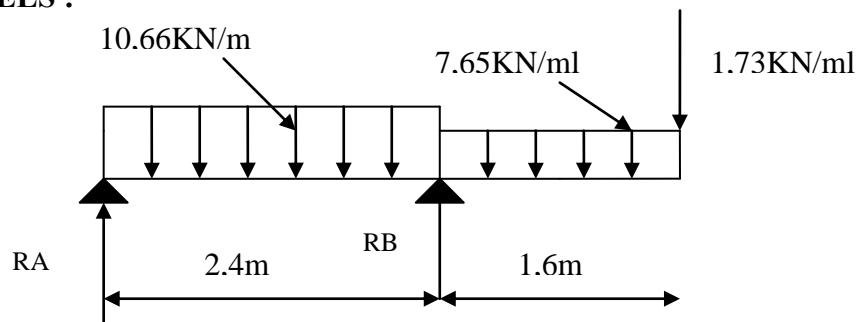


Schéma statique de l'escalier à l'ELS

a- Les réactions d'appuis :

$$\sum F_y = 0 = RA + RB = 10,66 \times 2,4 + 7,65 \times 1,6 + 1,73 = 39,55 \text{KN}$$

$$\sum M/A = 0 = -10,66 \times 2,4 \times 1,2 + RB \times 2,4 - 7,65 \times 1,6 \times 3,2 - 1,73 \times 4$$

$$\rightarrow RB \times 2,4 = 76,78 \rightarrow RB = 32 \text{KN}$$

$$RA + RB = 39,55 \rightarrow RA = 7,55 \text{KN}$$

b- Les efforts internes :

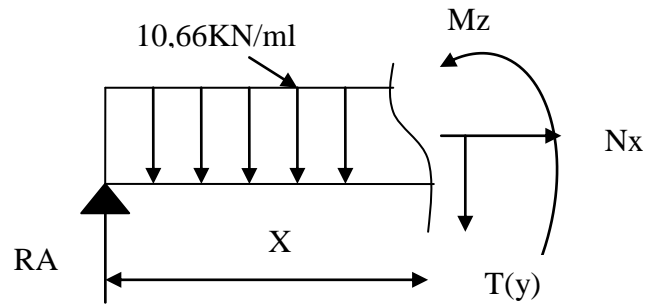
1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2,4\text{m}$

$$\sum F_Y = 0 \rightarrow T_y = -10,66x + 7,55$$

$$\begin{cases} x=0 \rightarrow T_y = 7,55\text{KN} \\ x=2,4 \rightarrow T_y = -18,03\text{KN} \end{cases}$$

$$\sum M = 0 \rightarrow M_z = -5,33x^2 + 7,55x$$

$$\begin{cases} x=0 \rightarrow M_z = 0 \\ x=2,4 \rightarrow M_z = -12,58\text{KN} \end{cases}$$



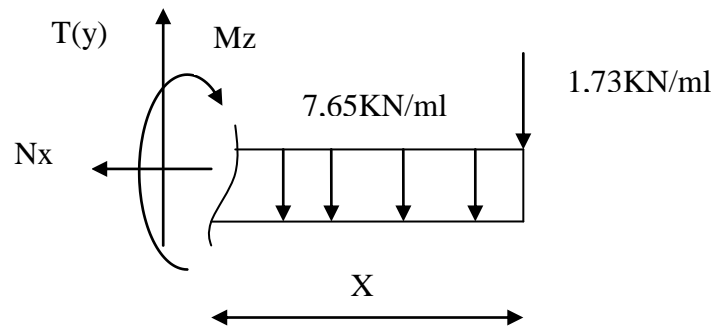
2^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1,6\text{m}$

$$\sum F_Y = 0 \rightarrow T_y = 7,65x + 1,73$$

$$\begin{cases} x=0 \rightarrow T_y = 1,73\text{KN} \\ x=1,6 \rightarrow T_y = 13,97\text{KN} \end{cases}$$

$$\sum M = 0 \rightarrow M_z = -3,825x^2 - 1,73x$$

$$\begin{cases} x=0 \rightarrow M_z = 0 \\ x=1,4 \rightarrow M_z = -12,58\text{KN} \end{cases}$$



c-Calcul de M_{\max}

$$T_y = 0 \rightarrow x = \frac{7,55}{10,66} = 0,7\text{m} \rightarrow M_{z_{\max}} = 2,65\text{KN.m}$$

d-Les moments corrigés :

$$M_{\text{appuis}} = -0,3M_{\max} = -0,3 \times 2,65 = -0,8\text{KN.m}$$

$$M_{\text{travées}} = 0,85M_{\max} = 0,85 \times 2,65 = 2,25\text{KN.m}$$

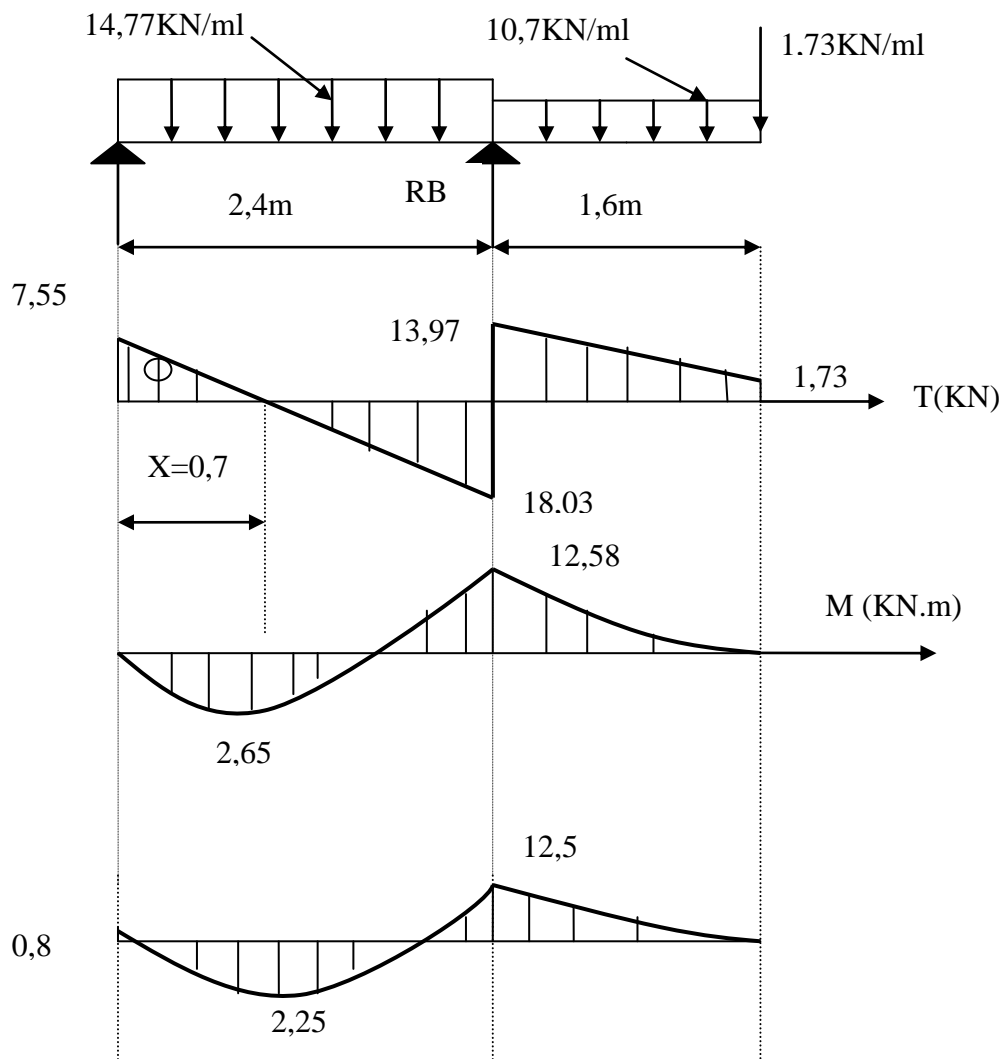
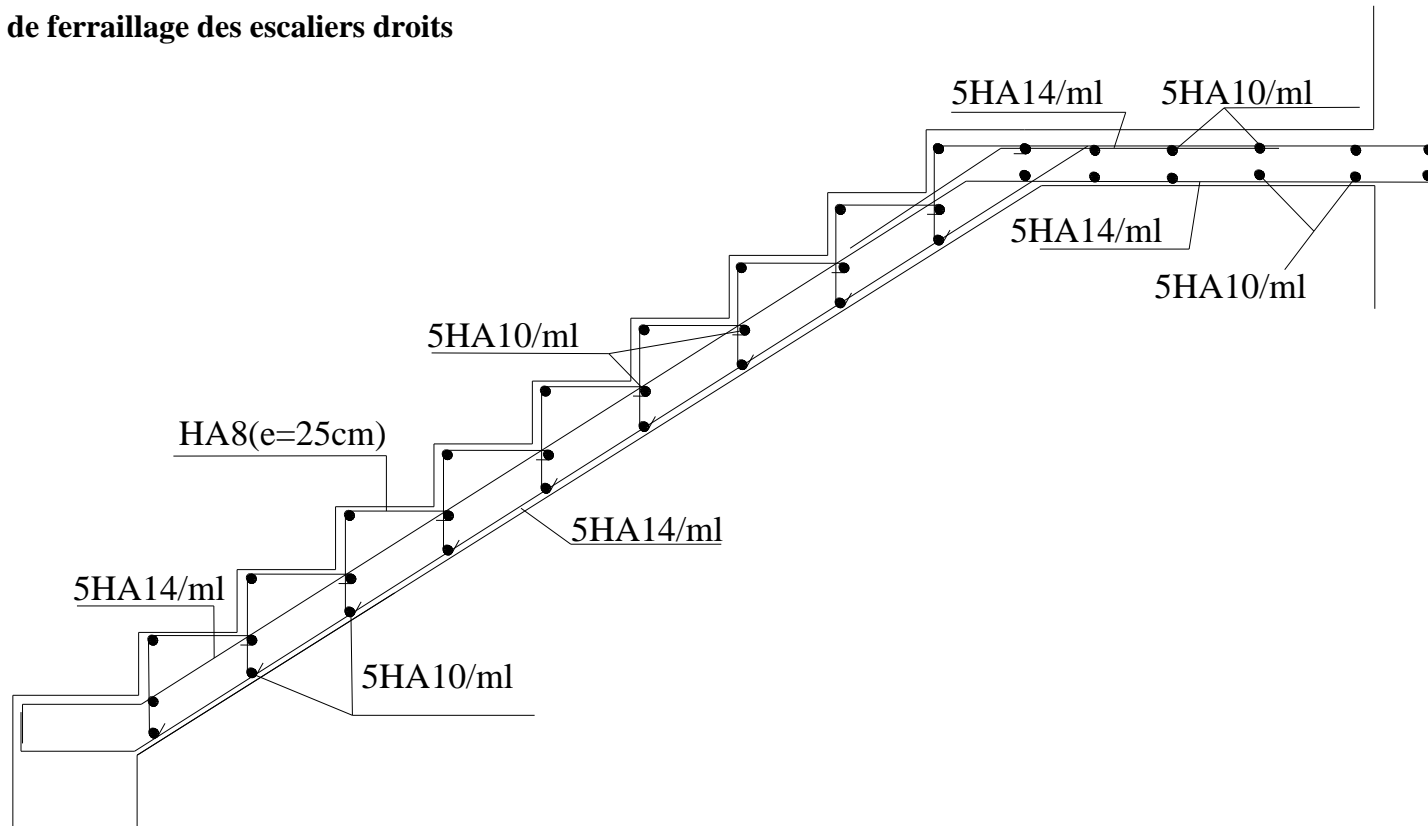


Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELS

Remarque :

Pour le ferrailage de l'escalier de sous sol, on opte le même ferrailage de l'escalier de l'étage courant car les moments les plus défavorables sont à l'étage courant.

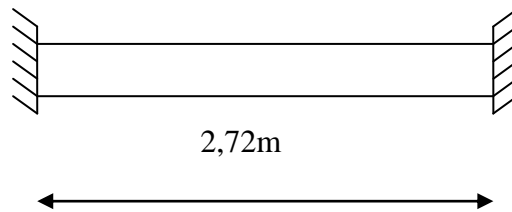
Plan de ferrailage des escaliers droits



III-6 : Poutre palière pour l'escalier de l'étage duplexe :

III-6.1.Introduction :

La poutre palière est considérée encastrée a ses deux extrémités dans les poteaux, c'est une poutre de section rectangulaire.



III-6.2.Pré dimensionnement :

$$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{20}$$

Avec **L** : longueur libre de la poutre

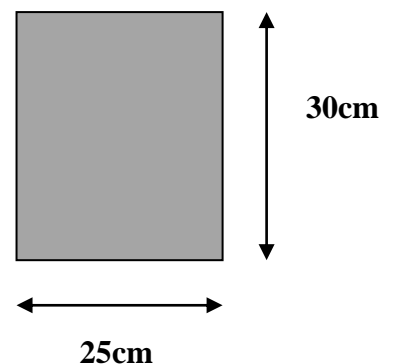
$$272/15 \leq h_t \leq 272/20 \rightarrow 18,13\text{cm} \leq h_t \leq 27,5\text{cm}$$

Soit $h_t=30\text{cm}$

La largeur

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \rightarrow 12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}$$

Soit $b=25\text{cm}$



a) Vérification des exigences du (RPA.ver.2003) Art7.4.1 :

- $h_t = 30\text{cm} \geq 30 \Rightarrow$ condition est vérifiée.
- $b = 25\text{cm} > 20 \Rightarrow$ condition est vérifiée.
- $\frac{h_t}{b} = 1,2 \leq 4 \Rightarrow$ condition est vérifiée

b) Charges et surcharges :

-poids propre de la poutre : $0,25 \times 0,30 \times 25 = 1,875\text{KN/ml}$

-réaction du palier à l'ELU : $R_B=52,86\text{KN}$

-réaction du palier à l'ELS : $R_B=38,17\text{KN}$

à l'ELU

$$q_u = 1,35G + R_B = 1,35 \times 1,875 + 52,86 = 55,39\text{KN/ml}$$

à l'ELS

$$q_s = G + R_B = 1,875 + 38,17 = 40,04$$

III-6.3.Calcul à l'ELU :

a-Moments isostatique

$$M_{01} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{55,39 \times (2,72)^2}{8} = 51,22 \text{KN.m}$$

b-Efforts tranchants :

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{55,39 \times 2,72}{2} = 75,33 \text{KN}$$

c-Moments aux appuis et en travée :

$$M_a = -0,3M_{01} = -0,3 \times 51,22 = -15,36 \text{KN.m}$$

$$M_t = 0,85M_{01} = 0,85 \times 51,22 = 43,53 \text{KN.m}$$

III-6.4.Calcul à l'ELS :

a)Moments isostatique

$$M_{01} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{40,04 \times (2,72)^2}{8} = 37,02 \text{KN.m}$$

Efforts tranchants :

$$T_u = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{40,04 \times 2,72}{2} = 54,45 \text{KN}$$

b) Moments aux appuis et en travée :

$$M_a = -0,3M_{01} = -0,3 \times 37,02 = -11,10 \text{KN.m}$$

$$M_t = 0,85M_{01} = 0,85 \times 37,02 = 31,46 \text{KN.m}$$

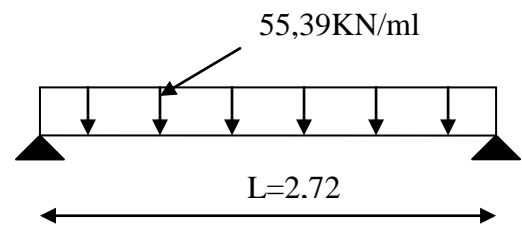


Schéma statique à l'ELU

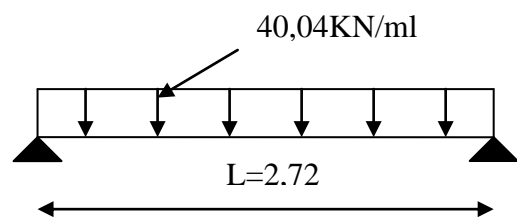


Schéma statique à l'ELS

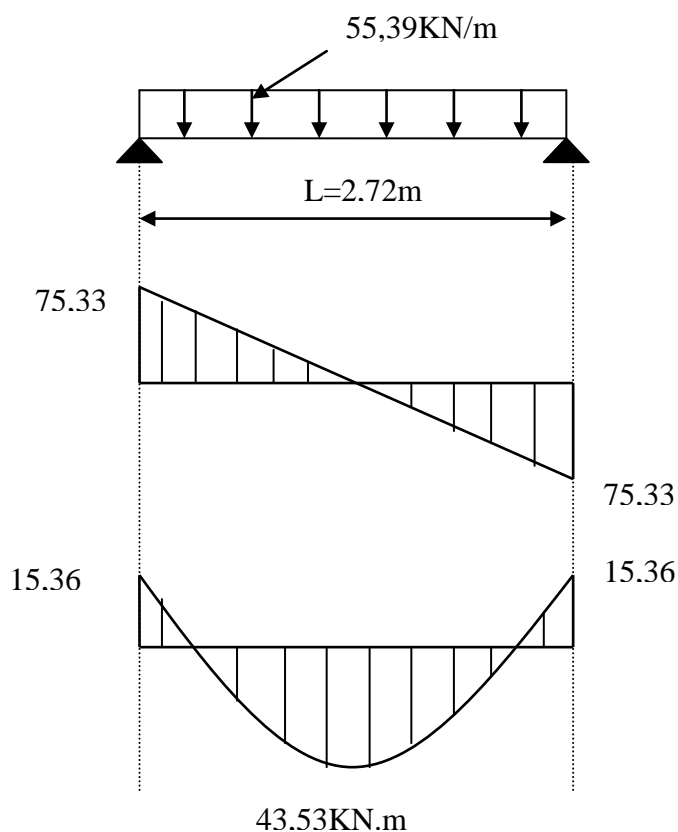
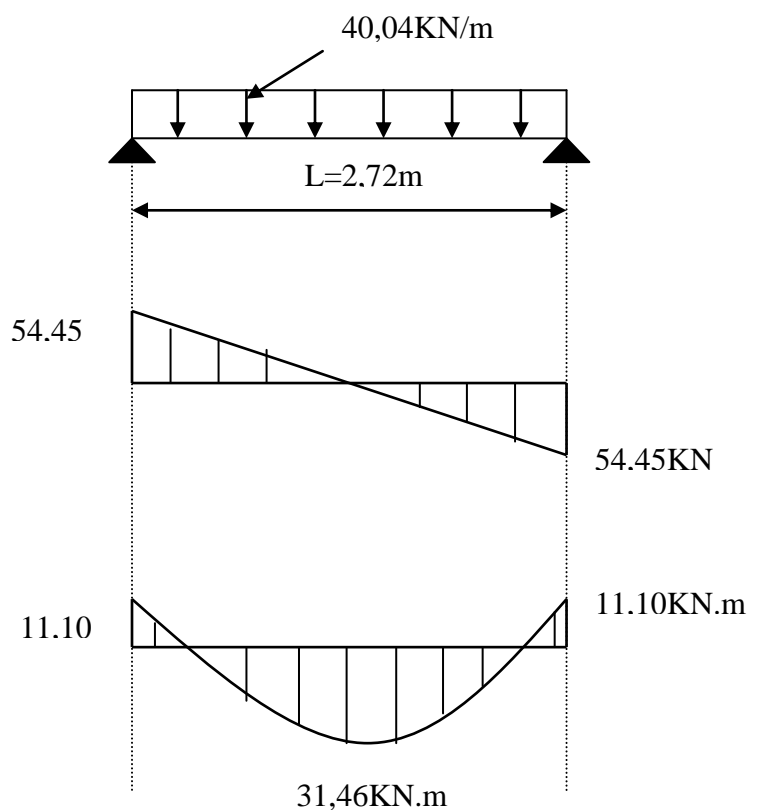


Diagramme des efforts internes à l'ELU



Diagrammes des efforts internes à l'ELS

III-6.5.Ferraillage :

-Calcul des armatures :

1) En travée

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{43,53 \times 10^2}{25 \times 28^2 \times 1,42} = 0,156 < \mu_l = 0,392 \rightarrow SSA \rightarrow \beta = 0,915$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{43,53 \times 10^2}{0,915 \times 28 \times 34,8} = 4,58 \text{cm}^2$$

Soit $A_t=3HA14=4,62\text{cm}^2$

2) Aux appuis

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{15,36 \times 10^2}{25 \times 28^2 \times 1,42} = 0,055 < \mu_l = 0,392 \rightarrow SSA \rightarrow \beta = 0,971$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{15,36 \times 10^2}{0,971 \times 28 \times 34,8} = 1,62 \text{cm}^2$$

Soit $A_a=3HA14=4,62\text{cm}^2$

III-6.5.Vérification à l'E.L.U :

a. Condition de non fragilité :

$$A > A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times (f_{t28}/f_e) = 0,23 \times 25 \times 28 \times (2,1/400) = 0,845 \text{cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } A_a = 4,62 \text{cm}^2 \\ \text{En travée : } A_t = 4,62 \text{cm}^2 \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL91, mod99/Art. A5.1.211):

on doit vérifier que $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{Mpa} \right\} = \min \{ 2,5 \text{Mpa}; 4 \text{Mpa} \} = 2,5 \text{Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{75,33 \times 10^3}{250 \times 280} = 1,076 \text{Mpa} < 2,5 \text{Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

c) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

• Sur le béton :

$$T_U \leq 0,4 \times b \times d \times 0,9(f_{c28}/\gamma_b) = 420 \text{KN} > 75,33 \text{KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• Sur les armatures inférieures :

$$T_u = 75,33 \text{KN}, M_a = 15,36 \text{kn.m}, d = 28 \text{cm.}$$

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[T_u + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right] = \frac{1,15}{40} \left[75,33 + \frac{-15,36 \times 10^2}{0,9 \times 28} \right] = 0,41 \text{cm}^2$$

$$A_a = 4,62 \text{cm}^2 > 0,41 \text{cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

d-Vérification de la contrainte d'adhérence : (BAEL91/Art 6.1.3) :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{Mpa}$$

Avec $\sum u_i$ somme des périmètres utiles des armatures d'appuis

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

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9d\sum u_i} = \frac{75,33 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 131,88} = 2,26 \text{Mpa}$$

$$\tau_{se} = 2,26 \text{Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{Mpa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

e-vérification de la longueur de scellement :

Longueur de scellement (Art A.6. 1.221 BAEL91)

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} \quad \text{avec: } \tau_{su} = 0,6\Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5^2) \times 2,1 = 2,835 \text{Mpa.}$$

$$\phi = 1,4 \text{cm} \rightarrow l_s = 50 \text{cm}$$

Nous adoptons un crochet normal qui sera calculé comme suit :

$$L_r = 0,4l_s = 0,4 \times 50 = 20 \text{cm}$$

f) Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right) \right\} = \min \{ 0,85; 1,4; 2 \} = 0,85 \text{cm.}$$

$$\text{On prend : } \phi_t = 8 \text{mm}$$

On opte comme armatures transversales un cadre et un étier de $\Phi 8$: $A_t = 2,01 \text{cm}^2$.

e) Espacement des armatures transversales :

$$S_t \leq \min \{ 0,9d; 40 \text{cm} \} = 18 \text{cm} \quad \text{soit: } S_t = 20 \text{cm.}$$

La section d'armatures transversales doit vérifiée la condition :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0,4 \text{Mpa} \Rightarrow \frac{2,01 \times 400}{25 \times 20} = 1,60 \text{Mpa} > 0,4 \text{Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III-6.5.1. Vérification selon le R.P.A 99 :

D'après le R.P.A 99, l'espacement est donné selon deux zones.

• **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{4}; 12\phi_l; 30 \text{cm} \right\} = \min \{ 7,5; 12; 30 \} = 7,5 \text{cm}$$

Soit $S_t = 8 \text{cm}$.

• **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h_t}{2} = 15 \text{cm} \quad \text{soit } S_t = 15 \text{cm.}$$

* selon le R.P.A 99 la section d'armatures transversale doit vérifier :

$$A_t \geq A_t^{\min} = 0,003 \times S \times b = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{cm}^2 > 1,125 \text{cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III-6.6. Vérifications à l'ELS :

a-Vérification de la résistance du béton à la compression $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_a}$$

$$\beta_1 \text{ et } k_1 \text{ en fonction de } \rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d}$$

-Aux appuis : $M_a = 11,10 \text{kn.m}$; $A_a = 4,62 \text{cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 4,62}{25 \times 28} = 0,66 \rightarrow \rho_1 = 0,66 \rightarrow \beta = 0,881 \rightarrow k_1 = 27,02$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{11,10 \times 10^6}{0,881 \times 280 \times 462} = 97,4 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{97,4}{27,02} = 3,6 < 15 \text{Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

-En travée : $M_t = 31,46 \text{kn.m}$; $A_t = 4,62 \text{cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 4,62}{25 \times 28} = 0,66 \rightarrow \beta_1 = 0,881 \rightarrow k_1 = 27,02$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{31,46 \times 10^6}{0,881 \times 280 \times 462} = 276,04 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{276,04}{27,02} = 10,21 < 15 \text{Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b-Etat limite d'ouvertures des fissures : (BAEL 91 / Art A.4.5.3) :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{Mpa}$$

-Aux appuis :

$$\sigma_s = 97,4 \text{Mpa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{Mpa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

En travée :

$$\sigma_s = 276,04 \text{Mpa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{Mpa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

c. Etat limite de déformation :

***Vérification de la flèche : (BAEL 91/ Art B .6.5.2) :**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

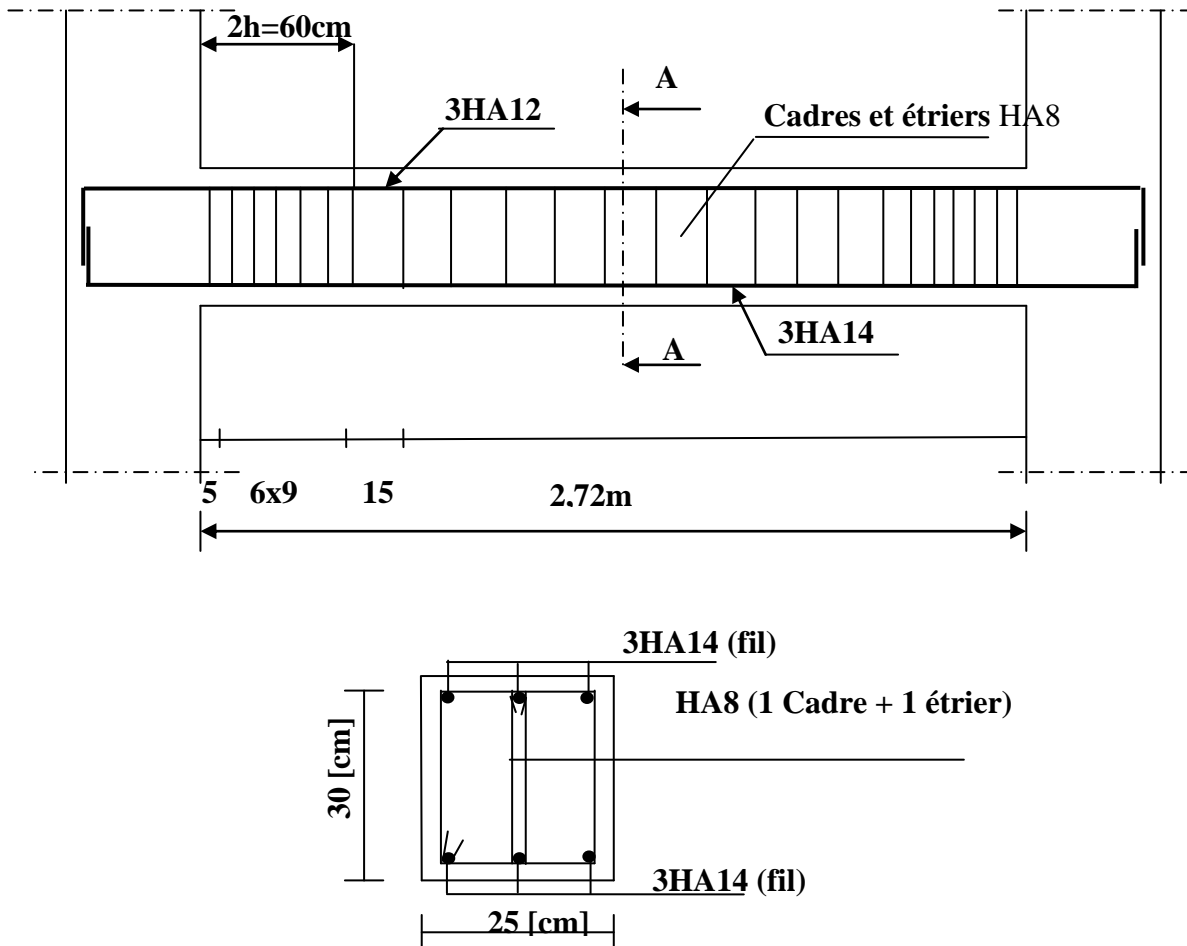
$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} ; \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{272} = 0,11 > \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0,11 > \frac{43,53}{10 \times 51,22} = 0,085 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{4,62}{25 \times 28} = 0,0066 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

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



Ferrailage de la poutre palière de sous sol

III.7. Calcul des balcons :

Introduction :

Le balcon se calcule comme une console encastrée au niveau de la poutre Du plancher, soumis à des charges permanentes dues à son poids à propre (G) Au poids propre du garde corps. Le calcul du ferrailage se fera pour une bande De 1m. en flexion simple.

e : épaisseur du balcon est donner par la formule suivante.

L : la largeur de balcon.

$$L=1,50 \text{ (cm)}$$

$$e =L/10=15\text{cm}$$

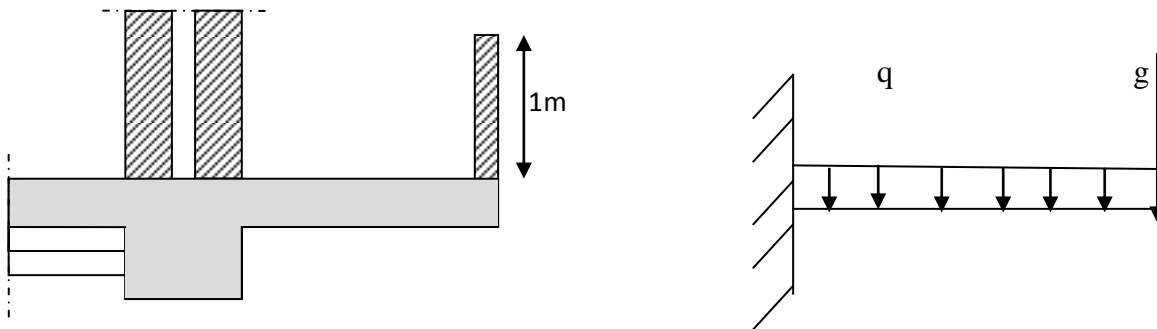


Figure (III.7.1) : Schéma statique du balcon

III.7.2 Détermination des charges et surcharges :

-Les charges permanentes :

Poids propre de balcon $G=5,39 \text{ KN/m}^2$

$$G=5,39 \times 1=5,39 \text{ KN/ml}$$

-Charges concentrée :

Poids propre du garde corps (mure extérieure) $G_1=2,89 \text{ KN/m}^2$

$$G_1=2,89 \text{ KN/m}^2 \times 1\text{m}=2,89 \text{ KN/ml}$$

-Surcharge d'exploitation :

Surcharge revenant au balcon : $Q=3.5 \text{ KN/m}^2 \times 1\text{m}=3.5 \text{ KN/ml}$

La poussée dus à la main courante : $F = 1 \text{ kN/ml}$

Le moment engendré par l'effort de poussée due à la main courante et faible devant le moment d'encastrement des charges uniformément réparties ; donc on néglige cette effort dans les calcul.

III.7.3. Les combinaisons des charges :

- Les combinaisons des charges à l'ELU :

Pour la dalle : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,39 + 1,5 \times 3,5 = 12,53 \text{ KN/ml}$

Pour le garde corps : $g_u = 1,35G = 1,35 \times 2,89 = 3,90 \text{ KN/ml}$

-Les combinaisons des charges à l'ELS :

Pour la dalle : $q_s = G + Q = 5,39 + 3,5 = 8,89 \text{ KN/ml}$

Pour le garde corps : $g_s = G = 2,89 \text{ KN/ml}$

III.7.4.Ferrailage :

Calcul des moments :

ELU :

Moment provoqué par la charge q_u :

$$M_{qu} = (q_u \times l^2 / 2) = (12,53 \times 1,5^2 / 2) = 14,096 \text{KN.m}$$

Moment provoqué par la charge g_u :

$$M_{gu} = g_u \times L = 3,9 \times 1,5 = 5,85 \text{KN.m}$$

Moment total:

$$M_u = M_{qu} + M_{gu} = 14,096 + 5,85 = 19,946 \text{KN.m}$$

ELS :

Moment provoqué par charge q_s :

$$M_{qs} = (q_s \times l^2 / 2) = (8,89 \times 1,5^2 / 2) = 10 \text{KN.m}$$

Moment provoqué par surcharge g_s :

$$M_{gs} = g_s \times L = 2,89 \times 1,5 = 4,33 \text{KN.m}$$

Moment total:

$$M_s = M_{qs} + M_{gs} = 10 + 4,335 = 14,33 \text{KN.m}$$

III.7.5.Calcul des armatures à l'ELU :

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

-Les armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 f_{bc}} = \frac{19,946 \times 10^2}{100 \times 13^2 \times 1,42} = 0,083 < \mu_l \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0,9565$$

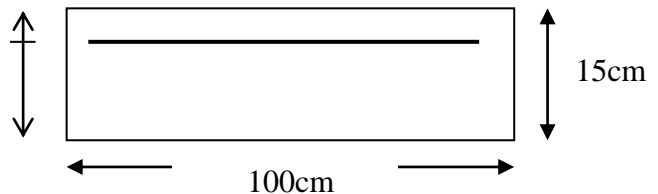
$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{19,946 \times 10^2}{0,9565 \times 13 \times 34,8} = 4,61 \text{cm}^2$$

On adopte : 5HA12 = 5,65cm² avec e=20cm.

-Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,61}{4} = 1,1525 \text{cm}^2$$

On adopte : 4HA10 = 3,14cm² avec e=25cm



III.7.6. Vérification à l'ELU:

a-Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91, A 4.2.1) :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 0,23 \times 100 \times 13 \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{cm}^2$$

$$A_s = 5,65 \text{cm}^2 > A_{min} = 1,57 \text{cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b-Vérification au cisaillement : (BAEL91/Art A.5.1.2111) :

$$T_u = q_u \times l + g_u = 12,53 \times 1,5 + 3,90 = 22,695 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{22,695 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,174 \text{Mpa} < \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{Mpa} \right) = 2,5 \text{Mpa}$$

→ **condition vérifiée.**

c-Vérification de la contrainte d'adhérence : (BAEL91/Art 6.1.3) :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{Mpa}$$

Avec $\sum u_i$ somme des périmètres utiles des armatures d'appui

$$\sum u_i = n\phi\pi = 5 \times 1,2 \times 3,14 = 18,84 \text{cm} = 188,4 \text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d\sum u_i} = \frac{22,695 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 188,4} = 1,03 \text{Mpa} < \bar{\tau}_{se} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

d-Vérification de la longueur de scellement :

Longueur de scellement (Art A.6. 1.221 BAEL91)

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} \quad \text{avec: } \tau_{su} = 0,6\Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5^2) \times 2,1 = 2,835 \text{Mpa.}$$

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{cm} \rightarrow l_s = 45 \text{cm}$$

Les règles de BAEL 91 (article. A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée assurée hors crochet est au moins égale à $0,4l_s$ pour les aciers HA

$$l_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{cm}$$

e-Espacement des barres :

- Pour les armatures principales :

$$St < \min \{2h, 25\text{cm}\} = 25 \text{cm.}$$

$$St = 20 \text{cm} < 25 \text{cm} \longrightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

- Pour les armatures de répartition :

$$St < \min \{4h, 45\text{cm}\} = 45 \text{cm}$$

$$St = 25 \text{cm} < 45 \text{cm} \longrightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

⇒ Les armatures calculées sont suffisantes.

III.7.7.Vérifications à l'ELS :

a-Vérification des contraintes à l'ELS :

Dans l'acier :

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{5,65}{100 \times 13} \times 100 = 0,434 \rightarrow \beta = 0,8995 \rightarrow k_1 = 34,75$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{14,33 \times 10^6}{0,8995 \times 130 \times 565} = 216,9 \text{Mpa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{Mpa}$$

Dans le béton:

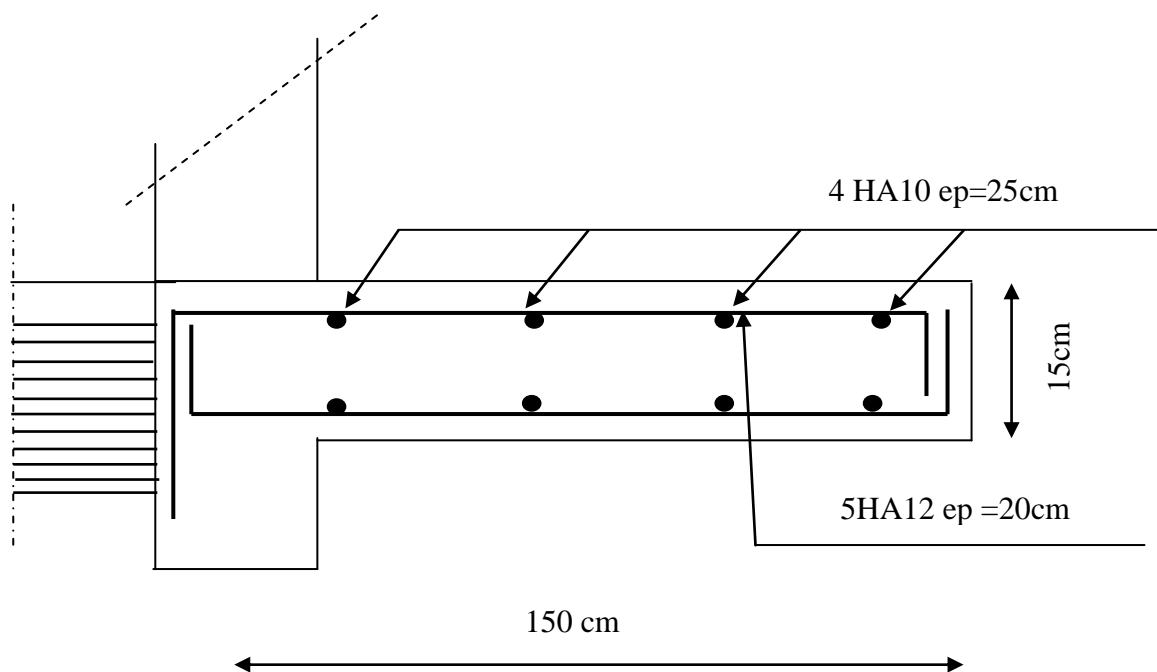
$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{216,9}{34,75} = 6,24 \text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b-Vérification de la flèche :

$$\frac{e}{l} \geq \frac{1}{16}; \frac{e}{l} \geq \frac{M_s}{10M_s}; \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{fe}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{e}{L} = \frac{15}{150} = 0,1 > \frac{1}{16} = 0,062 \\ \frac{e}{L} = 0,1 \geq \frac{M_s}{10 \times M_s} = \frac{14,33}{10 \times 14,33} = 0,1 \\ \frac{A}{b \cdot d} = \frac{5,65}{100 \times 13} = 0,0043 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \end{array} \right.$$

N.B : toutes les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.



Ferraillage de balcon

III.8. Etude de la poutre de chaînage :

-Introduction : la poutre de chaînage est considérée comme une poutre continue avec une inertie constante et qui repose sur deux appuis, supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures.

III.8.1. Pré dimensionnement de la poutre :

a) hauteur h_t :

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

Avec L_{max} : c'est la longueur libre entre nus d'appui dans le sens considéré.

$$\frac{306}{15} = 20,4cm \leq h_t \leq \frac{306}{10} = 30,6cm$$

D'après le RPA ver2003 (Ar.7.5.1),

La condition ($h \geq 30cm.$) doit être vérifiée.

Donc on prend une hauteur qui soit $h_t=30cm$

b) Largeur b :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow 12 \leq b \leq 21 \quad \text{On adoptera une largeur } b=25cm.$$

c) Vérification des exigences du (RPA.ver.2003) Art7.4.1 :

- $h_t = 30cm \geq 30 \Rightarrow$ condition est vérifiée.
- $b = 25cm > 20 \Rightarrow$ condition est vérifiée.
- $\frac{h_t}{b} = 1,2 \leq 4 \Rightarrow$ condition est vérifiée

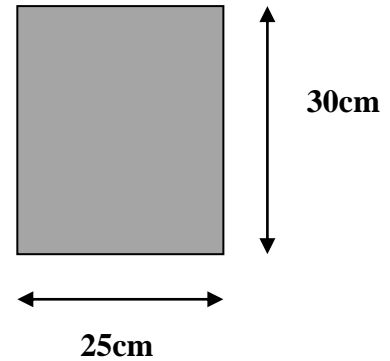


Figure III.8.1 : coupe transversale de la poutre

III.8.2. Calcul des charges et surcharges :

*les charges permanentes :

ELEMENTS	Charge (KN/ml)
poids propre de la poutre	$0,25 \times 0,3 \times 25 = 1,875$
poids du mur (double cloison)	$(3,06 - 0,3) \times 2,89 = 7,976$
Poids de plancher	$5,1 \times (0,65/2) = 1,657$
	G=11,508

*la surcharge d'exploitation :

$$Q = 3.5 \times (0,65/2) = 1,137KN/ml$$

III.8.3. Combinaison des charges :

ELU:

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

$$q_u = 1,35 \times 11,508 + 1,5 \times 1,137 = 17,24KN/ml$$

ELS:

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 11,508 + 1,137 = 12,645KN/ml.$$

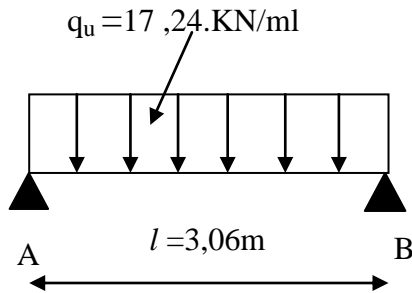


Figure III.8.2 : schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELU.

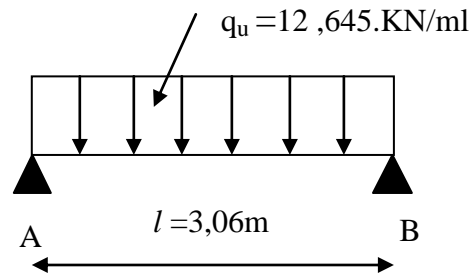


Figure III.8.3 : schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELS.

-Etude de la poutre :

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyée sur deux appuis.

Remarque :

Les extrémités de la poutre représentent un semi encastrement.

III.8.4. Calcul des moments et des efforts tranchants :

-ELU :

a. Les moments fléchissant:

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{17,24 \times 3,06^2}{8} = 20,178 \text{KN.m}$$

- Aux appuis : $M_A = M_B = 0,5 \times 20,178 = 10,089 \text{KN.m}$
- En travée : $M_t = 0,85 \times 20,178 = 17,15 \text{KN.m}$.

b. Les efforts tranchants :

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{17,24 \times 3,06}{2} = 26,38 \text{KN.}$$

-ELS :

a. Les moments fléchissant:

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{12,645 \times 3,06^2}{8} = 14,8 \text{KN.m}$$

- Aux appuis : $M_A = M_B = 0,5 \times 14,8 = 7,4 \text{KN.m}$
- En travée : $M_t = 0,85 \times 14,8 = 12,58 \text{KN.m}$.

b. Les efforts tranchants :

$$T = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{12,645 \times 3,06}{2} = 19,347 \text{KN}$$

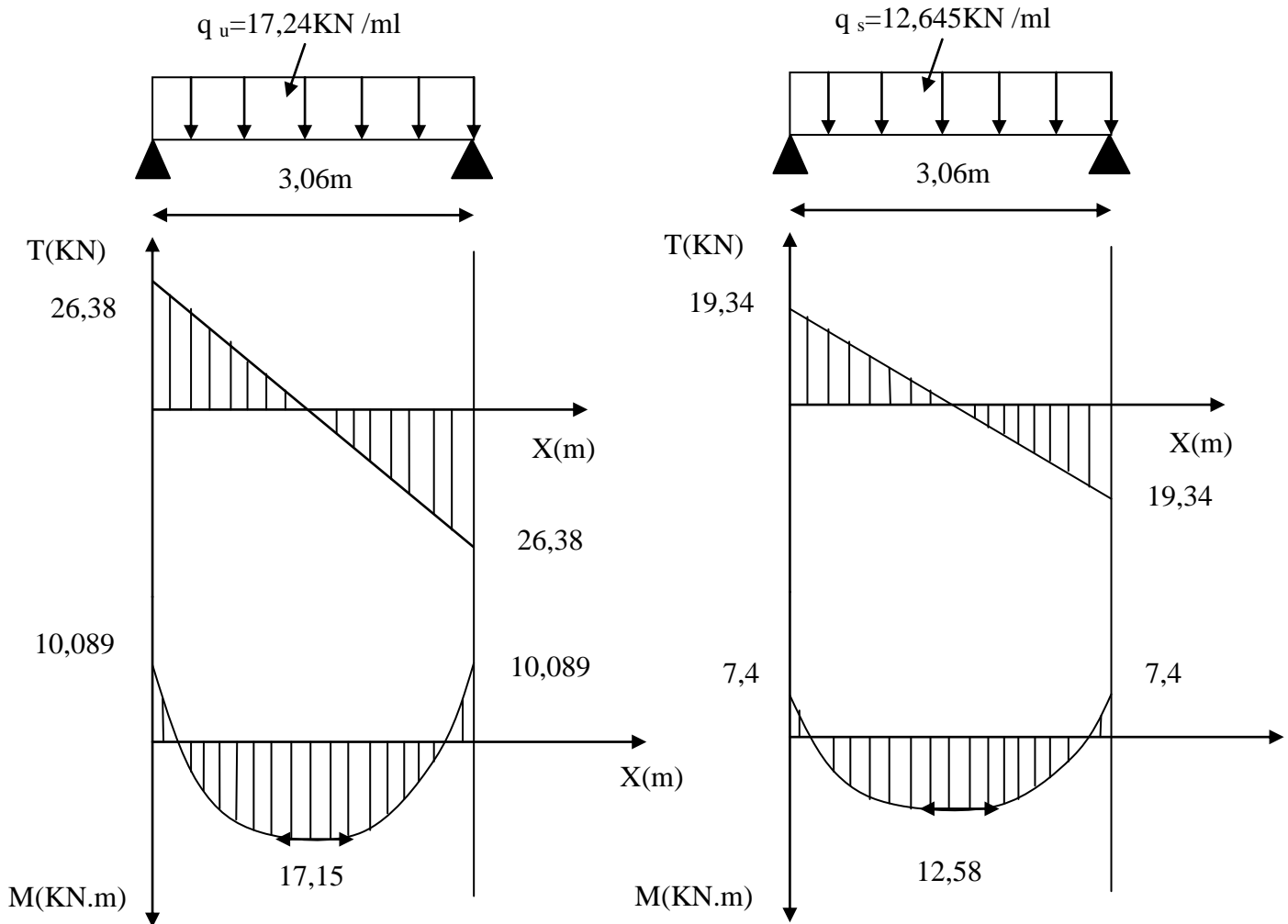


Figure III.8.4 : diagramme des moments (ELU+ELS)

III-8-5) calcul des armatures :

- En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{17,15 \times 10^{-3}}{0,25 \times 0,28^2 \times 14,2} = 0,062 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0,968$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{17,15 \times 10^2}{0,968 \times 28 \times 34,8} = 1,82 \text{ cm}^2$$

On opte : 2HA12 = 2,26 cm².

- Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{10,089 \times 10^{-3}}{0,25 \times 0,28^2 \times 14,2} = 0,036 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \beta = 0,982$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{10,089 \times 10^2}{0,982 \times 28 \times 34,8} = 1,05 \text{cm}^2$$

On opte : **2HA12 = 2.26cm²**.

III.8.6. Vérification à l'E.L.U :

a. Condition de non fragilité :

$$A > A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times (f_{t28}/f_e) = 0,23 \times 25 \times 28 \times (2,1/400) = 0,84 \text{cm}^2$$

$$\text{Aux appuis : } A_a = 2,26 \text{cm}^2$$

$$\text{En travée : } A_t = 2,26 \text{cm}^2$$

Condition vérifiée.

b) Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL91, md99/Art. A5.1.211) :

On doit vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{Mpa} \right\} = \min \{ 2,5 \text{Mpa}; 4 \text{Mpa} \} = 2,5 \text{Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{26,38 \times 10^3}{250 \times 280} = 0,377 \text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

c) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

• **Sur le béton :**

$$T_u \leq 0,4 \times b \times d \times 0,9(f_{c28}/\gamma_b) = 420 \text{KN} > 26,38 \text{KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• **Sur les armatures inférieures :**

$$T_u = 26,38 \text{ KN}, M_a = 10,098 \text{kn.m}, d = 28 \text{cm.}$$

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[T_u + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right] = \frac{1,15}{400} \left[26,37 \times 10^3 + \frac{-10,098 \times 10^5}{0,9 \times 28} \right] \times 10^{-2} = -0,394 \text{cm}^2$$

$$A_a = 2,26 \text{cm}^2 > -0,394 \text{cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

d-Vérification de la contrainte d'adhérence : (BAEL91/Art 6.1.3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{Mpa}$$

Avec $\sum u_i$ somme des périmètres utiles des armatures d'appuis

$$\sum u_i = n\phi\pi = 3 \times 12 \times 3,14 = 113,04 \text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0,9d\sum u_i} = \frac{26,38 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 113,04} = 0,926 \text{Mpa} < \bar{\tau}_{se} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

e-vérification de la longueur de scellement :

Longueur de scellement (**Art A.6. 1.221 BAEL91**)

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} \quad \text{avec: } \tau_{su} = 0,6\Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5^2) \times 2,1 = 2,835 \text{Mpa.}$$

$$\phi = 1,2 \text{cm} \rightarrow l_s = 42,33 \text{cm} \rightarrow l_s = 45 \text{cm}$$

$$\phi = 1,2 \text{cm} \rightarrow l_s = 42,33 \text{cm} \rightarrow l_s = 45 \text{cm}$$

Nous adoptons un crochet normal qui sera calculé comme suit :

$$\text{En travée : } L_r = 0,4l_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{cm}$$

Aux appuis : $L_r = 0,4l_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm}$.

f) Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right) \right\} = \min \{ 8,74; 1,2; 2,5 \} = 1,2 \text{ cm}.$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

On opte comme armatures transversales : $A_t = 2\text{HA}8 = 1,01 \text{ cm}^2$.

e) Espacement des armatures transversales :

$$S_t \leq \min \{ 0,9d; 40 \text{ cm} \} = 25,2 \text{ cm} \quad \text{soit: } S_t = 20 \text{ cm}.$$

La section d'armatures transversales doit vérifiée la condition :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0,4 \text{ Mpa} \Rightarrow \frac{1,01 \times 400}{25 \times 20} = 0,808 \text{ Mpa} > 0,4 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification selon le R.P.A 99 :**

D'après le R.P.A 99, l'espacement est donné selon deux zones.

• **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{4}; 12\phi_l; 30 \text{ cm} \right\} = \min \{ 7,5; 9,6; 30 \} = 7,5 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit } S_t = 8 \text{ cm}$$

• **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h_t}{2} = 15 \text{ cm} \quad \text{soit } S_t = 15 \text{ cm}.$$

* selon le R.P.A 99 la section d'armatures transversale doit vérifier :

$$A_t = 2,26 \text{ cm}^2 \geq A_t^{\min} = 0,003 \times S \times b = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C. V}$$

III.8.7. Vérifications à l'ELS :

a. vérification de la résistance du béton à la compression $\sigma_{bc} \leq \bar{\tau}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

-Aux appuis : $M_a = 7,4 \text{ kn.m}$; $A_a = 2,36 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 2,26}{25 \times 28} = 0,323 \rightarrow \beta = 0,91 \rightarrow k_1 = 41,15$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{7,4 \times 10^6}{0,91 \times 280 \times 226} = 128,506 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{128,506}{41,15} = 3,12 < 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifié.}$$

-En travée :

: $M_t = 12,58 \text{ kn.m}$; $A_t = 2,26 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 2,26}{25 \times 28} = 0,323 \rightarrow \beta = 0,91 \rightarrow k_1 = 41,15$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{12,58 \times 10^6}{0,91 \times 280 \times 226} = 218,46 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{218,46}{41,15} = 5,3 < 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifié.}$$

b. Etat limite d'ouvertures des fissures : (BAEL 91 / Art A.4.5.3)

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

Aux appuis : $\sigma_s = 128,506\text{Mpa} < 348\text{Mpa} \rightarrow$ condition vérifiée.

En travée : $\sigma_s = 218,46\text{Mpa} < 348\text{Mpa} \rightarrow$ condition vérifiée.

c. Etat limite de déformation :

*Vérification de la flèche : (BAEL 91/ Art B .6.5.2) :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{15M_0} ; \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{fe}$$

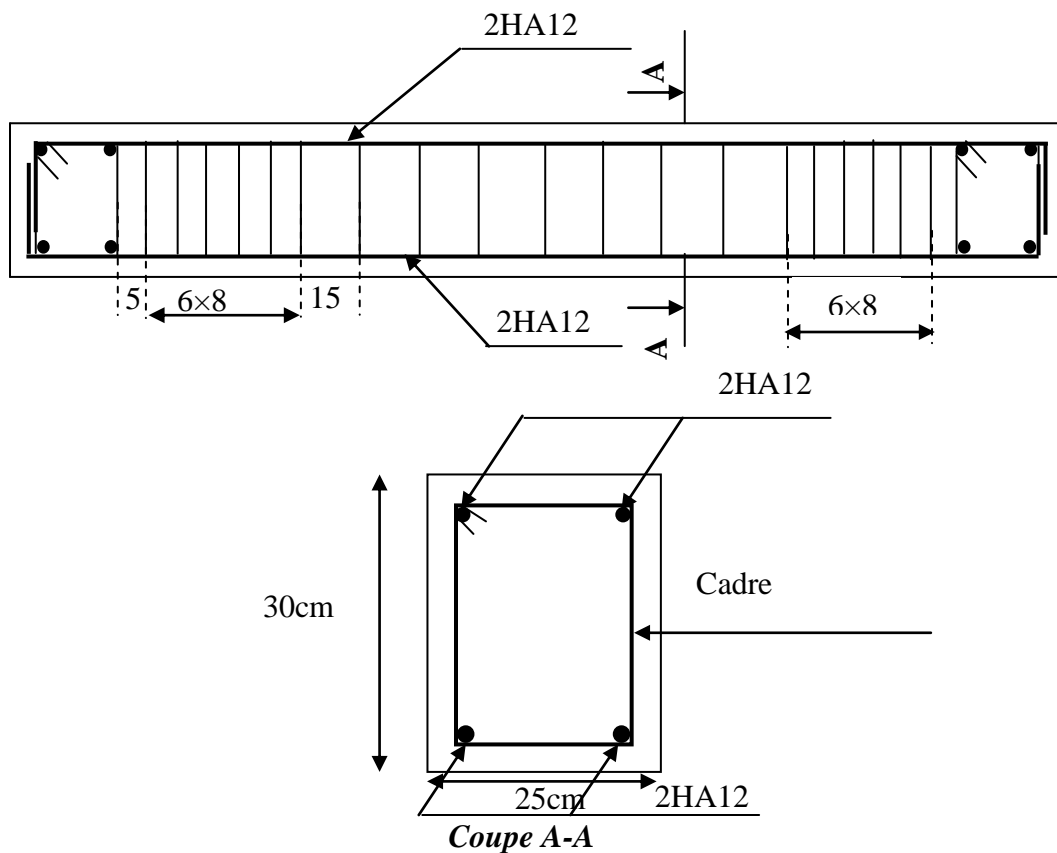
$$\frac{h}{l} = \frac{30}{306} = 0,098 > \frac{1}{16} = 0,0625$$

$$\frac{h}{l} = 0,098 > \frac{12,58}{10 \times 14,8} = 0,085$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{2,26}{25 \times 28} = 0,0032 < \frac{4,2}{400} = 0,0105$$

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

Ferraillage de la poutre de chaînage :



III.9. Etude de la salle machine :**Introduction :**

Notre structure comporte une seule cage d'ascenseur, de surface égale à $1,80 \times 2,00 = 3,6\text{m}^2$.

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

III.9.1. Calcul de la dalle pleine du local machine :

L'étude des dalles reposant sur 4 cotés et soumises à des charges localisées, sont calculées au moyen des abaques de PIGEAUD qui donnent les moments par mètre linéaire.

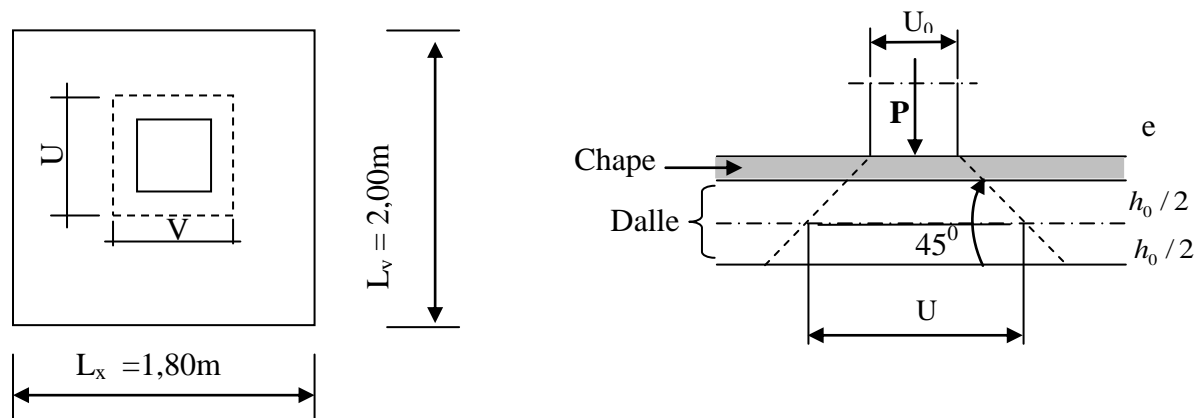
$$M_x = p (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = p (M_2 + \nu M_1)$$

Avec: ν : Coefficient de poisson. ($\nu=0$ à L'ELU, $\nu=0,2$ à L'ELS).

M_1, M_2 données par les abaques de PIGEAUD en fonction de $\rho_x, \frac{U}{l_x}, \frac{V}{l_y}$

p : Intensité de la charge.



Répartition des charges sur la dalle

III.9.2. Dimensionnement :

L'épaisseur de la dalle h_t doit satisfaire les conditions suivantes :

$$h_t = \frac{l_{\max}}{30} = \frac{200}{30} = 6,66\text{cm}$$

La limite de l'épaisseur minimale d'une dalle (RPA99 révisé 2003) est de 12cm, Donc on opte pour $h_t = 15\text{cm}$.

Epaisseur de revêtement : $e = 5\text{cm}$

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{180}{200} = 0,9 \rightarrow 0,4 \leq \rho_x \leq 1$$

→ La dalle travaille dans les deux sens.

a-Calcul de U, V (Dimensions du rectangle de diffusion) :

$$\begin{cases} U = U_0 + K \times e + h_0 \\ V = V_0 + K \times e + h_0 \end{cases}$$

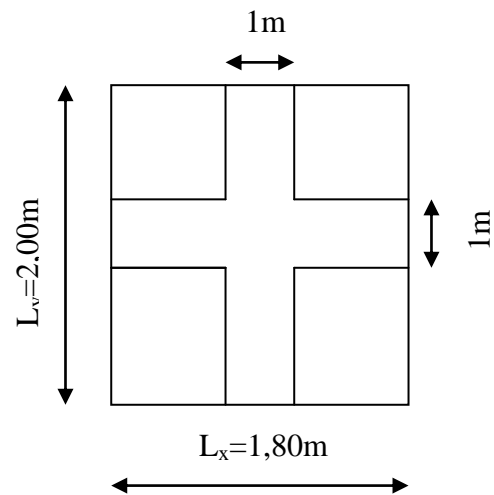
Avec :

$K=2$ pour un revêtement en béton.

U_0, V_0 : Cotés du rectangle dans le quelle P est

Concentrée.

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

**b-Evaluation des moments :*****Calcul de M_{x1} et M_{y1} dus au système de levage :**

M_{x1}, M_{y1} moments déterminés à partir des rapports $(\frac{U}{l_x}, \frac{U}{l_y})$ dans les abaques de PIGEAUD

γ = coefficient de poisson

$$\begin{cases} \text{ELU} \rightarrow \gamma = 0 \\ \text{ELS} \rightarrow \gamma = 0,2 \end{cases}$$

III.9.3. calcul à l'ELU :

$$\begin{cases} \frac{U}{l_x} = \frac{105}{180} = 0,58 \\ \frac{U}{l_y} = \frac{105}{200} = 0,52 \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} M_1 = 0,0968 \\ M_2 = 0,0772 \end{cases}$$

Avec :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 90 + 1,5 \times 0 = 121,5 \text{ kN}$$

$$M_{x1} = q_u \times M_1 = 121,5 \times 0,0968 = 11,76 \text{ kN.m}$$

$$M_{y1} = q_u \times M_2 = 121,5 \times 0,0772 = 9,37 \text{ kN.m}$$

a-calcul des moments dus aux poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2} :

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l^2$$

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

$$\rho = 0,9 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0458 \\ \mu_y = 0,778 \end{cases}$$

Poids de la dalle $G = (25 \times 0,15 + 22 \times 0,05) = 4,85 \text{ kN/ml}$

La surcharges d'exploitation : $Q = 1 \text{ kN/ml}$.

$$q_u = 1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1 = 8,04 \text{ kN/ml}$$

$$M_{x2} = 0,0458 \times 8,04 \times 1,80^2 = 1,193 \text{ kN.m}$$

$$M_{y2} = 0,778 \times 1,193 = 0,93 \text{ kN.m}$$

b- Les moments globaux :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11,76 + 1,193 = 12,95 \text{KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9,37 + 0,93 = 10,3 \text{KN.m}$$

III.9.4. calcul à l'ELS :

Avec :

$$q_s = G + Q = 90 + 0 = 90 \text{kN}$$

$$M_{x1} = q_s \times (M_1 + \gamma M_2) = 90 \times (0,0968 + 0,2 \times 0,0772) = 10,10 \text{KN.m}$$

$$M_{y1} = q_s \times (M_2 + \gamma M_1) = 90 \times (0,0772 + 0,2 \times 0,0968) = 8,69 \text{KN.m}$$

a-calcul des moments du aux poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2} :

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l^2$$

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

$$\rho = 0,9 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0458. \\ \mu_y = 0,778 \end{cases}$$

La surcharges d'exploitation : $Q=1 \text{KN/ml}$.

$$q_s = 4,85 + 1 = 5,85 \text{KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0,0458 \times 5,85 \times 1,80^2 = 0,868 \text{KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,778 \times 0,868 = 0,675 \text{KN.m}$$

b- Les moments globaux :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10,1 + 0,868 = 10,97 \text{KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8,69 + 0,675 = 9,36 \text{KN.m}$$

Remarque :

Pour tenir compte du semi encastrement de la dalle, on réduit les moments Calculés (sur appuis et en travée).

Les moments seront réduits de 15% en travée et 70% en appuis.

-En travée :

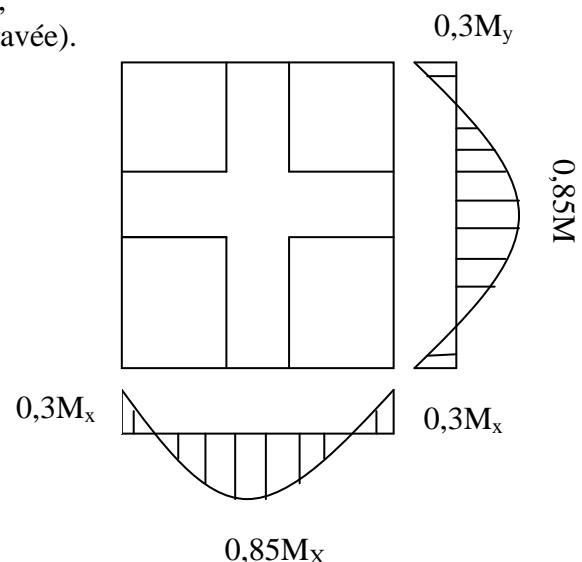
$$M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 12,95 = 11 \text{KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 10,3 = 8,75 \text{KN.m}$$

-En appuis :

$$M_x^a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 12,95 = 3,88 \text{KN.m}$$

$$M_y^a = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 10,3 = 3,09 \text{KN.m}$$

**III.9.5.Ferraillage du panneau :**

Le calcul se fera en flexion simple, le moment maximal s'exerce suivant la petite portée par conséquent les armatures correspondantes constitueront le lit inférieur, Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur de la dalle.

zone	Sens	M_u (KN.m)	μ	β	A(cm ²)	A adoptée (cm ² /ml)	Espacement
En travée	X-X	11	0,045	0,976	2,49	5HA12=5,65cm ²	20 cm
Sur appuis	X-X	3,88	0,016	0,992	0,86	5HA10=3,93cm ²	20 cm
En travée	Y-Y	8,75	0,036	0,982	1,97	5HA10=3,93cm ²	20 cm
Sur appuis	Y-Y	3,09	0,013	0,993	0,69	5HA10=3,93cm ²	20 cm

La dalle est soumise à des charges concentrées, toutes les armatures de flexion situées dans la région centrale du panneau seront prolongées jusqu' aux appuis et ancrées au-delà du contour De la dalle.

III.9.6.vérification à l'ELU :

a- Espacements des armatures :

La fissuration est non préjudiciable

L espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes.

-Direction principale :

$$S_t \leq \min(2xh ; 25\text{cm})$$

$$S_t = 20\text{cm} \leq \min(30 ; 25) \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

-direction secondaire :

$$S_t < \min(3xh ; 33)$$

$$S_t < 20\text{cm} < \min(45 ; 33) \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

* Diamètre maximal

$$\varphi_{\text{MAX}} = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15\text{cm}$$

$$\varphi_{\text{MAX}} = 12\text{cm} < 15\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

c) Condition de non fragilité:

La condition de non fragilité donne section minimale des armatures tendues, sont déterminé

Sont déterminé à partir d'un pourcentage de référence W_0 ($W_0=0.8\%$) qui dépend de la

nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

-direction principale :

$$W_x = W_{0x}(3 - \rho_x) \frac{1}{2} = \frac{0,0008x(3 - 0,38)}{2} = 0,000868.$$

$$A_{\text{min}} = W_x \times b \times h = 0,000868 \times 15 \times 100 = 1,302\text{cm}^2.$$

$$A_{\text{min}} < A_x^t \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

-Direction secondaire :

$$W_x = \frac{A_y}{bxh} \geq \frac{W_0x(3 - \rho_x)}{2} = \frac{0,0008x(3 - 0,83)}{2} = 0,000868.$$

$$A_y \geq 0,8\% \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_y^t \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

D) Vérification de la contrainte tangentielle

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq 0,07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

-Au milieu U :

$$V_u = \frac{P}{3 \times (U)} = P(2V + U)$$

$$V_U = \frac{90}{3 \times 0,8} = 37,5 \text{ KN}$$

$$T_U = \frac{37,5 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,288 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10 f_{c28}, 4 \text{ Mpa}) = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,288 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

E) condition de non poinçonnement

A état limite ultime la force résistante au poinçonnement Q_u est

Déterminée par les formules suivantes qui tiennent compte de l'effet favorable

Du à la présence d'un ferrailage horizontal.

$$Q_U \leq 0,045 \times U_c \times h \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Q_U : charge de calcul à l'ELU.

h : épaisseur total de la dalle.

$U_c = 2 \times (U + V) = 2(0,8 + 0,8) = 3,2 \text{ m}$ le périmètre du contour au niveau de feuillet moyen.

$$A.N : 0,045 \times 3,2 \times 0,15 \times 25 \times 10^3 = 540 \text{ KN.}$$

La condition est vérifiée \rightarrow Aucune armature transversale n est nécessaire.

III.8.7. Vérification à l'ELS:

Les moments précédemment calculés, seront réduits de 15% en travée et de 70%

En appuis.

-En travée.

$$M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 10,97 = 9,32 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 9,36 = 7,95 \text{ KN.m}$$

-En appuis :

$$M_x^a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 10,97 = 3,29 \text{KN.m}$$

$$M_y^a = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 9,36 = 2,80 \text{KN.m}$$

zone	Sens	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm ²)
En travée	X-X	9,32	0,039	0,980	2,1
Sur appuis	X-X	3,29	0,014	0,993	0,73
En travée	Y-Y	7,95	0,033	0,983	1,78
Sur appuis	Y-Y	2,80	0,011	0,994	0,62

***Vérification de la flèche :**

Dans le cas d'une dalle rectangulaire sur quatre cotés, on peut se dispenser du calcul de la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées.

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_x}{20 \times M_x} \quad \text{et} \quad \frac{A_x}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{h_t}{l_x} = \frac{15}{180} = 0,0833 \geq \frac{12,95}{20 \times 12,95} = 0,05 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_x}{b \times d} = \frac{5,65}{100 \times 13} = 0,0043 \leq \frac{2}{400} = 0,005 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées. Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion :

La dalle de la salle machine sera ferrillée comme suit :

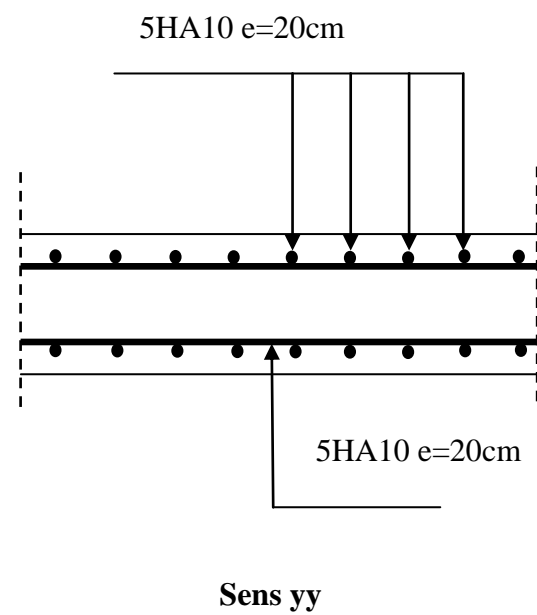
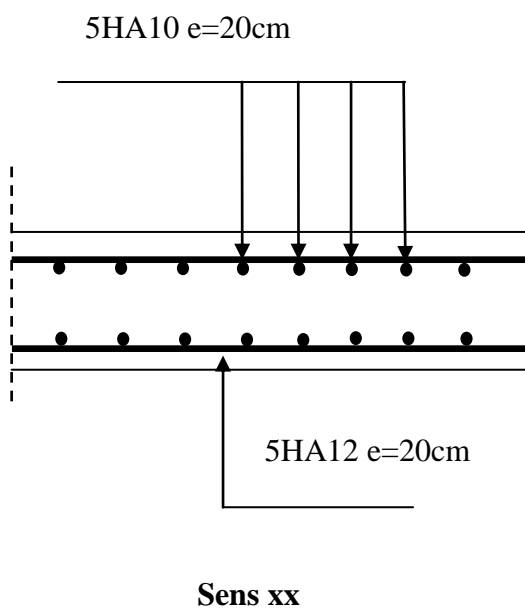
Sens x-x :

Lit inférieur et espacement : 5HA12 avec e=20cm

Lit supérieur et espacement : 5HA10 avec e=20cm

Sens y-y :

Lit inférieur et supérieur : 5HA10 avec e=20cm

III.9.8. Ferrailage de la salle machine :

Chapitre IV

Etude de contreventement

Introduction :

L'étude de contreventement est une étape importante dans l'étude de tout bâtiment. Le contreventement d'une structure est constitué de l'ensemble des éléments verticaux, destinés à assurer la stabilité de la structure sous n'importe quelles sollicitations (séisme, vent, charges verticales).

Dans le cas de notre bâtiment, le contreventement est assuré par des portiques et voiles disposés dans deux sens longitudinale et transversale. Ce la nous amène alors à déterminer le % de l'effort sismique que reprend chaque élément (portique et voile), afin de définir le type de contreventement.

IV .1) Caractéristiques géométriques des portiques

VI.1.1) Calcul des rigidités linéaires des poteaux :

*poteau $K_{pot} = I_{pot} / hc$

*poutre $K_{Pr} = I_{pr} / lc$

Avec : I_{pot} : Inertie de poteau considérée.

I_{pr} : Inertie de la poutre considérée.

h_c, l_c : Longueur de calcul des barres.

poteau $h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} c_p \leq h_0$

poutre $l_c = \bar{l} + \frac{1}{2} h_p \leq l_0$

\bar{l} : Longueur entre nus des appuis.

\bar{h} : hauteur entre nus des appuis.

c_p : hauteur de poteau.

h_p : Hauteur de poutre.

l_0 : Longueur entre axe des poteaux.

h_0 : Hauteur entre faces supérieures des planchers successifs.

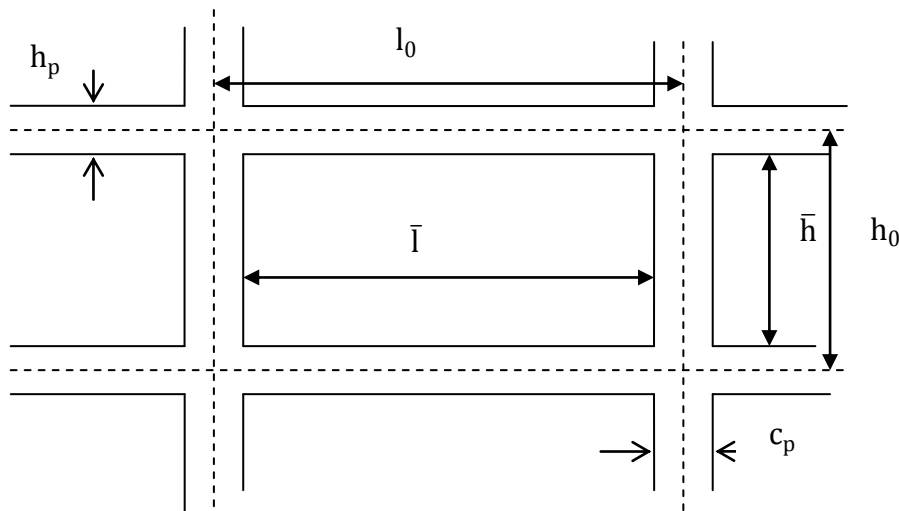
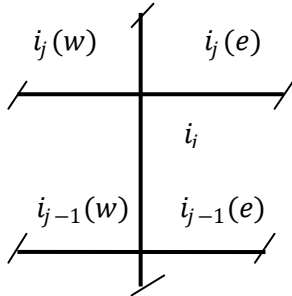


Figure IV.1 : Identification des paramètres

IV.1.2) calcul des coefficients correcteur « aj » :

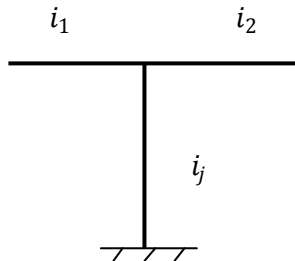
Les coefficients aj sont donnés par MUTO en fonction de la position du poteau et de son inertie.

a)



$$a_j = \frac{\bar{K}_j}{2 + \bar{K}_j} \text{ Avec } \bar{K}_j = \frac{\sum i_{\text{poutre}}}{2i_{\text{poteau}}}$$

b)



$$a_j = \frac{0,5 + \bar{K}_j}{2 + \bar{K}_j} \text{ Avec } \bar{K}_j = \frac{i_1 + i_2}{i_{\text{poteau}}}$$

IV.1.3) calcul des rigidités des poteaux par niveau dans les deux sens :

-niveau courant : $r_j = a_j \cdot k_p \cdot \frac{12E}{h_c^2}$

-niveau RDC : poteau encasté à sa base: $r_j = a_j \cdot k_p \cdot \frac{12E}{h_c^2}$
 Poteau articulé à sa base $r_j = a_j \cdot k_p \cdot \frac{3E}{h_c^2}$

E : module de déformation du béton. Pour un ciment CPJ42.5 dosé à 350 Kg/m3 et pour des Charges de courte durée d'application on a $E=3,216 \times 10^5 \text{ daN/cm}^2$.

IV.1.4) Calcul des rigidités des portiques par niveau dans les deux sens :

$$R_j = \frac{12E}{h_c^2} \cdot \sum a_j \cdot K_p$$

Les résultats de calcul obtenus par les différentes formules sont donnés dans les tableaux Ci après.

- **Calcul des rigidités linéaires :**

Les rigidités linéaire des poutres « sens transversal »						
Niv	Travée	\bar{l} (cm)	hp(cm)	Lc(cm)	Ipout (cm ⁴)	Kpout (cm ³)
11, 10, 9,8	1-2	265,00	30,00	280,00	56250	200,92
	2-3	295,00		310,00		181,45
	3-4	305,00		320,00		175,78
	4-5	305,00		320,00		175,78
	5-6	295,00		310,00		181,45
	6-7	276,00		291,00		193,30
7, 6,5	1-2	260,00	30,00	275,00	56250	204,54
	2-3	290,00		305,00		184,43
	3-4	300,00		315,00		178,57
	4-5	300,00		315,00		178,57
	5-6	290,00		305,00		184,43
	6-7	271,00		286,00		196,68
4, 3,2	1-2	255,00	30,00	270,00	56250	208,33
	2-3	285,00		300,00		187,5
	3-4	295,00		310,00		181,45
	4-5	295,00		310,00		181,45
	5-6	285,00		300,00		187,5
	6-7	266,00		281,00		200,18
RDC	1-2	250,00	30,00	265,00	56250	212,26
	2-3	280,00		295,00		190,67
	3-4	290,00		305,00		184,42
	4-5	290,00		305,00		184,42
	5-6	280,00		295,00		190,67
	6-7	261,00		276,00		203,80
1,-1,-2	1-2	250,00	30,00	265,00	56250	212,26
	2-3	280,00		295,00		190,67
	3-4	290,00		305,00		184,42
	4-5	290,00		305,00		184,42
	5-6	280,00		295,00		190,67
	6-7	261,00		276,00		203,80

Les rigidités linéaire des poutres « sens longitudinal »						
Niv	Travée	\bar{I} (cm)	hp(cm)	Lc(cm)	Ipout (cm ⁴)	Kpout (cm ³)
11, 10, 9,8	A-B	370,00	40,00	390,00	160000	410,26
	B-C	350,00		370,00		432,43
	C-D	370,00		390,00		410,26
	D-E	370,00		390,00		410,26
	E-F	350,00		370,00		432,43
	F-G	370,00		390,00		410,26
7, 6,5	A-B	365,00	40,00	385,00	160000	415,58
	B-C	345,00		365,00		438,35
	C-D	365,00		385,00		415,58
	D-E	365,00		385,00		415,58
	E-F	345,00		365,00		438,35
	F-G	365,00		385,00		415,58
4, 3,2	A-B	360,00	40,00	380,00	160000	421,05
	B-C	340,00		360,00		444,44
	C-D	360,00		380,00		421,05
	D-E	360,00		380,00		421,05
	E-F	340,00		360,00		444,44
	F-G	360,00		380,00		421,05
RDC	A-B	355,00	40,00	375,00	160000	426,66
	B-C	335,00		355,00		450,70
	C-D	355,00		375,00		426,66
	D-E	355,00		375,00		426,66
	E-F	335,00		355,00		450,70
	F-G	355,00		375,00		426,66
1,-1,-2	A-B	355,00	40,00	375,00	160000	426,66
	B-C	335,00		355,00		450,70
	C-D	355,00		375,00		426,66
	D-E	355,00		375,00		426,66
	E-F	335,00		355,00		450,70
	F-G	355,00		375,00		426,66

Les rigidités linéaire des poteaux « sens transversal »						
Niv	poteau	\bar{h} (cm)	cp(cm)	hc(cm)	Ipot(cm ⁴)	Kpot(cm ³)
11, 10, 9,8	1	276.00	30.00	291,00	67500,00	231,96
	2					
	3					
	4					
	5					
	6					
	7					
7, 6,5	1	276.00	35.00	293,50	125052,08	426,07
	2					
	3					
	4					
	5					
	6					
	7					
4, 3,2	1	276.00	40.00	296,00	213333,33	720,72
	2					
	3					
	4					
	5					
	6					
	7					
RDC	1	420.00	45.00	442,50	341718,75	772,24
	2					
	3					
	4					
	5					
	6					
	7					
1,-1,-2	1	276.00	45.00	298,50	341718,75	1144,78
	2					
	3					
	4					
	5					
	6					
	7					

Les rigidités linéaire des poteaux « sens longitudinal »						
Niv	poteau	\bar{h} (cm)	cp(cm)	hc(cm)	Ipot(cm ⁴)	Kpot(cm ³)
11, 10, 9,8	1	266.00	30.00	281,00	67500,00	240,21
	2					
	3					
	4					
	5					
	6					
	7					
7, 6,5	1	266.00	35.00	283,50	125052,08	441,10
	2					
	3					
	4					
	5					
	6					
	7					
4, 3,2	1	266.00	40.00	286,00	213333,33	745,92
	2					
	3					
	4					
	5					
	6					
	7					
RDC	1	410.00	45.00	432,50	341718,75	790,10
	2					
	3					
	4					
	5					
	6					
	7					
1,-1,-2	1	266.00	45.00	288,50	341718,75	1184,46
	2					
	3					
	4					
	5					
	6					
	7					

- Calcule des coefficients correcteurs :

Rigidités des portiques « sens transversal »						
Niv	poteau	Kpot	\bar{K}_j	Ipot	aj	R_j^{portique}
11, 10,9	1	231,96	0,866	67500	0,302	29546,51
	2		1,648		0,451	
	3		1,540		0,435	
	4		1,515		0,431	
	5		1,540		0,435	
	6		1,615		0,447	
	7		0,833		0,294	
8	1	231,96	0,874	67500	0,304	29736,79
	2		1,662		0,454	
	3		1,552		0,437	
	4		1,528		0,433	
	5		1,552		0,437	
	6		1,629		0,448	
	7		0,457		0,186	
7,6	1	426,07	0,480	125052,08	0,193	36171,77
	2		0,913		0,313	
	3		0,852		0,299	
	4		0,838		0,295	
	5		0,852		0,299	
	6		0,894		0,309	
	7		0,461		0,187	
5	1	426,07	0,484	125052,08	0,195	36362,94
	2		0,921		0,315	
	3		0,859		0,300	
	4		0,845		0,297	
	5		0,859		0,300	
	6		0,902		0,311	
	7		0,461		0,187	
4,3	1	720,72	0,289	213333,33	0,126	4013,40
	2		0,549		0,215	
	3		0,512		0,204	
	4		0,503		0,200	
	5		0,512		0,204	
	6		0,534		0,210	
	7		0,277		0,121	
2	1	720,72	0,291	213333,33	0,127	41027,70
	2		0,554		0,217	
	3		0,516		0,205	
	4		0,507		0,202	
	5		0,516		0,205	
	6		0,543		0,213	
	7		0,280		0,123	

RDC	1	772,24	0,275	341718,75	0,120	18797,062
	2		0,522		0,207	
	3		0,494		0,198	
	4		0,478		0,193	
	5		0,494		0,198	
	6		0,510		0,203	
	7		0,264		0,116	
1,-2	1	1144,78	0,185	341718,75	0,084	43612,99
	2		0,352		0,149	
	3		0,327		0,140	
	4		0,322		0,138	
	5		0,327		0,140	
	6		0,344		0,147	
	7		0,178		0,081	
-1	1	1144,78	0,185	341718,75	0,313	119534,10
	2		0,352		0,362	
	3		0,327		0,355	
	4		0,322		0,354	
	5		0,327		0,355	
	6		0,344		0,360	
	7		0,178		0,311	

Rigidités des portiques « sens transversal »						
Niv	poteau	Kpot	\bar{K}_j	Ipot	aj	R_j^{portique}
11, 10,9	1	240,21	1,708	67500	0,460	48111,36
	2		3,508		0,637	
	3		3,508		0,637	
	4		3,416		0,630	
	5		3,508		0,637	
	6		3,508		0,637	
	7		1,708		0,460	
8	1	240,21	1,719	67500	0,462	48228,63
	2		3,530		0,638	
	3		3,530		0,638	
	4		3,440		0,632	
	5		3,530		0,638	
	6		3,530		0,638	
	7		1,719		0,462	

7,6	1	441,10	0,942	125052,08	0,320	65510,08
	2		1,936		0,492	
	3		1,936		0,492	
	4		1,884		0,485	
	5		1,936		0,492	
	6		1,936		0,492	
	7		0,942		0,320	
5	1	441,10	0,948	125052,08	0,321	65658,34
	2		1,950		0,493	
	3		1,950		0,493	
	4		1,896		0,486	
	5		1,950		0,493	
	6		1,950		0,493	
	7		0,948		0,321	
4,3	1	745,92	0,564	213333,33	0,220	79817,63
	2		1,160		0,367	
	3		1,160		0,367	
	4		1,129		0,360	
	5		1,160		0,367	
	6		1,160		0,367	
	7		0,564		0,220	
2	1	745,92	0,568	213333,33	0,221	80099,30
	2		1,168		0,368	
	3		1,168		0,368	
	4		1,136		0,362	
	5		1,168		0,368	
	6		1,168		0,368	
	7		0,568		0,221	
RDC	1	790,10	0,540	341718,75	0,212	35894,21
	2		1,110		0,357	
	3		1,110		0,357	
	4		1,080		0,350	
	5		1,110		0,357	
	6		1,110		0,357	
	7		0,540		0,212	
1,-2	1	1184,46	0,360	341718,75	0,152	90561,93
	2		0,740		0,270	
	3		0,740		0,270	
	4		0,720		0,265	
	5		0,740		0,270	
	6		0,740		0,270	
	7		0,360		0,152	

-1	1	1184,46	0,360	341718,75	0,364	163879,19
	2		0,740		0,452	
	3		0,740		0,452	
	4		0,720		0,448	
	5		0,740		0,452	
	6		0,740		0,452	
	7		0,360		0,364	

4.2) Caractéristiques géométriques des voiles :

Les forces sismiques peuvent engendrer des torsions dans les structures sur les quelles agissent. Elles sont pratiquement préjudiciables lorsque les résultantes de ses forces se trouvent excentrées de façon notable par rapport au centre de torsion.

Donc le déplacement des voiles doit être le plus adéquat possible de manière à résister à l’effort sismique d’une part et limiter la torsion du bâtiment due aux charges d’autre part.

IV.2.1 Etude des refends :

Dans notre structure on a que des refends pleins.

a- Calcul des inerties :

***refends transversal :**

$$I_y = L \cdot e^3 / 12 = 0$$

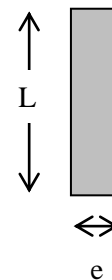
$$I_x = e \cdot L^3 / 12.$$



***refends longitudinal:**

$$I_y = e \cdot L^3 / 12$$

$$I_x = L \cdot e^3 / 12 = 0$$



« Sens-transversal »					
voile	L(m)	ep (m)	I _x (m ⁴)	N ^{bre} de voile	I _x total(m ⁴)
VT1-VT4	3,25	0,20	0,57	8	4,56
VT5-VT10	1,025		0,018	72	1,296
VT11-VT14	1,40		0,0457	56	2,56
VT15 ; VT21	1,80		0,097	98	9,52
VT22-VT23	1,30		0,036	28	1,025
VT24 ; VT25	3,55		0,745	28	20,88
					I _x =39,841

« Sens-longitudinal »					
voile	L(m)	ep (m)	I _y (m ⁴)	N ^{bre} de voile	I _y total(m ⁴)
VL1-VL4	4,00	0,20	1,06	56	59,36
VL5 ; VL8	1,35		0,041	56	2,296
VL9-VL10	1,80		0,097	28	2,716
					I _y =64,37

IV.2.2) calcul des Rigidités des voiles :

*Dans le sens (X-X') : $r_{vx} = \frac{12.E.I_x}{he^3}$

*Dans le sens (Y-Y') : $r_{vy} = \frac{12.E.I_y}{he^3}$

Avec :

he : hauteur d'étage.

I_x, I_y : inertie des voiles transversaux et longitudinaux.

Rigidité des voiles « sens transversal »						
Niv	voile	he(m)	E.10 ³	Ix(m ⁴)	rvy	∑Rvy(KN/m)
-1 ; -2	VT1-VT4	3,06	32164,2	4,56	61426329,24	126726827,84
	VT11 -VT14			0,3656	4924882,89	
	VT15 - VT21			1,358	18293191,91	
	VT22-VT23			0,144	1939778,82	
	VT24 - VT25			2,98	40142644,98	
RDC	VT5-VT10	4,50		0,108	457446,4	10723729,59
	VT11-VT14			0,1828	774270,39	
	VT15 ; VT21			0,679	2875982,46	
	VT22-VT23			0,072	304964,27	
	VT24 ; VT25			1,49	6311066,07	
1-11	VT5-VT10	3,06		1,188	16003175,25	375155917,55
	VT11-VT14			2,0108	27086855,88	
	VT15 ; VT21			7,469	100612555,5	
	VT22-VT23			0,792	10668783,5	
	VT24-VT25			16,39	220784547,42	

Rigidité des voiles « sens longitudinal »						
Niv	voile	he (m)	E.10 ³	Ix(m ⁴)	rvx	∑Rvx(KN/m)
RDC	VL1-VL4	4,50	32164,2	4,24	17959006,84	19475356,91
	VL5 ; VL8			0,164	694640,83	
	VL9-VL10			0,194	821709,27	
-1 ; 11	VL1-VL4	3,06		55,12	742504225,37	802583485,98
	VL5 - VL8			2,132	28719503,05	
	VL9 VL10			2,328	31359757,56	

IV.3) Calcul des inerties fictives des portiques :

Pour déterminer les pourcentages d'effort repris par chaque élément de contreventement portique et voile, il faut déterminer les inerties fictives des portiques. Pour cela, nous utiliserons la méthode des approximations successives.

IV.3.1) Inertie fictive des portiques par la méthode des approximations successives :

Dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes « CALCUL PRATIQUE DES OSSATURES DE BATIMENT EN BETON ARME » qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques.

Pour déterminer cette inertie, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de forces horizontales égale à **1 tonne**, 0 et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne à chaque niveau). En fixant l'inertie du refend à **1[m⁴]**, il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

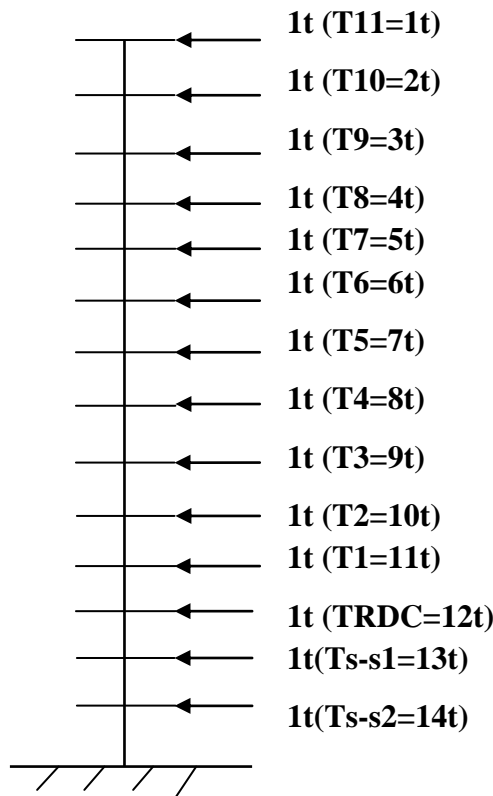


Figure IV. 2 : Système de forces horizontales et efforts tranchants résultants

IV.3.2) Calcul des flèches dans les refends par la méthode du moment des aires

Le calcul des flèches des refends dont l'inertie $I= 1[m^4]$, soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du « moment des aires ». Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1 tonne est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure (IV.2), ci dessus est donnée par :

$$f_i = \frac{\sum S_i X_i}{EI}$$

Avec :

S_i :Surface du trapèze.

d_i : Distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.

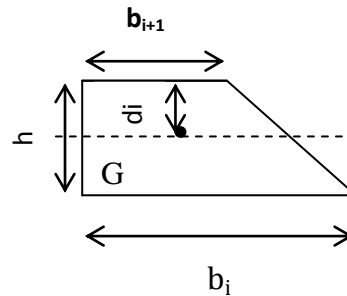
b_i, b_{i+1} : Longueur horizontale du trapèze.

h :hauteur du trapèze.

$$S_i = \frac{(b_i + b_{i+1}) \cdot h}{2}$$

Le centre de gravite d'un trapèze a sa petite base est :

$$d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1}) \cdot h}{3(b_i + b_{i+1})}$$



FigureIV-3 : Diagramme des moments des aires

Calcul de S_i x d_i pour les différents niveaux

NIV	h(m)	b_i (m)	b_{i+1} (m)	d_i (m)	S_i (m ²)	$d_{ix}S_i$ (m ³)	$F_i * EI$
11	3,06	3,06	0,00	2,04	4,682	9,551	70799,273
10	3,06	9,18	3,06	1,785	18,7272	33,430	65587,309
9	3,06	18,36	9,18	1,70	42,136	71,631	60391,965
8	3,06	30,60	18,36	1,6575	74,909	124,161	55208,651
7	3,06	45,90	30,60	1,632	117,045	191,017	50039,664
6	3,06	64,26	45,90	1,615	168,545	272,200	44885,003
5	3,06	85,68	64,26	1,603	229,408	367,741	39744,700
4	3,06	110,16	85,68	1,594	299,635	477,620	34618,736
3	3,06	137,7	110,16	1,570	379,226	595,385	29500,657
2	3,06	168,3	137,70	1,581	468,180	740,192	24409,620
1	3,06	201,96	168,30	1,576	566,498	892,800	19326,385
RDC	4,50	238,68	201,96	2,3125	991,440	2292,705	13027,311
-1	3,06	278,46	238,68	1,570	791,224	1242,22	5501,060
-2	3,06	322,74	278,46	1,5675	919,836	1441,843	1441,843

$$f_1 = \frac{s_1 d_1}{EI} \Rightarrow f_1 = \frac{1441,843}{EI}$$

$$f_2 = \frac{s_1(d_1 + h_1) + s_2 d_2}{EI} \Rightarrow f_2 = \frac{5501,06}{EI}$$

$$f_3 = \frac{s_1(d_1 + h_1 + h_2) + s_2(d_2 + h_2) + s_3 d_3}{EI} \Rightarrow f_3 = \frac{13027,311}{EI}$$

$$f_4 = 19326,385, \quad f_5 = 24409,62, \quad f_6 = 29500,657, \quad f_7 = 34618,736,$$

$$f_8 = 39744,700, \quad f_9 = 44885,003, \quad f_{10} = 50039,664, \quad f_{11} = 55208,651,$$

$$f_{12} = 60391,965, \quad f_{13} = 65587,309, \quad f_{14} = 70799,273$$

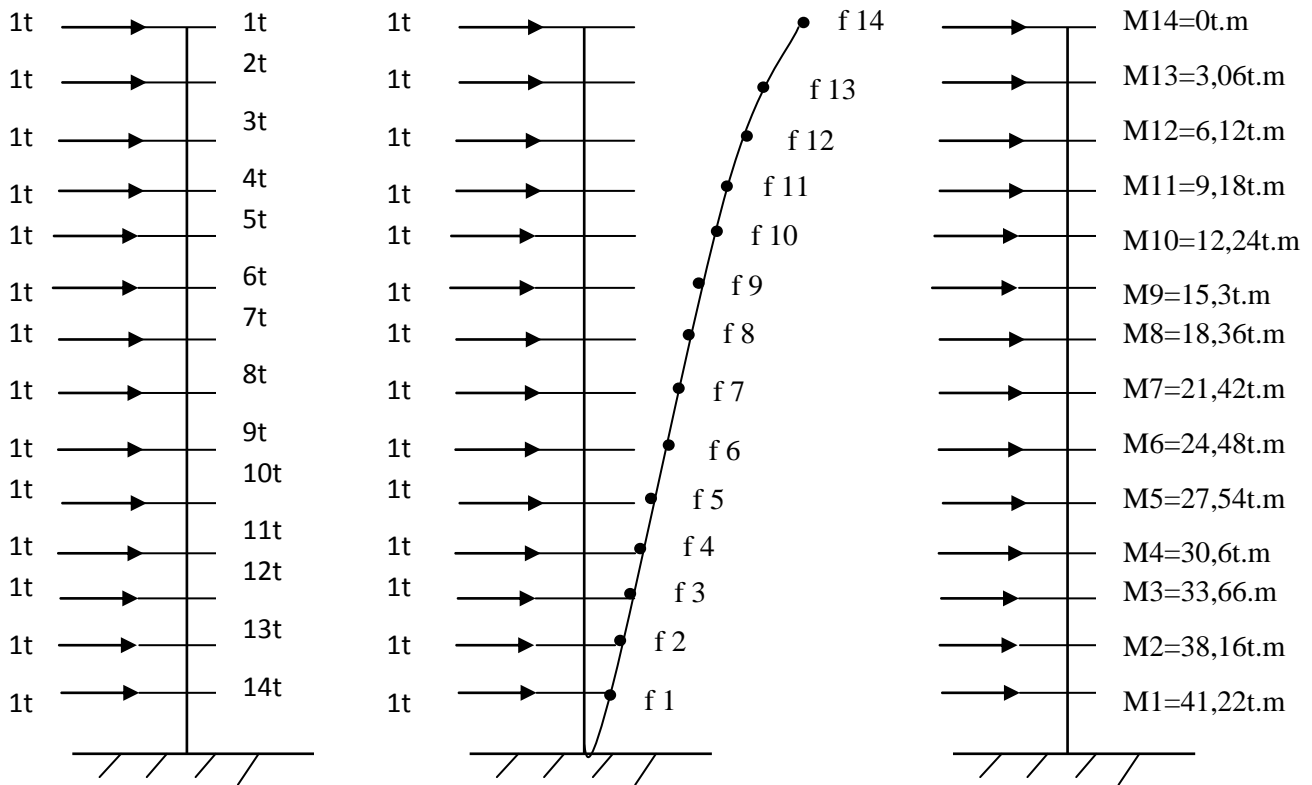


Figure IV.4 : Schématisation de la flèche

IV.4) Calcul des déplacements des portiques :

$$\Delta_n = E\Psi_n \cdot h$$

$$E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \sum KP_n} + \frac{E\theta_n + E\theta_{(n-1)}}{2}$$

Avec :

h : hauteur d'étage.

E : module de YOUNG de béton.

$\theta_n, \theta_{(n-1)}$: Rotation d'étage.

n : étage.

Pour le 1^{er} niveau on a un encastrement $E_{\theta i} = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum Kt_n + 2 \sum KP_n}$

Pour les niveaux courants articulés : $E_{\theta i} = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum Kt_n}$

Kt_n : Raideur des poutres par niveau.

KP_n : Raideur des poteaux par niveau

$$M_n = h \cdot T_n$$

IV.5) Inertie fictive des portiques :

$$I_{en} = \frac{f_n}{D_n} \quad \text{avec} \quad D_n = \sum \Delta_n$$

Avec :

I_{en} : Inertie fictive de portique au niveau i.

f_n : Flèche du refend au même niveau i.

D_n : Déplacement du portique au niveau i.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants.

« Dans le sens transversal »												
NIV	H	$\sum K_t$	$\sum K_p$	M_n	M_{n-1}	E_θ	$E\Psi$	$E\Delta_i$	$\sum E\Delta_i$	$EI.f_i$	$I_{e,i}$	
11	3,06	0,0011	0,0108	3,06	0,00	115,90	212,5	650,25	63732,36	70799,273	1,10	
10	3,06			6,12	3,06	347,74	472,22	1444,99	63082,11	65587,309	1,04	
9	3,06			9,18	6,12	579,54	708,33	2167,49	61637,12	60391,965	0,98	
8	3,06			12,24	9,18	811,36	944,44	2889,98	59469,63	55208,651	0,93	
7	3,06		0,0200	0,0340	15,3	12,24	1043,18	1126,25	3446,32	56579,65	50039,664	0,88
6	3,06				18,36	15,3	1275,00	1351,5	4135,59	53133,33	44885,003	0,84
5	3,06				21,42	18,36	1506,81	1576,75	4824,85	48997,74	39744,700	0,81
4	3,06		0,0340	0,0570	24,48	21,42	1738,63	1760	5385,6	44172,89	34618,736	0,78
3	3,06				27,54	24,48	1971,97	1980	6058,8	38787,29	29500,657	0,76
2	3,06		0,0012	0,0570	30,6	27,54	2202,27	2200	6732	32728,5	24409,620	0,74
1	3,06				0,0570	33,66	30,60	2231,25	2412,05	7380,87	25996,5	19326,385
RDC	4,50	0,0387			38,18	33,66	2494,44	2707,55	12183,975	18615,62	13027,311	0,70
-1	3,06	0,0570			41,22	38,16	2756,25	1737,75	5317,51	6431,65	5501,060	0,85
-2	3,06			44,28	41,22	598,74	364,10	1114,14	1114,14	1441,843	1,29	

Avec :

$$\sum kt_n = \sum \frac{I_{poutre}}{L} \quad \text{ET} \quad \sum k_p = \sum \frac{I_{pot}}{h}$$

« Dans le sens longitudinal »											
NIV	H	ΣK_t	ΣK_p	M_n	M_{n-1}	E_θ	$E\Psi$	$E\Delta i$	$\Sigma E\Delta i$	$EI.f_i$	$I_{e,i}$
11	3,06	0,0025	0,0108	3,06	0,00	51	114,61	350,7	29604,75	70799,273	2,39
10	3,06			6,12	3,06	153	229,36	701,84	29254,05	65587,309	2,24
9	3,06			9,18	6,12	255	344,04	1052,76	28552,21	60391,965	2,11
8	3,06			12,24	9,18	357	458,73	1403,71	27499,45	55208,651	2,00
7	3,06		0,0200	15,3	12,24	459	519,10	1588,44	26095,74	50039,664	1,92
6	3,06			18,36	15,3	561	622,92	1906,13	24507,30	44885,003	1,83
5	3,06			21,42	18,36	663	726,74	2223,82	22601,17	39744,700	1,76
4	3,06		0,0340	24,48	21,42	765	788,56	2412,99	20377,36	34618,736	1,70
3	3,06			27,54	24,48	867	887,14	2714,65	17964,36	29500,657	1,64
2	3,06			30,6	27,54	969	985,71	2933,65	15249,71	24409,620	1,60
1	3,06		0,0029	0,0570	33,66	30,60	923,27	1061,86	3249,29	12316,06	19326,385
RDC	4,50	0,0387		38,18	33,66	1032,18	1207,36	5433,12	9066,77	13027,311	1,44
-1	3,06	0,0570		41,22	38,16	1140,51	886,81	2713,64	3633,65	5501,060	1,51
-2	3,06			44,28	41,22	465,68	300,66	920,01	920,01	1441,843	1,56

IV.2.2) : L'inertie moyenne des portiques :

Sens transversal	Niv	$I_{ex}(m^4)$	$I_{mov}(m^4)$	Sens longitudinal	Niv	$I_{ey}(m^4)$	$I_{mov}(m^4)$
	11	1,10	0,89		11	2,39	1,80
	10	1,04			10	2,24	
	09	0,98			09	2,11	
	08	0,93			08	2,00	
	07	0,88			07	1,92	
	06	0,84			06	1,83	
	05	0,81			05	1,76	
	04	0,78			04	1,70	
	03	0,76			03	1,64	
	02	0,74			02	1,60	
	01	0,74			01	1,56	
	0	0,70			0	1,44	
-1	0,85	-1		1,51			
-2	1,29	-2	1,56				

****Interprétation des résultats****1. Sens transversal**

L'inertie des portiques: $I_{\text{portique}} = 0,89\text{m}^4$

L'inertie des voiles : $I_v = 39,841\text{m}^4$

L'inertie de l'ensemble : $I = 40,731 \text{ m}^4$

Pourcentage de l'inertie des portiques /l'ensemble : 2,19 %

Pourcentage de l'inertie des voiles /l'ensemble : 97,81%

2. Sens longitudinal

L'inertie des portiques : $I_{\text{portique}} = 1,8 \text{ m}^4$

L'inertie des voiles : $I_v = 64,37\text{m}^4$

L'inertie de l'ensemble : $I = 66,17\text{m}^4$

Pourcentage de l'inertie des portiques par rapport à l'ensemble : 2,72%

Pourcentage de l'inertie des voiles par rapport à l'ensemble : 97,28%

Conclusion :

On constate que :

L'inertie des voiles est plus importante que celle des portiques et cela dans les deux sens (les voiles vont reprendre au moins 90% des sollicitations dues aux charges horizontales). D'après le RPA, le système de contreventement est du type 4b : portiques contreventés par des voiles avec interactions.

Chapitre V

Modélisation de la structure

V- Introduction :

Plusieurs programmes de calcul automatique sont faits afin de formuler le problème de calcul des structures et de le contrôler en un temps réduit, et ils sont basés sur la méthode des éléments finis (MEF), permettant le calcul automatique des divers structures. Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la (M.E.F), et comprenne également le processus de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la (M.E.F) et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul.

Cette étude fixe comme objectif, la présentation des notions fondamentales du calcul automatique d'un point de vue essentiellement physique tout en considérant le code de calcul dans son efficacité opératoire, c.à.d. en tant qu'outil destiné à un utilisateur. Ce dernier, pourra alors en tenant compte des considérations précédentes, formuler son Problème de calcul des structures et de contrôler presque sans effort les résultats fournis par l'ordinateur.

V-1- Concept de base de la M.E.F :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments.

La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans « la théorie des poutres ». Pour chaque type d'élément, une fonction de forme qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base du principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant que les déformations aux niveaux des nœuds sont inconnues.

La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément de calcul des structures et contrôler presque sans effort les résultats fournis par

V-2- Description du logiciel ETABS:(Extended Three Dimensions Analyses Building Systems).

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures. Il permet la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. Le logiciel offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpentes métalliques. Le post-processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration.... etc.

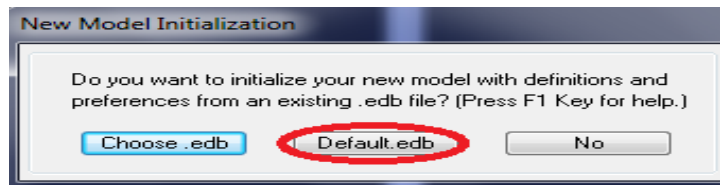
V-3- Etape de la modélisation :

L'ETABS se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail on va utiliser la version 9.7.

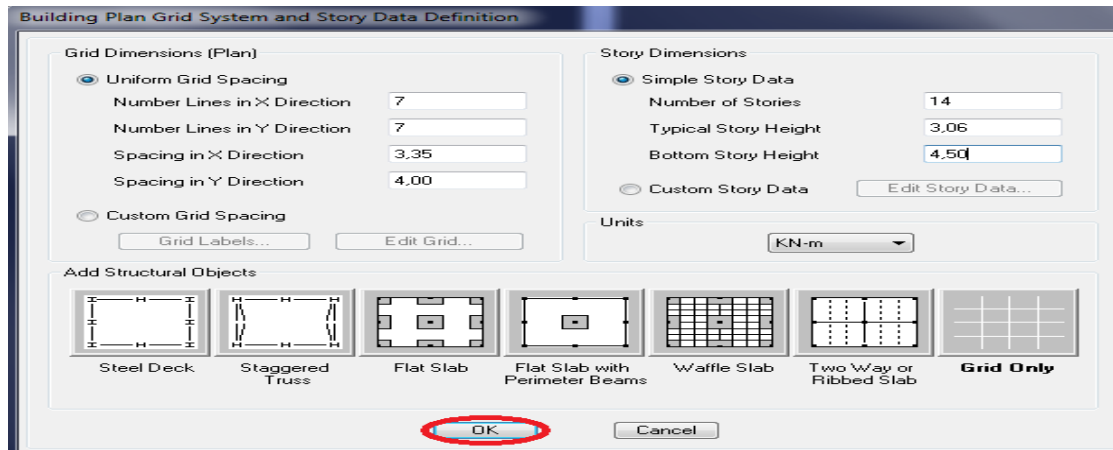
V-3-1 : Introduction de la géométrie du modèle :

Après avoir lancé l'application ETABS non linéaire version 9.7.0 on commence par choisir les unités avec lesquels on veut travailler, on sélectionne **KN** et **m** sur l'angle droit bas de la fenêtre.

Pour générer un nouveau model ; **File** on sélectionne **New model**



On clique sur **Default.edb**



Cette option permet d'introduire :

- Le nombre des lignes selon la direction x-x (**Number Lines in X Direction**).
- Le nombre des lignes selon la direction y-y (**Number Lines in Y Direction**).
- Le nombre des étages (**Number of Stories**).
- La hauteur de l'étage courant (**Typical Story Height**).
- La hauteur de RDC (**Bottom Story Height**).

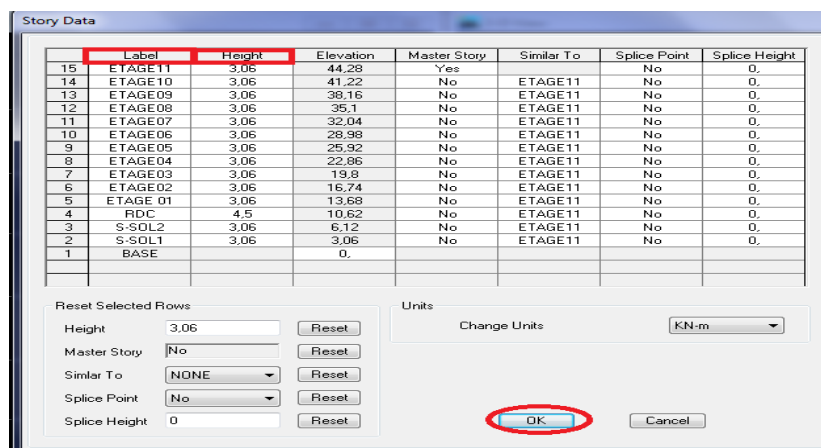
-On clique sur le bouton droit de la souris **Edit Grid Data Modify/Show system**.

-On introduit les distances cumulées et les niveaux

Suivent X : 0 ; 2,95 ; 6,2 ; 9,55 ; 12,9 ; 16,15 ; 19,21.

Suivent Y : 0 ; 4 ; 7,8 ; 11,8 ; 15,8 ; 19,6 ; 23,6.

- pour modifier la hauteur d'étages .bouton droit de la souris, **Edit Story data**, écrit la nouvelle hauteur d'étage dans la case « **Height** » et spécifier le nom de l'étage dans la case « **Label** ».

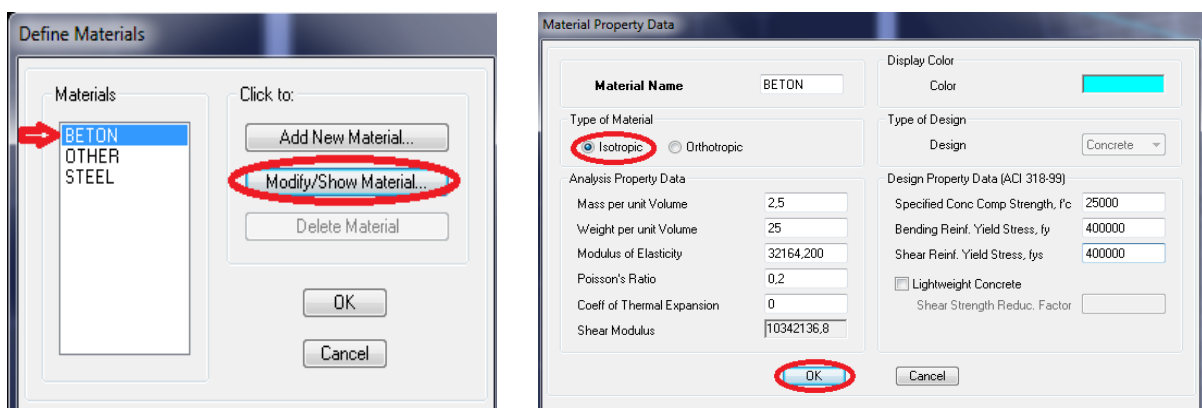


a) Définition des matériaux :

On clique sur **Define / Material properties** on sélectionne **Concrete (béton)** puis on clique sur **Modify/Show System**.

Dans la fenêtre apparente en introduit les valeurs suivantes :

- **Le béton :**
 - **Masse per unit volume** (masse volumique béton): **2,5KN/m3**
 - **Weight per unit volume** (Poids volumique béton): **25 KN/m3**
 - **Modulus of Elasticity** (Module de Young): **32164200 KN/m2**
 - **Poisson's ratio** (Module de poisson): **0,2**
- **Acier :**
 - **Specified conc comp strength** (contrainte max du béton à la compression):**25000 KN/m2**
 - **Bending Reinf, Yield Stress** (contrainte max des aciers long.) : **400000 KN/m2**
 - **Shear Reinf, Tield Stress** (contrainte max des aciers trans.) : **400000 KN/m2**



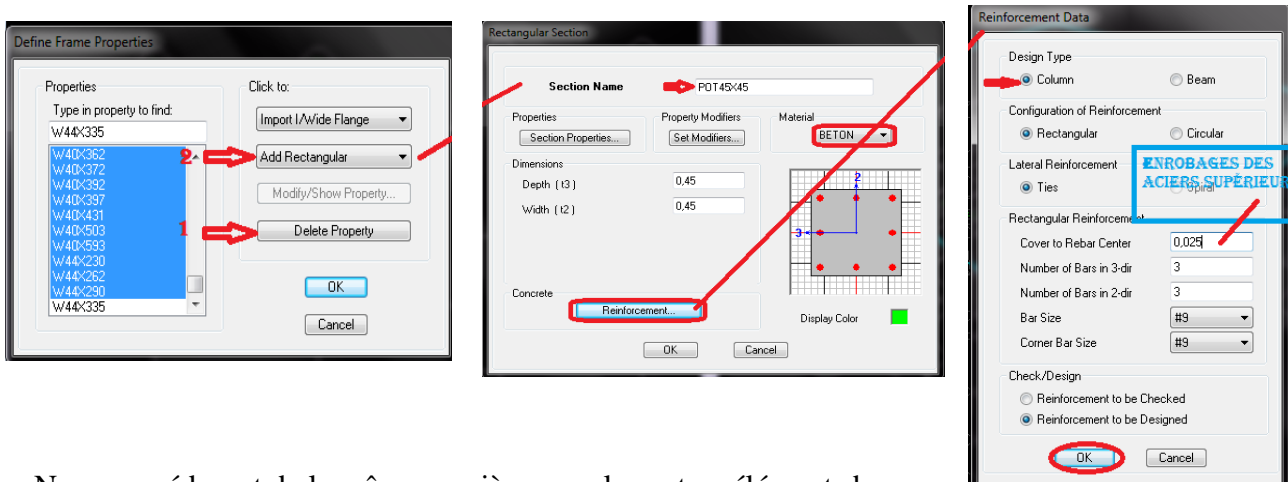
b) Propriétés géométriques des éléments :

Cette étape consiste à l'affection des **propriétés géométriques** des éléments (poutre, poteaux, dalle plein, plancher,voile...)

b-1 : poteaux et poutre : Define/ Frame Sections.

-Dans la boîte de dialogue qui apparaît-on sélectionne la forme de la section considérer, exemple **add rectangular** pour une section d'une poutre.

- Dans la boîte de dialogue qui apparaît-on sélectionne : **Add Rectangular sections** on apporte les modifications inscrites dans la fenêtre



Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments barres.

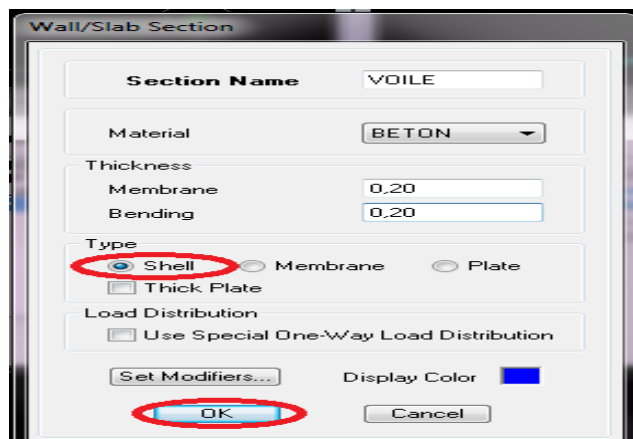
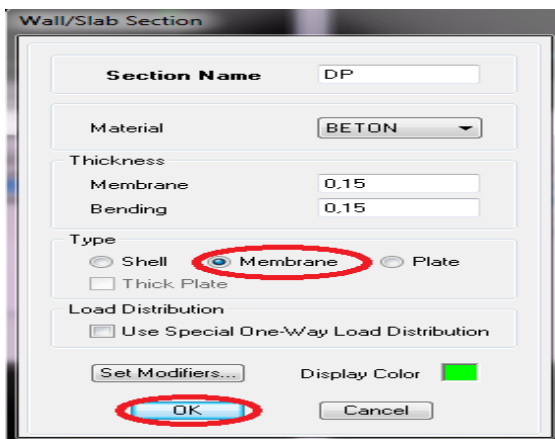
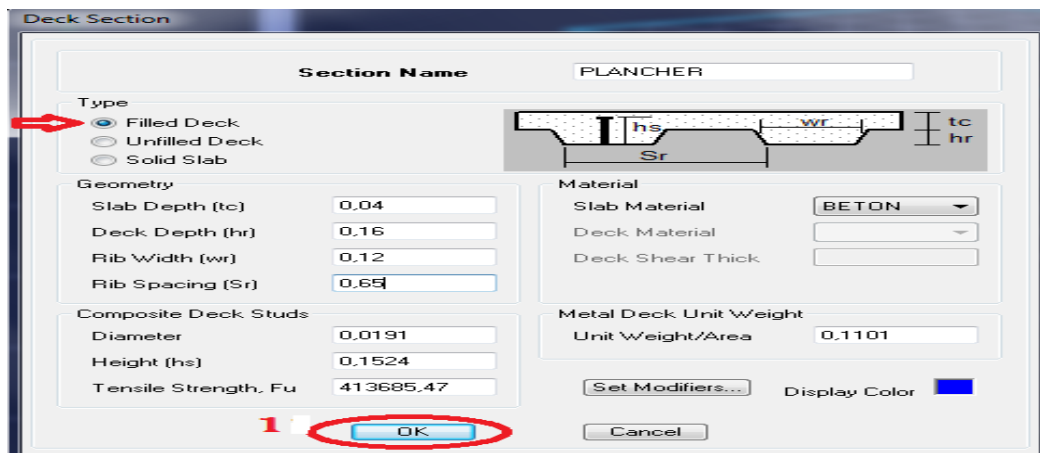
Remarque : Dans l'introduction des propriétés des poutres et des poteaux il faut spécifier :
 Pour les poteaux **Column**, et pour les poutres **Beam**.

b-2 : plancher, dalle plein, voile :

Define /Wall/Slab/Deck section .

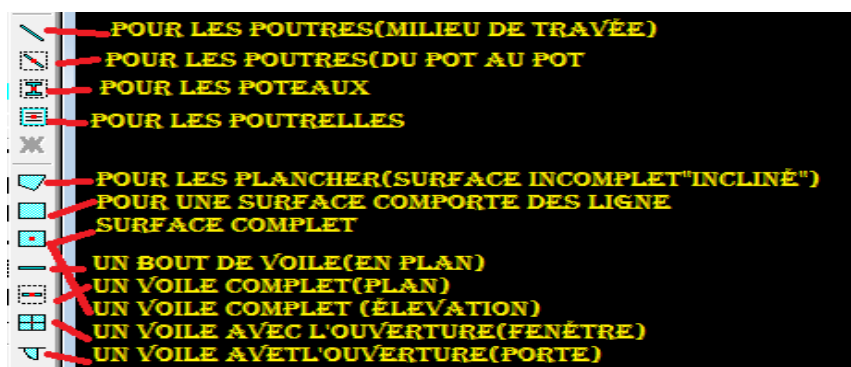
Avec : **Deck** (plancher) ; **Wall** (voile) ; **Slab** (dalle plein)

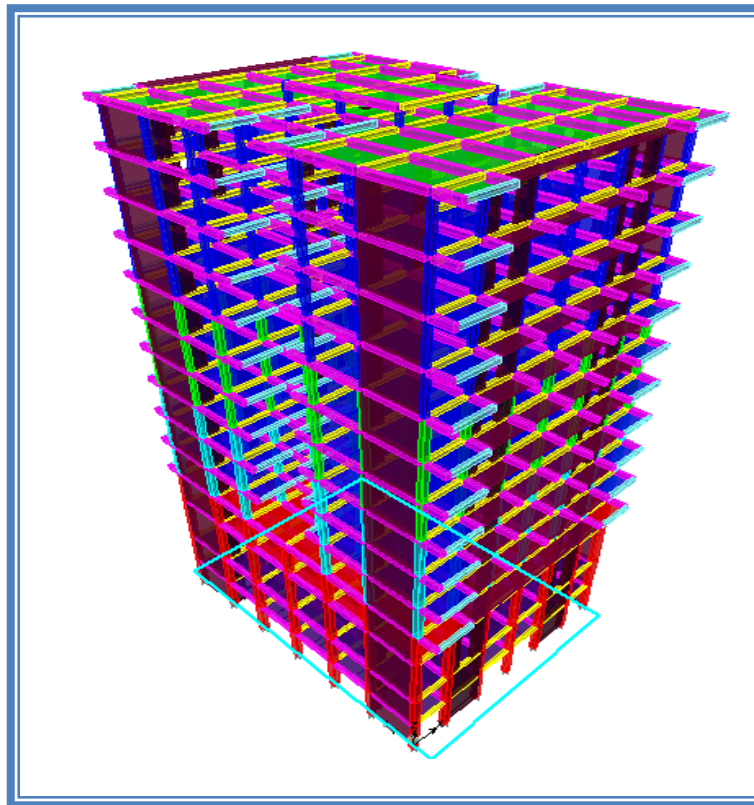
Modify/Show section et on apporte les modifications inscrites dans les fenêtres ci-dessous.



c) Dessins des éléments définis:

Après avoir préparé le système de grilles et défini les sections tous les éléments barres et plaques, poteaux, poutres, dalles et voiles, on entame maintenant le dessin en utilisant les barres flottantes suivantes :





d) Chargement de la structure :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

▪ Charges statiques :

La structure est soumise à des charges permanentes G , et à des surcharges d'exploitation Q , pour les définir on clique sur : **Define/ Static Load Cases**.

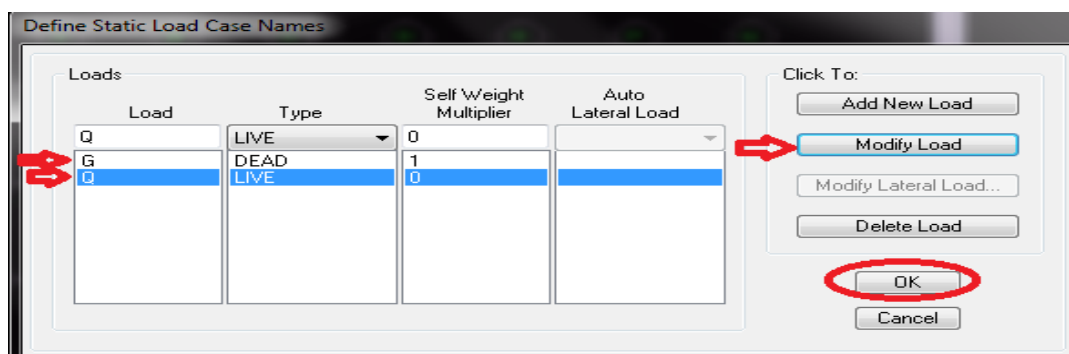
On introduit:

DEAD (G : permanente)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre): **1** /Modify load Load

LIVE (Q : exploitation)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre): **0** /Modify load Load /ok.



▪ **Charge dynamique :**

Le calcul des forces sismiques dépend de type de la structure et ces dimensions ; se fait à l'aide des trois méthodes :

- La méthode statique équivalente
- La Méthode dynamique modale spectrale.
- la méthode d'analyse par accélérogramme nécessite l'intervention de spécialistes.

Notre choix est tombé sur la méthode dynamique modale spectrale.

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentée par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le **CGS**.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (**Sa/g**) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.



-On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône suivante on apporte les modifications inscrites dans la fenêtrés ci-dessous

Zone : II (Zone a sismicité moyenne)

Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants)

Coefficient de comportement : R=4 (Portiques contreventés par des voiles).

Site : S3 (Site meuble)

Le pourcentage de l'amortissement : $\xi=8,5(\%)$

Facteur de qualité (Q): Le facteur de qualité de la structure.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule :

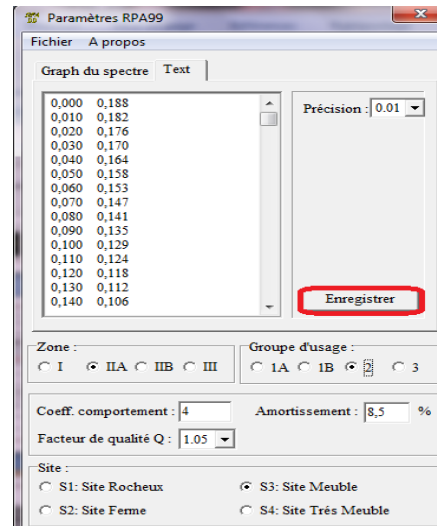
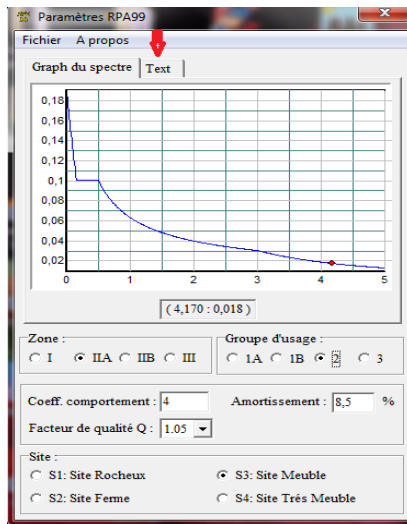
$$Q = 1 + \sum_1^6 pq$$

Pq : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

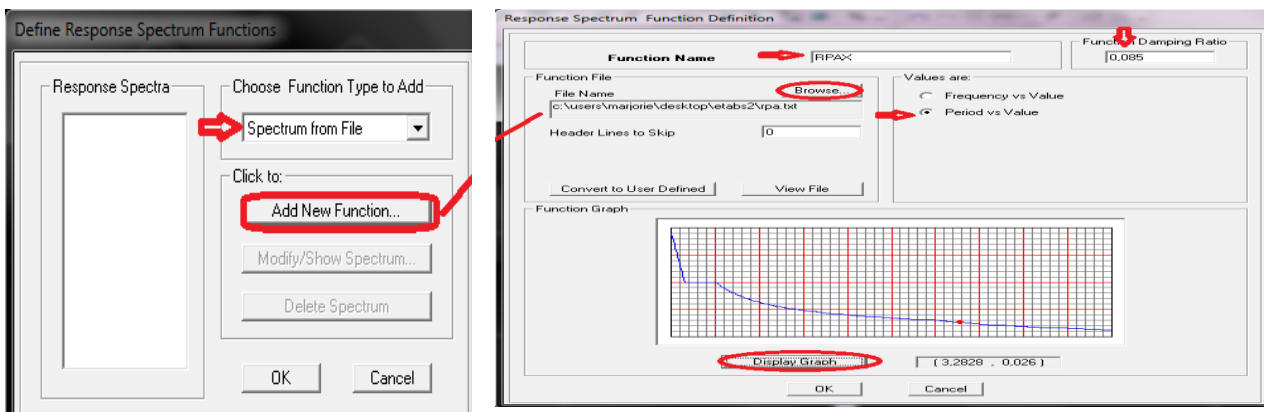
Critère q	pq	
	observé	Non observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement.	0	/
2. Redondance en plan.	0	/
3. Régularité en plan.	/	0,05
4. Régularité en élévation.	0	/
5. Contrôle de qualité des matériaux	0	/
6. Contrôle de la qualité de l'exécution.	0	/

Les deux derniers critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

$Q_x=Q_y=1,05$



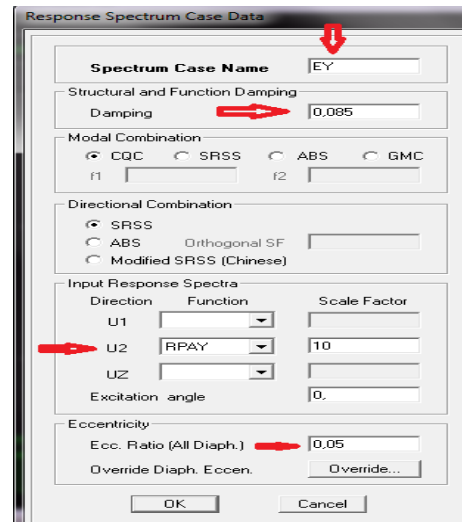
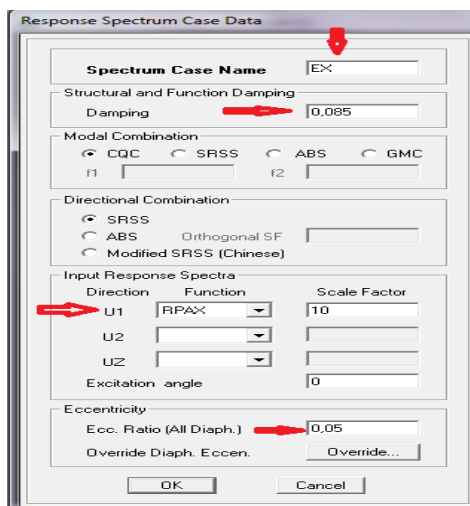
Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :
Define / Response Spectrum function / Spectrum from file/ add Spectrum from File



Refera la même procédure pour RPAy

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **E** (séisme) dans les deux directions orthogonales.

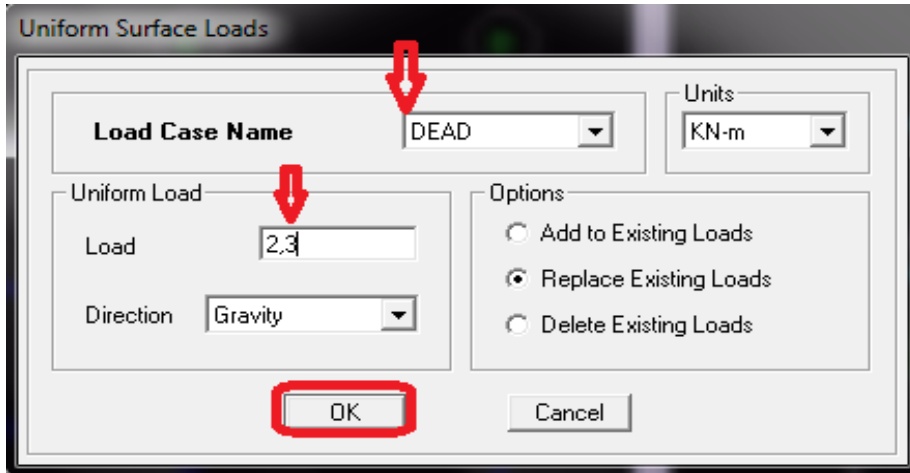
Define / Reponse spectrum cases / Add New spectrum



e) Affectation des charges a la structure :

A cette étape, on affecte aux éléments de la structure les différentes charges
 Les chargements surfaciques étant définies, on sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement **surfacique** qui lui revient en cliquant sur :

Assign / Shell / Areas Loads / uniform



f) Introduction des combinaisons d’actions:

Les combinaisons d’actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

***Combinaisons aux états limites :**

ELU : **1.35G+1.5Q**

ELS : **G+Q**

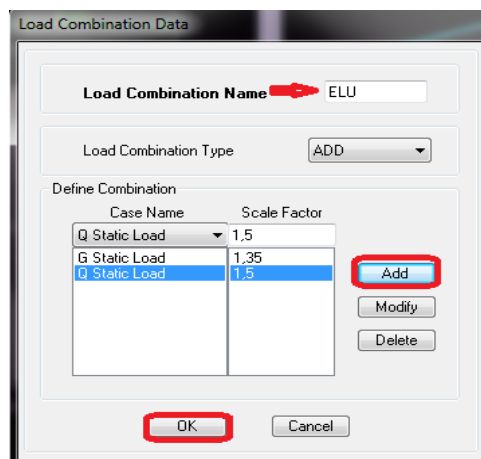
***Combinaisons accidentelles du RPA :**

GQE : **G+Q±E**

08GE : **0,8G±E**

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define / Load Combination / Add New Combo



g) Affectation des masses sismiques et inerties massiques :

La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse, elle est

égale à $W = \sum_{i=1}^n W_i$ et $w_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

Avec :

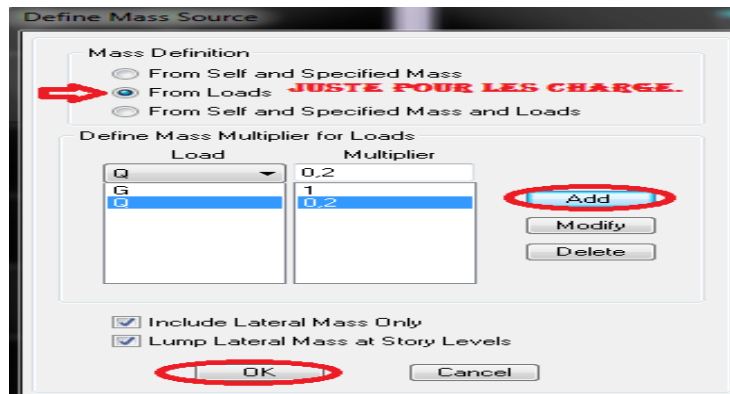
WGi: Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

WQi : Charges d'exploitations.

β : Coefficient de pondération

L'inertie massique d'étage est déterminée automatiquement par le logiciel ETABS

Define / mass source...



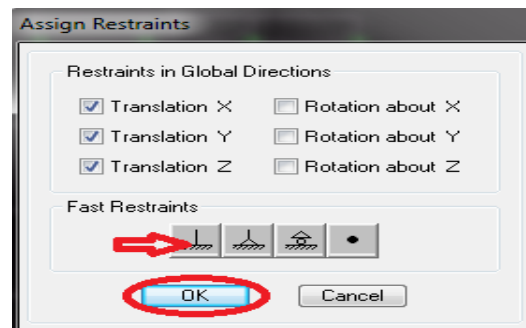
h) Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) :

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

▪ Appuis :

Les poteaux et les voiles sont supposés **parfaitement encastrés** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne la base de la structure puis on clique sur :

Assign/ Joint/ point/ Restreints (supports).



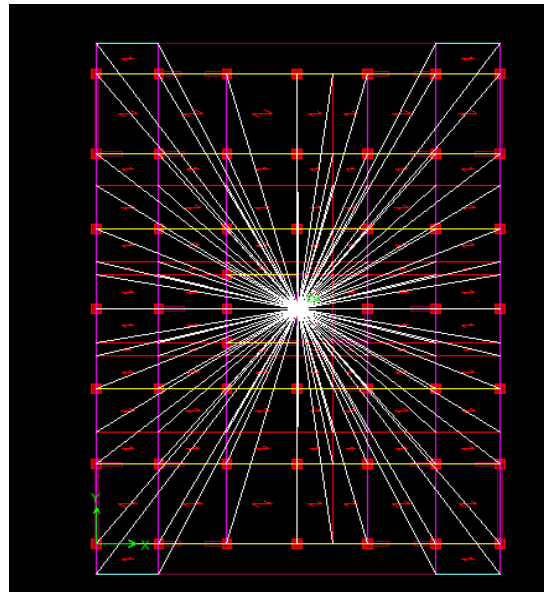
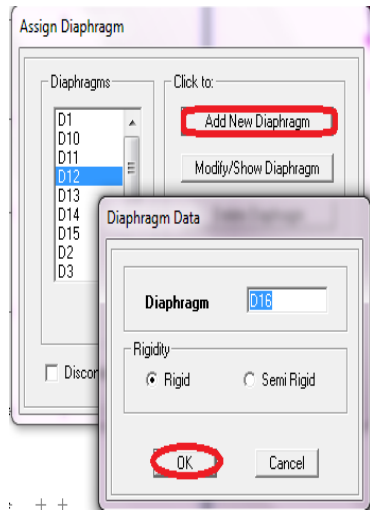
▪ Diaphragme :

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les noeuds d'un même plancher à leurs noeuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les noeuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign / Joint/point / Diaphragms / Add New Constraints / D1

On refait la même procédure pour tous les planchers, et on aura **D2 ; D3 ; ; D15.**



i) Analyse et visualisation des résultats:

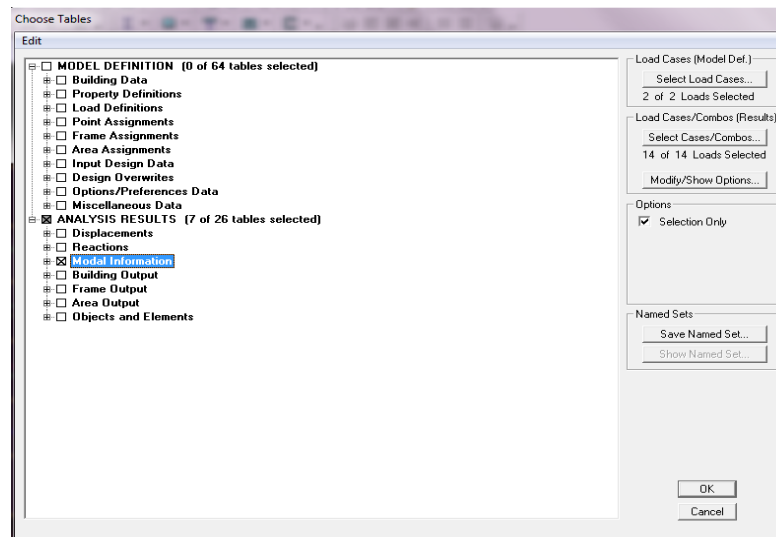
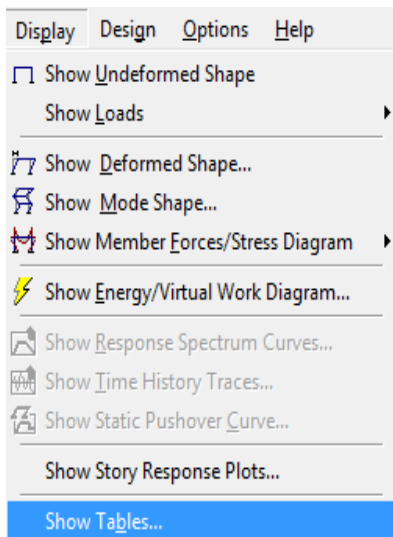
Lancement de l'analyse :

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis** ou directement **F5** sur le clavier.

IV-3-2) Visualisation des résultats :

1) Période et participation modale :

Dans la fenêtre **display show tables**, on click sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison « **Modal information** » **OK** .



Après que le tableau est affiché on doit suivre le cheminement suivant:

Choisir dans la case située en haut et à droit du tableau modal **participating mass ratios**.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	1,062926	69,6364	0,0307	0,0000	69,6364	0,0307	0,0000	0,046
2	1,031007	0,0331	66,9549	0,0000	69,6695	66,9856	0,0000	98,415
3	0,944905	0,1347	0,0143	0,0000	69,8042	66,9998	0,0000	0,020
4	0,298339	13,2145	0,0012	0,0000	83,0187	67,0011	0,0000	0,000
5	0,258244	0,0017	17,2287	0,0000	83,0203	84,2298	0,0000	1,176
6	0,237648	0,0107	0,0161	0,0000	83,0311	84,2459	0,0000	0,001
7	0,140177	5,2963	0,0004	0,0000	88,3274	84,2464	0,0000	0,000
8	0,110174	0,0005	6,2427	0,0000	88,3279	90,4890	0,0000	0,255
9	0,103467	0,0031	0,0257	0,0000	88,3310	90,5148	0,0000	0,001
10	0,082355	3,3520	0,0002	0,0000	91,6830	90,5149	0,0000	0,000
11	0,063738	0,0001	3,4542	0,0000	91,6831	93,9691	0,0000	0,047
12	0,060240	0,0011	0,0315	0,0000	91,6842	94,0006	0,0000	0,000
13	0,055580	2,4894	0,0000	0,0000	94,1736	94,0006	0,0000	0,000
14	0,046466	0,5551	0,0011	0,0000	94,7287	94,0017	0,0000	0,000
15	0,044663	0,0007	1,9964	0,0000	94,7294	95,9981	0,0000	0,022
16	0,041497	0,0029	0,0187	0,0000	94,7322	96,0168	0,0000	0,000
17	0,040148	0,0003	0,6815	0,0000	94,7326	96,6983	0,0000	0,003

A partir de ce tableau on peut déduire les valeurs de la période qui sont représenté
 Les résultats trouvés sont représenté sous forme d'un tableau (voir chapitre VI).

2) L'excentricité :

Pour déduire ce dernier ont fait **Display / show tables**, puis il y a un tableau qui s'affiche et on coche les cases suivantes :

Analyse resultat / Bulding output / OK.

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM
S-SOL1	D1	409,2689	409,2689	9,350	11,913	409,2689	409,2689	9,350
S-SOL2	D2	434,7730	434,7730	9,356	11,906	434,7730	434,7730	9,356
RDC	D3	438,6734	438,6734	9,590	11,763	438,6734	438,6734	9,590
ETAGE01	D4	394,9091	394,9091	9,594	11,764	394,9091	394,9091	9,594
ETAGE02	D5	393,6713	393,6713	9,596	11,763	393,6713	393,6713	9,596
ETAGE03	D6	393,6713	393,6713	9,596	11,763	393,6713	393,6713	9,596
ETAGE04	D7	386,5043	386,5043	9,599	11,762	386,5043	386,5043	9,599
ETAGE05	D8	380,1900	380,1900	9,602	11,762	380,1900	380,1900	9,602
ETAGE06	D9	380,1900	380,1900	9,602	11,762	380,1900	380,1900	9,602
ETAGE07	D10	373,9786	373,9786	9,605	11,761	373,9786	373,9786	9,605
ETAGE08	D11	368,6199	368,6199	9,608	11,760	368,6199	368,6199	9,608
ETAGE09	D12	368,6199	368,6199	9,608	11,760	368,6199	368,6199	9,608
ETAGE10	D13	347,2871	347,2871	9,573	11,759	347,2871	347,2871	9,573
ETAGE11	D14	318,6410	318,6410	9,526	11,812	318,6410	318,6410	9,526
ETAGE12	D15	36,7788	36,7788	9,550	11,800	36,7788	36,7788	9,550

Une fois ce tableau est affiché on fait **Edit Copy entire table** pour le copier à l'Excel
 Les résultats trouvés sont représenté sous forme d'un tableau (voir chapitre VI).

3) Effort tranchant à la base :

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche
 « **Base Reactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **EX ou EY** » **OK.OK.**

The top screenshot shows the following data:

Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
BASE	14	EX	23,90	1,38	124,07	2,222	23,948	0,111
BASE	15	EX	2,69	1,03	96,86	2,084	12,215	0,178
BASE	20	EX	5,36	1,35	199,42	1,868	15,347	0,178
BASE	21	EX	30,72	1,19	484,48	1,699	29,819	0,144
BASE	26	EX	4,42	0,11	23,44	0,119	14,424	0,178
BASE	27	EX	5,59	2,55	20,63	2,567	15,090	0,178
BASE	32	EX	5,41	1,09	225,26	1,576	15,402	0,178
BASE	33	EX	3,94	2,29	157,38	2,757	13,459	0,178
BASE	87	EX	57,45	0,10	203,27	0,131	18,361	0,019
BASE	192	EX	84,44	0,05	242,35	0,170	11,530	0,056

The bottom screenshot shows the following data:

Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
BASE	14	EY	17,95	7,50	142,58	18,728	2,755	0,670
BASE	15	EY	0,22	7,21	43,49	17,359	0,663	0,120
BASE	20	EY	0,63	6,88	18,08	16,714	1,480	0,120
BASE	21	EY	45,83	9,49	279,67	20,757	1,548	0,691
BASE	26	EY	0,44	6,76	37,51	16,297	1,312	0,120
BASE	27	EY	0,30	7,17	124,28	16,701	0,738	0,120
BASE	32	EY	0,56	6,95	22,26	16,842	1,362	0,120
BASE	33	EY	0,26	7,89	130,80	17,770	0,659	0,120
BASE	87	EY	51,16	0,66	136,27	2,397	1,019	0,607
BASE	192	EY	25,74	0,48	64,75	1,851	1,472	0,629

Une fois le tableau est afficher on fait toujours la même procédure : **Edit copy entire table** pour le copier à l'exel où on va extraire les résultats qui sont donnés par les deux valeurs maximales des deux intersections de la ligne du mode **All** avec les deux colonnes **Spec EX** et **F1** qui est l'effort dans le sens transversal et les deux valeurs maximales des deux intersections de la ligne du mode **All** avec les deux colonnes **Spec Ey** et **F2** qui est l'effort dans le sens longitudinal.

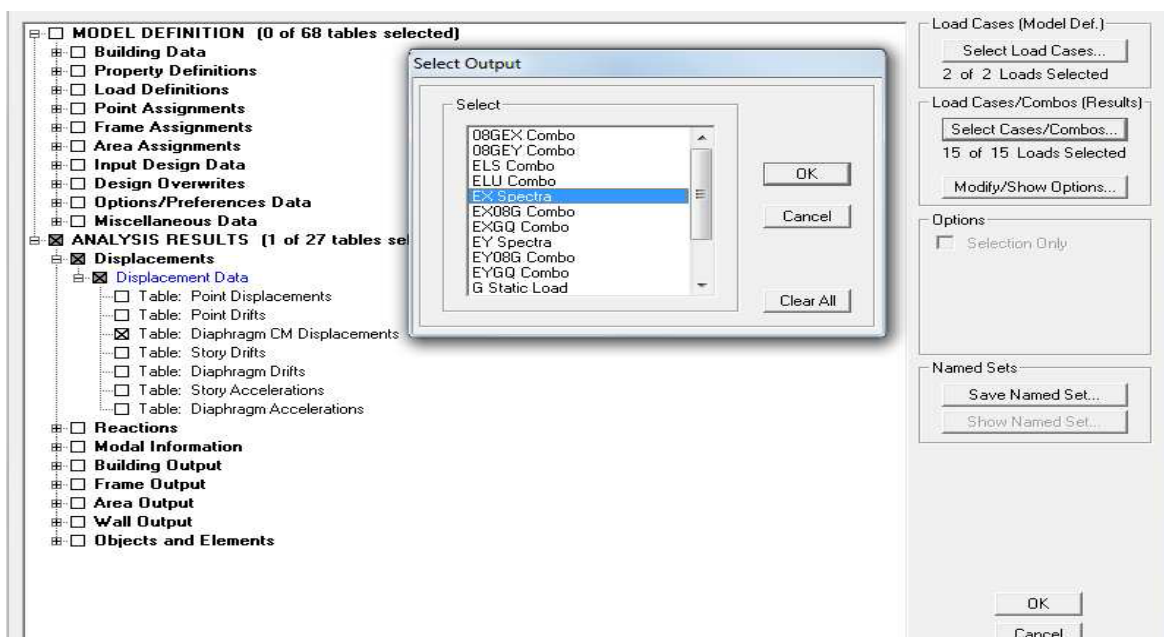
4) justification vis-à-vis de l'effet P-P :

Pour déterminer ces déplacements (pour les sens **x-x**) avec **ETABS** on doit suivre le cheminement suivant : **Display / show tables**

Il y a une fenêtre qui s'affiche qui est la suivantes :

Analysis results / displacements / displacement data /

Table: diaphragm CM displacement / com Ex OK OK.



Ensuite il y a un tableau des résultats qui s'affiche qui est le suivant :

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
ETAGE12	D15	EX	1,6648	0,0602	0,7005	0,45575	1,08188	0,00938
ETAGE11	D14	EX	1,1976	0,0559	0,3788	0,31899	0,54137	0,00466
ETAGE10	D13	EX	0,9755	0,0401	0,2798	0,22151	0,39562	0,00367
ETAGE09	D12	EX	0,9285	0,0415	0,2018	0,16938	0,29347	0,00357
ETAGE08	D11	EX	0,8496	0,0369	0,2267	0,19705	0,34087	0,00317
ETAGE07	D10	EX	0,8231	0,0366	0,2277	0,21062	0,30783	0,00310
ETAGE06	D9	EX	0,8250	0,0369	0,2206	0,19979	0,32387	0,00303
ETAGE05	D8	EX	0,8368	0,0364	0,2246	0,20344	0,32839	0,00296
ETAGE04	D7	EX	0,8389	0,0357	0,2485	0,22751	0,28553	0,00285
ETAGE03	D6	EX	0,8231	0,0344	0,2375	0,22653	0,33098	0,00269
ETAGE02	D5	EX	0,7998	0,0327	0,2430	0,23687	0,34129	0,00253
ETAGE01	D4	EX	0,7753	0,0309	0,3094	0,28392	0,32633	0,00235
RDC	D3	EX	0,7549	0,0282	0,2919	0,28553	0,40347	0,00208
S-SOL2	D2	EX	0,8119	0,0226	0,2443	0,24583	0,33638	0,00175
S-SOL1	D1	EX	0,6055	0,0144	0,2132	0,21366	0,29830	0,00120

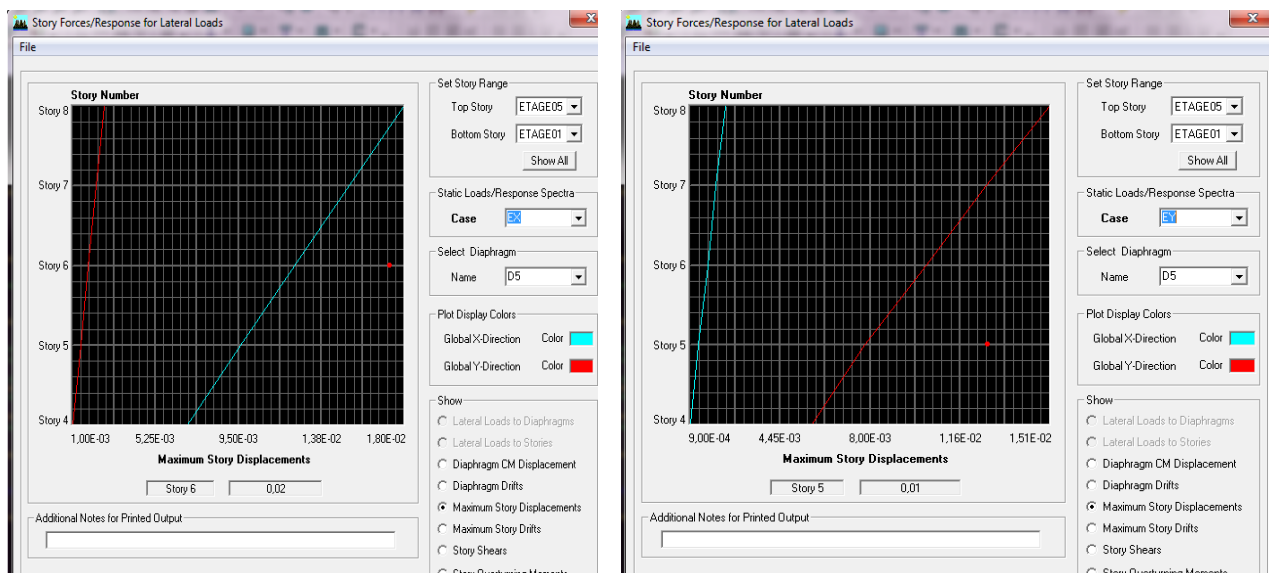
Une fois le tableau est afficher on fait toujours la même procédure : **Edit copy entire table** pour le copier sur EXCEL où on va extraire les résultats qui sont donnés par les deux valeurs des deux colonnes **UX** qui signifie le déplacement dans le sens transversal et **UY** qui signifie le déplacement dans le sens longitudinal.

Les mêmes étapes pour le sens y-y (mais en sélectionne cette fois si la comb Ey). Ou bien en sélectionne les deux comb **Ex** et **Ey** à la fois.

Les résultats trouvés sont représenté sous forme des tableaux (voire chapitre VI).

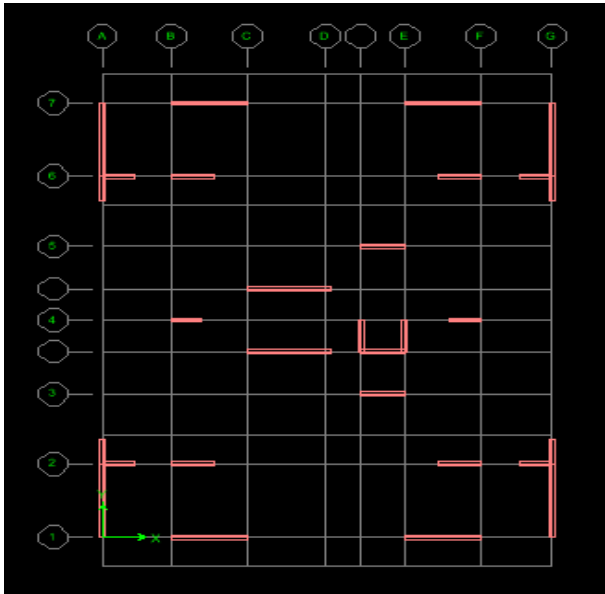
4) Déplacement maximale dans le sens longitudinal et transversal:

Pour déterminer ce déplacement avec **ETABS** on doit suivre le cheminement suivant : **Display / show story response plots**

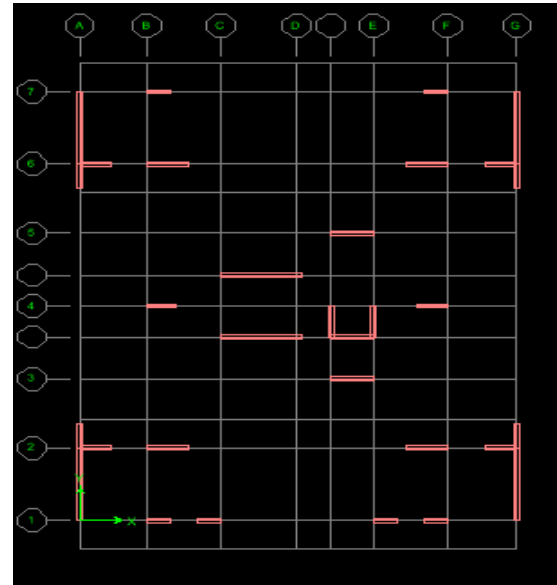


5) Etude du contreventement :

**La disposition des voiles
vu en plan :**



1^{er} et le 2^{ème} sous-sol



De RDC jusqu'à dernier étage

Les efforts horizontaux et verticaux repris par le système de contreventement sont données par l'ETABS .

Pour les déterminer il faut suivre le cheminement suivant :

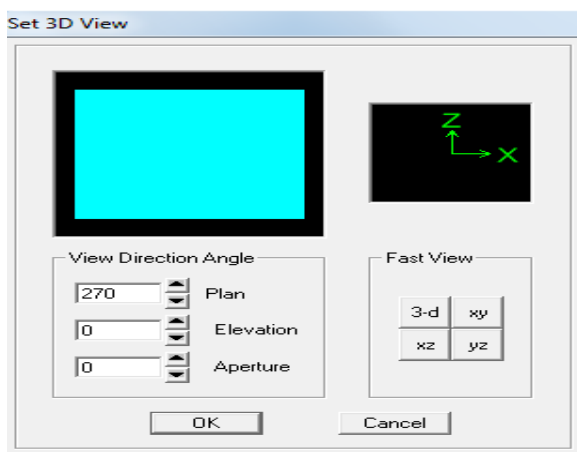
1^{ère} étape :

Display —→ show déformation shop

Une fois que cette fenêtre est affichée on sélectionne la combinaison de poids **EX** ou **EY** dans la case **load** puis **OK**.

2^{ème} étape :

View —→ Set 3D view



Une fois la fenêtre est affichée on va cocher la case de **XZ** puis on donne la valeur **0** dans la case **Aperture** après **OK**.

3^{ème} étape :

Draw —→ Draw Section Cut

Après cette fenêtre on doit couper la structure puis il y a une fenêtre qui s'affiche qui est la suivants :

Right Side
 Left Side | | || | 1 | 2 | Z | 1 | 2 | Z |
Force	105,8107	0,4922	42917,366	83,5049	-0,1888	-40018,5
Moment	-16713,132	-10250,417	219,0247	15644,1296	11682,2386	227,3267

 At the bottom of the dialog are 'Close' and 'Refresh' buttons."/>

Une fois que cette fenêtre est affichée on fait les instructions suivantes :

- Donner la valeur **0** dans la case de **start point** pour l'axe Y.
- Donner la valeur **0** dans la case de **End point** pour l'axe Y.
- Décocher toutes les cases sauf celle **columns** et **walls** pour déduire le

chargement global repris par les voiles et les portiques.

Appuyer sur **refresh** et relever la valeur de l'effort de la case **Left Side**

- l'axe **1** Effort horizontale suivant (**XX**).
- l'axe **2** Effort horizontale suivant (**YY**).

Une fois la valeur est relevée on décoche aussi la case **column** et on relève les valeurs de l'effort repris par les voiles uniquement.

Une fois qu'on fait toutes ces étapes on calcul avec la règle de trois les pourcentages des efforts repris par les voiles uniquement ainsi que l'effort repris par les portiques.

6) Efforts internes dans les éléments structuraux :

a) Efforts internes dans les voiles :

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

Les combinaisons : **G+Q+E ; 0,8G+E ; ELU ; ELS**

b) Les poutres :

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur : **Display** → **Show tables**

Dans **Element Output** on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**.

Les combinaisons : **G+Q+E ; 0,8G+E ; ELU ; ELS**

c) Les poteaux :

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

Les combinaisons : **G+Q+E ; 0,8G+E ; ELU ; ELS**

Les résultats trouvés sont représenté sous forme des tableaux (voire chapitre VI).

Chapitre VI

Vérification des résultats

VI-Introduction :

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste. Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

Pour cela, le règlement parasismique Algérien (**RPA**) prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions de manière à assurer un degré de protection acceptable.

VI-1- Choix de la méthode de calcul :

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le **RPA99/version 2003** prévoit d'utiliser soit :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

VI-2- Méthode statique équivalente :**1- Principe de la méthode :**

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique

2- Conditions d'application de la MSE :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment étudié doit être régulier en plan et en élévation, avec :

$H \leq 65\text{m}$ en zones **I, IIa, IIb**.

$H \leq 30\text{m}$ en zone **III**.

b) Le bâtiment étudié, présente une configuration irrégulière, toute en respectant les conditions complémentaires exigées par le **RPA (Art 4.1.2)** en plus de la hauteur énoncée en **(a)**.

Remarque :

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans notre cas.

VI-3- Méthode d'analyse modale spectrale :**1- Principe de la méthode :**

Il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

2- Les hypothèses :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitres).
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.

-Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins **90%** de la masse totale.

3- Modélisation de la structure :

Le calcul dynamique est réalisé à l'aide du logiciel **ETABS**, sur un modèle tridimensionnel de la structure avec 14 niveaux (RDC+2S-Sol+11 étages) encastrée à sa base. Les voiles sont disposés de telle sorte à renforcer les vides au niveau des planchers et les zones flexibles. Cette disposition va être modifiée suivant la conformité du comportement de la structure aux recommandations de RPA 2003.

Dans ce modèle on ne modélisera que la structure (voile et portiques), les éléments non structuraux sont introduits comme charges (escaliers, balcons...).

- Les poteaux, poutres sont modélisés par un élément de type FRAME.
- Les voiles et dalles plane par un élément de type SHELL

4- Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (RPA art 4.13) :

$$\frac{s_a}{g} \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3,0s \end{cases}$$

A: coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 (RPA99) suivant la zone sismique et le groupe d'usage.

A = 0.15 (Zone IIa, groupe d'usage 2).

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7$$

ξ : Pourcentage d'amortissements critique (Tableau 4.2/RPA99).

$$\xi(\%) = 8,5 \rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + 8,5)}} = 0,82 \geq 0,7$$

R : coefficient de comportement de la structure (Tableau 4.3/RPA99).

Portiques contreventés par des voiles $\Rightarrow R = 4$

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site (Tableau 4.7/RPA99).

Site meuble (site S3) $\Rightarrow T1 = 0.15s, T2 = 0.50s.$

Q : Facteur de qualité

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 Pq = 1,05 \text{ (dans les deux direction(chapitreV))}$$

5-la valeur du spectre réponse :

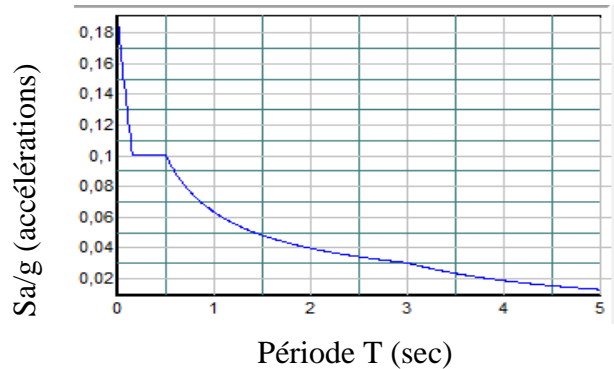


Figure VI-1 : Spectre de réponse

T (sec)	Sa/g	T (sec)	Sa/g	T (sec)	Sa/g	T (sec)	Sa/g	T (sec)	Sa/g
0,000	0,0188	1,000	0,072	2,000	0,046	3,000	0,035	4,000	0,022
0,100	0,139	1,100	0,068	2,100	0,044	3,100	0,033	4,100	0,021
0,200	0,115	1,200	0,064	2,200	0,043	3,200	0,031	4,200	0,020
0,300	0,115	1,300	0,061	2,300	0,042	3,300	0,030	4,300	0,019
0,400	0,115	1,400	0,058	2,400	0,040	3,400	0,028	4,400	0,018
0,500	0,115	1,500	0,055	2,500	0,039	3,500	0,027	4,500	0,018
0,600	0,102	1,600	0,053	2,600	0,038	3,600	0,026	4,600	0,017
0,700	0,092	1,700	0,051	2,700	0,037	3,700	0,025	4,700	0,016
0,800	0,084	1,800	0,049	2,800	0,036	3,800	0,023	4,800	0,016
0,900	0,078	1,900	0,047	2,900	0,036	3,900	0,022	4,900	0,015
								5,000	0,015

Tableau VI-1 : Les valeurs du spectre de réponse

6- Période fondamentale de la structure :

La valeur de la période fondamentale (**Tf**) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques qui sont données par le **RPA99 V 2003** :

$$T = \min \left\{ C_t \times h_N^{3/4}; 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (**h_N = 45,38m**).

CT : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage, donné par le tableau 4.6 du RPA99 (**CT = 0.05**).

D : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Les valeurs de T calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de

$$T_f = 0,05 \times 45,38^{3/4} = 0,874s$$

$$\text{sens xx: } T_f = \frac{0,09 \times 45,38}{\sqrt{19,61}} = 0,922s$$

$$\text{sensyy: } T_f = \frac{0,09 \times 45,38}{\sqrt{24,05}} = 0,83s = T_{\min}$$

$$T_f = 1,3 \times 0,83 = 1,08s$$

7- Nombre de modes à considérer :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
 - ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	1,062926	69,6364	0,0307	0	69,6364	0,0307	0
2	1,031007	0,0331	66,9549	0	69,6695	66,9856	0
3	0,944905	0,1347	0,0143	0	69,8042	66,9998	0
4	0,298339	13,2145	0,0012	0	83,0187	67,0011	0
5	0,258244	0,0017	17,2287	0	83,0203	84,2298	0
6	0,237648	0,0107	0,0161	0	83,0311	84,2459	0
7	0,140177	5,2963	0,0004	0	88,3274	84,2464	0
8	0,110174	0,0005	6,2427	0	88,3279	90,489	0
9	0,103467	0,0031	0,0257	0	88,331	90,5148	0
10	0,082355	3,352	0,0002	0	91,683	90,5149	0

Tableau VI-2 périodes et participations massiques

Constatations

- Le premier mode est un mode de translation.
- Le deuxième mode est un mode de translation.
- Le troisième mode est un mode de rotation.
- Le facteur de la participation massique modale atteint les 90% à partir 8^{ème} mode dans la direction de (y) et le 10^{ème} mode dans la direction de (x).
- La période fondamentale de la structure est $T = 1,0629s \leq 1.3 T_f = 1,08s$.

8- Vérification de l'effort tranchant à la base :

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

- Si $V_t < 0.80 V$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8V/V_t$.

❖ Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V_{st} = \frac{ADQ}{R} \cdot W_T \quad (\text{RPA 2003 Art 4.2.3})$$

-Facteur d'amplification dynamique de la structure « D » :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(T_2/3)^{2/3}(3/T)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

- poids de la structure(W).

Donc pour chaque niveau « i » on aura : $W_i = WG_i + \beta WQ_i$ d'ou $W_T = \sum_{i=1}^{15} W_i$

WG_i : Le poids de niveau i revenant a la charge permanente.

WQ_i : Le poids de niveau i revenant a la charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donne par le tableau 4-5 du RPA99, Dans notre cas et pour bâtiment d'habitant $\beta = 0,20$

Pour avoir ces résultats on va introduire une nouvelle combinaison dans logiciel : **G+0,2Q**.

Story	Point	Load	FZ
Summation	0, 0, Base	G	57910,7
Summation	0, 0, Base	Q	12883,45

$$W_T = 57910,7 + 0,2(12883,45) = 60487,39\text{KN.}$$

Sens transversale : $T=0,922s$.

$$0,5s < 0,922s < 3,0s \rightarrow D_x = 2,5 \times 0,82(0,5/0,922)^{2/3} = 1,36$$

Sens longitudinal :

$$0,5s < 0,83s < 3,0s \rightarrow D_y = 2,5 \times 0,82(0,5/0,83)^{2/3} = 1,46$$

D'où :

$$V_x = \frac{0,15 \times 1,36 \times 1,05}{4} \times 60487,39 = 3239,1\text{KN}$$

$$V_y = \frac{0,15 \times 1,46 \times 1,05}{4} \times 60487,39 = 3477,27\text{KN}$$

- Comparaison entre les efforts de la méthode statique équivalente et de la méthode dynamique

sens	V _{étabs}	V _{MSEX80%}	V _{étabs >80%} V _{MSE}
Transversal	2750,71	2591,28	vérifiée
Longitudinal	2804,07	2781,81	vérifiée

9- Effets de la torsion accidentelle (Art 4.3.7/RPA99)

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

- Excentricité accidentelle

$$e_x = 5\%L_x = 0,98$$

$$e_y = 5\%L_y = 1,20$$

-Excentricité théorique

$$e_x = |X_{CR} - X_{CM}| < 5\%L_x.$$

$$e_y = |Y_{CR} - Y_{CM}| < 5\%L_y.$$

avec : CM : centre de masse et CR centre de torsion.

Story	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey	5%Lx	5%Ly	vérification
S-SOL1	9,35	11,913	9,797	11,702	0,447	-0,211	0,98	1,2	Toute les conditions sont vérifiées
S-SOL2	9,356	11,906	9,721	11,663	0,365	-0,243			
RDC	9,59	11,763	9,677	11,634	0,087	-0,129			
ATAGE1	9,594	11,764	9,657	11,625	0,063	-0,139			
ETAGE2	9,596	11,763	9,642	11,625	0,046	-0,138			
ETAGE3	9,596	11,763	9,629	11,63	0,033	-0,133			
ETAGE4	9,599	11,762	9,619	11,635	0,02	-0,127			
ETAGE5	9,602	11,762	9,61	11,64	0,008	-0,122			
ETAGE6	9,602	11,762	9,603	11,645	0,001	-0,117			
ETAGE7	9,605	11,761	9,596	11,649	-0,009	-0,112			
ETAGE8	9,608	11,76	9,592	11,653	-0,016	-0,107			
ETAGE9	9,608	11,76	9,589	11,657	-0,019	-0,103			
ETAGE10	9,573	11,759	9,587	11,66	0,014	-0,099			
ETAGE11	9,526	11,812	9,587	11,662	0,061	-0,15			
ETAGE12	9,55	11,8	9,576	11,712	0,026	-0,088			

Tableau VI-3 Centre de torsion et centre de masse de la structure.

10-Justification de la sécurité :

10.1- Justification vis-à-vis des déformations :

*** Calcul des déplacements (Art 4.43/RPA99) :**

a-Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}.$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement (R = 4).

b-Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1}.$$

D'après le RPA99 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Story	$\delta_{ek}(x)$	$\delta_{ek}(y)$	$\delta_k(x)$	$\delta_k(y)$	$\Delta k(x)$	$\Delta k(y)$	1%he	vérification
ETAGE12	0,0249	0,0249	0,0996	0,0996	0,0012	0,0008	0,0306	Toutes les conditions sont vérifiées
ETAGE11	0,0246	0,0247	0,0984	0,0988	0,0056	0,0080	0,0306	
ETAGE10	0,0232	0,0227	0,0928	0,0908	0,0064	0,0080	0,0306	
ETAGE9	0,0216	0,0207	0,0864	0,0828	0,0068	0,0084	0,0306	
ETAGE8	0,0199	0,0186	0,0796	0,0744	0,0072	0,0084	0,0306	
ETAGE7	0,0181	0,0165	0,0724	0,0660	0,008	0,0084	0,0306	
ETAGE6	0,0161	0,0144	0,0644	0,0576	0,0084	0,0084	0,0306	
ETAGE5	0,014	0,0123	0,056	0,0492	0,0084	0,0084	0,0306	
ETAGE4	0,0119	0,0102	0,0476	0,0408	0,0088	0,0080	0,0306	
ETAGE3	0,0097	0,0082	0,0388	0,0328	0,0084	0,0076	0,0306	
ETAGE2	0,0076	0,0063	0,0304	0,0252	0,0084	0,0068	0,0306	
ETAGE1	0,0055	0,0046	0,022	0,0184	0,008	0,0064	0,0306	
RDC	0,0035	0,003	0,014	0,012	0,0088	0,0072	0,045	
S-SOL2	0,0013	0,0012	0,0052	0,0048	0,0036	0,0032	0,0306	
S-SOL1	0,0004	0,0004	0,0016	0,0016	0,0016	0,0016	0,0306	

Tableau VI-4 Vérification les déplacements relatifs

c-Déplacement maximal :

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivant :

$$\delta_{max} = 0,0249m \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{45,38}{500} = 0,09m \rightarrow \text{vérifiée.}$$

Avec : **f** : La flèche admissible.

Ht: La hauteur totale du bâtiment.

10.2-Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (Art 5.9/RPA99) :

Les effets du 2° ordre (ou effet **P- Delta**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la Condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,1$$

P_k :Poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au dessus du niveau « k ».

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k »par rapport au niveau « k-1 »

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

		« sens transversal »			
Story	Pk(KN)	$\Delta k(x)$	$v(x)$	$Vk(x) \times hk$	$\theta(x)$
ETAGE12	377,788	0,0012	63,32	193,76	0,0023
ETAGE11	3596,41	0,0068	474,26	1451,23	0,0168
ETAGE10	3672,871	0,0072	809,72	2477,74	0,0106
ETAGE9	3796,199	0,008	1105,16	3381,79	0,0089
ETAGE8	3788,199	0,0088	1362,33	4168,73	0,0079
ETAGE7	3889,786	0,0092	1586,79	4855,58	0,0073
ETAGE6	4101,9	0,0096	1786,85	5467,76	0,0072
ETAGE5	4101,9	0,01	1966,43	6017,27	0,0068
ETAGE4	4175,043	0,01	2133,11	6527,31	0,0064
ETAGE3	4366,713	0,0104	2287,6	7000,05	0,0064
ETAGE2	4366,713	0,0096	2423,72	7416,58	0,0056
ATAGE1	4449,091	0,0092	2537,72	7765,42	0,0052
RDC	4486,734	0,0104	2639,22	11876,49	0,0039
S-SOL2	4447,73	0,0044	2705,07	8277,51	0,0023
S-SOL1	4292,689	0,0016	2750,71	8417,17	0,0008

		« sens longitudinal »			
Story	Pk(KN)	$\Delta k(y)$	VY	$Vk(y) \times hk$	$\theta(y)$
ETAGE12	377,788	0,0008	64,53	197,46	0,0015
ETAGE11	3596,41	0,0092	514,04	1572,96	0,021
ETAGE10	3672,871	0,0092	874,15	2674,90	0,0126
ETAGE9	3796,199	0,0096	1163,61	3560,64	0,0102
ETAGE8	3788,199	0,01	1408,04	4308,60	0,0088
ETAGE7	3889,786	0,0096	1620,24	4957,93	0,0075
ATAGE6	4101,9	0,0096	1809,41	5536,79	0,0071
ETAGE5	4101,9	0,0096	1980,22	6059,47	0,0065
ETAGE4	4175,043	0,0092	2139,28	6546,19	0,0058
ETAGE3	4366,713	0,0088	2288,59	7003,08	0,0054
ETAGE2	4366,713	0,008	2424,44	7418,78	0,0047
ETAGE1	4449,091	0,0072	2544,58	7786,41	0,0041
RDC	4486,734	0,0084	2662,88	11982,96	0,0031
S-SOL2	4447,73	0,004	2745,5	8401,23	0,0021
S-SOL1	4292,689	0,016	2804,07	8580,45	0,008

Tableau IV.4 Vérification de l'effet P- Δ .

11- Justification du système de contreventement

Les efforts sismiques revenant aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel.

Effort repris par les voiles et les portiques: **Tt=2755,2302KN**

Effort repris par les voiles uniquement: **Tv=2587,7206KN**

Le pourcentage d'efforts repris par les voiles uniquement :

$$\left. \begin{array}{l} T_{\text{total}}=2755,2302 \text{ KN} \longrightarrow 100\% \\ T_{\text{voiles}} = 2587,7206\text{KN} \longrightarrow x \% \end{array} \right\} =93,92\%$$

Le pourcentage d'effort repris par les portiques uniquement :

$$T_{\text{portiques}}=100-93,92=6,08\%.$$

Sens X-X :

Effort horizontale repris par les portiques = 6,08%.

Effort horizontale repris par les voiles = 93,92%.

Sens Y-Y :

Effort horizontale repris par les portiques = 9,872%.

Effort horizontale repris par les voiles = 90,128%.

Conclusion :

D'après les résultats obtenus ci-dessus on peut conclure que Les exigences du RPA ont été observées:

Le pourcentage de participation massique est vérifié.

Les déplacements relatifs sont vérifiés.

L'effort tranchant a la base est vérifié.

L'excentricité est vérifiée

Nous pouvons passer au ferrailage de la structure.

Chapitre VII

Ferraillage de la structure

VII-1) Ferraillage des poutres :

Introduction :

Les poutres seront calculées en flexion simple sous les combinaisons de charges les plus défavorables, et seront ensuite vérifiées à l'ELS.

Le ferraillage des poutres sera déterminé en fonction des moments fléchissant max, qui seront données par les combinaisons suivantes

$$G+Q\pm E$$

$$0,8G\pm E$$

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

VII-1-1) Recommandations du RPA99 version 2003 :

a) Armatures longitudinales

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

- Poutre principales de (30x40)

$$A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6\text{cm}^2$$

- Poutre secondaire de (30x25)

$$A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 25 = 3,75\text{cm}^2$$

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.

- Poutres principales de (30x40)

$$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48\text{cm} \text{ (en zone courante).}$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72\text{cm} \text{ (en zone de recouvrement).}$$

- Poutres secondaires de (30x25)

$$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 25 = 30\text{cm} \text{ (en zone courante).}$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 25 = 45\text{cm} \text{ (en zone de recouvrement)}$$

- La longueur minimale de recouvrement est de **40Ø** en zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

b) Armatures transversales

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par : $A_t = 0,003 \times S_t \times b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$-S_{t\max} = \min\left(\frac{h}{4}, HA12\right) \text{ en zone nodale et en travée}$$

$$-S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement}$$

La valeur du diamètre(Ø) des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

- Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement

VII-1-2) Etapes de calcul des armatures longitudinales

a) Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \text{avec } f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{Mpa}$$

b) Calcul des moments réduit limite :

$$\left. \begin{array}{l} f_e E400 \\ \gamma_s = 1,15 \end{array} \right\} \rightarrow \mu_l = 0,392$$

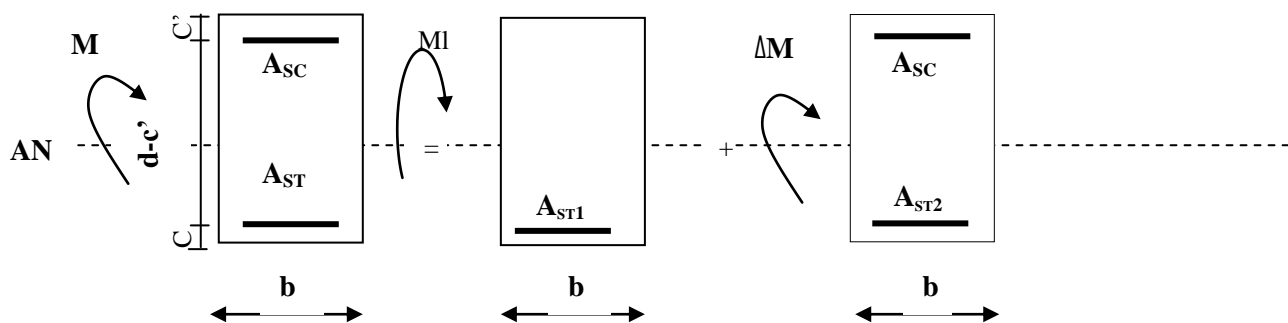
On distingue deux cas

- $\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow$ section simplement armée **SSA**

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires : $A_{sc} = 0$.

$$A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \quad \text{avec } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{Mpa}$$

- Si $\mu > \mu_l = 0,392 \rightarrow$ Section doublement armée **SDA**



$$A_{st} = A_{st1} + A_{st2} = \frac{MI}{\beta \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

Les résultats obtenus seront résumés dans les tableaux suivants :

*Les poutres principales :

*En travée :

Niveaux	Comb	Mmax (Kn.m)	μ	Obs	β	A_u (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Ferraillage	A_u adoptée
11 ^{ème} étage	ELU	38,126	0,062	SSA	0,968	2,97	6	3HA14	4,62cm ²
10 ^{ème} étage	ELU	31,930	0,052	SSA	0,973	2,41	6	3HA14	4,62cm ²
9 ^{ème} étage	ELU	30,123	0,0490	SSA	0,974	2,33	6	3HA14	4,62cm ²
8 ^{ème} étage	ELU	26,934	0,0437	SSA	0,978	2,08	6	3HA14	4,62cm ²
7 ^{ème} étage	ELU	28,76	0,0467	SSA	0,976	2,22	6	3HA14	4,62cm ²
6 ^{ème} étage	ELU	30,521	0,0496	SSA	0,974	2,36	6	3HA14	4,62cm ²
5 ^{ème} étage	ELU	25,563	0,0415	SSA	0,979	1,97	6	3HA14	4,62cm ²
4 ^{ème} étage	ELU	24,878	0,0404	SSA	0,980	1,92	6	3HA14	4,62cm ²
3 ^{ème} étage	ELU	24,401	0,0400	SSA	0,980	1,88	6	3HA14	4,62cm ²
2 ^{ème} étage	ELU	22,994	0,0373	SSA	0,981	1,77	6	3HA14	4,62cm ²
1 ^{er} étage	ELU	26,964	0,0438	SSA	0,978	2,08	6	3HA14	4,62cm ²
RDC	ELU	27,562	0,0448	SSA	0,978	2,13	6	3HA14	4,62cm ²
Sous sol 2	ELU	29,293	0,0476	SSA	0,976	2,26	6	3HA14	4,62cm ²
Sous sol 1	ELU	29,045	0,0472	SSA	0,976	2,25	6	3HA14	4,62cm ²

Tableau VII.1.Ferraillage des poutres principales à l'ELU(en travée)

Aux appuis :

Niveaux	Comb	Mmax (Kn.m)	μ	Obs	β	A_u (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Ferraillage	A_u adoptée
11 ^{ème} étage	ELU	74,446	0,121	SSA	0,935	5,81	6	3HA14+2HA12	6,88cm ²
10 ^{ème} étage	ELU	78,866	0,128	SSA	0,931	6,17	6	3HA14+2HA12	6,88cm ²
9 ^{ème} étage	ELU	73,893	0,120	SSA	0,936	5,96	6	3HA14+2HA12	6,88cm ²
8 ^{ème} étage	ELU	69,414	0,113	SSA	0,939	5,59	6	3HA14+2HA12	6,88cm ²
7 ^{ème} étage	ELU	68,041	0,111	SSA	0,941	5,46	6	3HA14+2HA12	6,88cm ²
6 ^{ème} étage	ELU	67,509	0,110	SSA	0,942	5,46	6	3HA14+2HA12	6,88cm ²
5 ^{ème} étage	ELU	61,479	0,100	SSA	0,947	4,90	6	3HA14+2HA12	6,88cm ²
4 ^{ème} étage	ELU	58,282	0,095	SSA	0,950	4,52	6	3HA14+2HA12	6,88cm ²
3 ^{ème} étage	ELU	56,198	0,091	SSA	0,952	4,46	6	3HA14+2HA12	6,88cm ²
2 ^{ème} étage	ELU	52,791	0,086	SSA	0,955	4,18	6	3HA14+2HA12	6,88cm ²
1 ^{er} étage	ELU	46,964	0,076	SSA	0,960	3,69	6	3HA14+2HA12	6,88cm ²
RDC	ELU	43,562	0,071	SSA	0,963	3,42	6	3HA14+2HA12	6,88cm ²
Sous sol 2	ELU	43,307	0,070	SSA	0,964	3,39	6	3HA14+2HA12	6,88cm ²
Sous sol 1	ELU	39,106	0,064	SSA	0,967	3,05	6	3HA14+2HA12	6,88cm ²

Tableau VII.2.Ferraillage des poutres principales à l'ELU (aux appuis)

*Poutre secondaire :

*En travée :

Niveaux	Comb	Mmax (Kn.m)	μ	Obs	β	A_u (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Ferraillage	A_u adoptée
11 ^{ème} étage	ELU	37,762	0,135	SSA	0,939	4,12	3,75	3HA12+2HA12	5,65cm ²
10 ^{ème} étage	ELU	31,788	0,114	SSA	0,950	3,43	3,75	3HA12+2HA12	5,65cm ²
9 ^{ème} étage	ELU	29,971	0,108	SSA	0,953	3,22	3,75	3HA12+2HA12	5,65cm ²
8 ^{ème} étage	ELU	26,971	0,096	SSA	0,958	2,88	3,75	3HA12+2HA12	5,65cm ²
7 ^{ème} étage	ELU	28,47	0,102	SSA	0,955	3,05	3,75	3HA12+2HA12	5,65cm ²
6 ^{ème} étage	ELU	30,165	0,108	SSA	0,953	3,24	3,75	3HA12+2HA12	5,65cm ²
5 ^{ème} étage	ELU	25,249	0,090	SSA	0,961	2,70	3,75	3HA12+2HA12	5,65cm ²
4 ^{ème} étage	ELU	24,591	0,088	SSA	0,962	2,62	3,75	3HA12+2HA12	5,65cm ²
3 ^{ème} étage	ELU	24,121	0,086	SSA	0,963	2,57	3,75	3HA12+2HA12	5,65cm ²
2 ^{ème} étage	ELU	21,712	0,078	SSA	0,966	2,30	3,75	3HA12+2HA12	5,65cm ²
1 ^{er} étage	ELU	26,552	0,095	SSA	0,958	2,84	3,75	3HA12+2HA12	5,65cm ²
RDC	ELU	25,662	0,092	SSA	0,960	2,74	3,75	3HA12+2HA12	5,65cm ²
Sous sol 2	ELU	29,08	0,104	SSA	0,958	3,11	3,75	3HA12+2HA12	5,65cm ²
Sous sol 1	ELU	29,318	0,105	SSA	0,954	3,15	3,75	3HA12+2HA12	5,65cm ²

Tableau VII.3.Ferraillage des poutres secondaire (en travée)

Aux appuis :

Niveaux	Comb	Mmax (Kn.m)	μ	Obs	β	A_u (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Ferraillage	A_u adoptée
11 ^{ème} étage	Nappe sup (G+Q±E)	39,578	0,142	SSA	0,963	4,22	3,75	3HA12+2HA12	5,65cm ²
	Nappe inf (0,8G±E)	24,976	0,090	SSA	0,977	2,62	3,75	3HA12	3,39cm ²
10 ^{ème} étage	Nappe sup (G+Q±E)	43,217	0,155	SSA	0,960	4,62	3,75	3HA12+2HA12	5,65cm ²
	Nappe inf (0,8G±E)	27,072	0,097	SSA	0,975	2,85	3,75	3HA12	3,39cm ²
9 ^{ème} étage	Nappe sup (G+Q±E)	41,04	0,147	SSA	0,962	4,38	3,75	3HA12+2HA12	5,65cm ²
	Nappe inf (0,8G±E)	25,588	0,092	SSA	0,976	2,70	3,75	3HA12	3,39cm ²
8 ^{ème} étage	Nappe sup (G+Q±E)	38,395	0,138	SSA	0,964	4,09	3,75	3HA12+2HA12	5,65cm ²
	Nappe inf (0,8G±E)	23,8	0,086	SSA	0,978	2,50	3,75	3HA12	3,39cm ²
7 ^{ème} étage	Nappe sup (G+Q±E)	35,731	0,128	SSA	0,976	3,79	3,75	3HA12+2HA12	5,65cm ²
	Nappe inf (0,8G±E)	21,962	0,079	SSA	0,980	2,30	3,75	3HA12	3,39cm ²

6 ^{ème} étage	Nappe sup (G+Q±E)	34,329	0,123	SSA	0,968	3,64	3,75	3HA12+2HA12	5,65cm ²
	Nappe inf (0,8G±E)	21,02	0,076	SSA	0,981	2,20	3,75	3HA12	3,39cm ²
5 ^{ème} étage	Nappe sup (G+Q±E)	30,827	0,111	SSA	0,971	3,26	3,75	3HA12+3HA12	5,65cm ²
	Nappe inf (0,8G±E)	18,785	0,067	SSA	0,983	1,96	3,75	3HA12+2HA12	3,39cm ²
4 ^{ème} étage	Nappe sup (G+Q±E)	27,691	0,099	SSA	0,974	2,92	3,75	3HA12	5,65cm ²
	Nappe inf (0,8G±E)	16,899	0,061	SSA	0,985	1,76	3,75	3HA12+2HA12	3,39cm ²
3 ^{ème} étage	Nappe sup (G+Q±E)	25,663	0,092	SSA	0,976	2,70	3,75	3HA12	5,65cm ²
	Nappe inf (0,8G±E)	15,419	0,055	SSA	0,986	1,60	3,75	3HA12+2HA12	3,39cm ²
2 ^{ème} étage	Nappe sup (G+Q±E)	22,464	0,081	SSA	0,979	2,35	3,75	3HA12	5,65cm ²
	Nappe inf (0,8G±E)	13,544	0,049	SSA	0,988	1,41	3,75	3HA12+2HA12	3,39cm ²
1 ^{er} étage	Nappe sup (G+Q±E)	18,68	0,067	SSA	0,983	1,95	3,75	3HA12	5,65cm ²
	Nappe inf (0,8G±E)	11,164	0,04	SSA	0,990	1,16	3,75	3HA12+2HA12	3,39cm ²
RDC	Nappe sup (G+Q±E)	16,507	0,059	SSA	0,985	1,72	3,75	3HA12+3HA12	5,65cm ²
	Nappe inf (0,8G±E)	9,354	0,034	SSA	0,992	0,92	3,75	3HA12	3,39cm ²
Sous sol 2	Nappe sup (G+Q±E)	6,677	0,024	SSA	0,994	0,69	3,75	3HA12+2HA12	5,65cm ²
	Nappe inf (0,8G±E)	3,624	0,013	SSA	0,997	0,37	3,75	3HA12	3,39cm ²
Sous sol 1	Nappe sup (G+Q±E)	11,416	0,41	SSA	0,99	1,18	3,75	3HA12+2HA12	5,65cm ²
	Nappe inf (0,8G±E)	6,279	0,023	SSA	0,994	0,65	3,75	3HA12	3,39cm ²

Tableau VII.4.Ferraillage des poutres secondaire (aux appuis)

VII-1-3) Vérification à l'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_u \geq A_{\min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Poutres principale (30x40) :

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 38 \times \frac{2,1}{400} = 1,376 < 6,88$$

Poutres secondaire (25x30) :

$$A_{\min} = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,845 < 5,65$$

b) Justification de l'effort tranchant :

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \quad T_u^{\max} : \text{effort tranchant maximal a l'ELU}$$

$$\text{poutre principale : } \tau_u = \frac{50,713 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,38} = 0,444 \text{Mpa}$$

$$\text{poutre secondaire: } \tau_u = \frac{4,878 \times 10^{-3}}{25 \times 28} = 0,07 \text{Mpa}$$

c) Vérification de la tangente du béton :(5.1. 211 /BAEL91)

La fissuration est préjudiciable, la contrainte doit vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{Mpa}\right) \rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5} = 2,5; 4\text{Mpa}\right) = 2,5\text{Mpa}$$

Poutres principale : $\tau_u = 0,444 < \bar{\tau}_u = 2,5\text{Mpa} \dots \dots \dots$ **condition vérifiée**

Poutres secondaire : $\tau_u = 0,07 < \bar{\tau}_u = 2,5\text{Mpa} \dots \dots \dots$ **condition vérifiée**

d) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

Au droit d'un appui ou existe un M, la section (A) des armatures inférieures doit être telle que

$$\text{l'on ait } A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

Et ces armatures doivent être ancrées au delà de nu de l'appui pour pouvoir équilibrer un

$$\text{effort égal a } \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

*Poutres principale :

Niveaux	Mu(Kn.m)	Vu(Kn)	$(V_u + \frac{M_u}{0,9d})$	Obs
Etage 11	-74,446	79,9	-137,77	Vérifiée
Etage 10	-78,866	80,92	-149,68	Vérifiée
Etage 9	-73,893	77,82	-138,24	Vérifiée
Etage 8	-69,414	74,15	-128,81	Vérifiée
Etage 7	-68,041	74,54	-124,41	Vérifiée
Etage 6	-67,509	75,12	-122,27	Vérifiée
Etage 5	-61,479	69,82	-109,94	Vérifiée
Etage 4	-58,282	68,18	-102,23	Vérifiée
Etage 3	-56,198	66,83	-97,49	Vérifiée
Etage 2	-52,791	61,01	-93,349	Vérifiée
Etage 1	-46,964	68,64	-68,681	Vérifiée
RDC	-43,562	66,92	-60,454	Vérifiée
Sous sol 2	-43,307	73,09	-53,538	Vérifiée
Sous sol1	-39,106	73,52	-40,825	Vérifiée

*Poutres secondaire :

Niveaux	Mu(Kn.m)	Vu(Kn)	$V_u + \frac{M_u}{0,9d}$	Obs
Etage 11	-39,578	46,21	-110,84	Vérifiée
Etage 10	-43,217	53,85	-117,64	Vérifiée
Etage 9	-41,04	50,87	-111,98	Vérifiée
Etage 8	-38,395	47,51	-104,85	Vérifiée
Etage 7	-35,731	45,6	-96,18	Vérifiée
Etage 6	-34,329	44,73	-91,49	Vérifiée
Etage 5	-30,827	40,02	-82,30	Vérifiée
Etage 4	-27,691	35,96	-73,92	Vérifiée
Etage 3	-25,663	34,12	-67,71	Vérifiée
Etage 2	-22,464	29,5	-59,64	Vérifiée
Etage 1	-18,68	24,6	49,52	Vérifiée
RDC	-16,507	21,76	-43,74	Vérifiée
Sous sol 2	-6,677	9,38	-17,11	Vérifiée
Sous sol1	-11,416	15,35	-29,95	Vérifiée

Conclusion : Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires

e) Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis :

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times b \times d \times f_{c28}}{1,5}$$

Poutres principale $T_u = 80,92\text{KN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,30 \times 0,38 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 684\text{KN}$

Poutres secondaire $T_u = 53,85\text{KN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,25 \times 0,28 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 420\text{KN}$

f) Vérification de la contrainte d'adhérence : (BAEL91/Art 6.1.3)

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d\sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{Mpa}$$

Avec $\sum u_i$ somme des périmètres utiles des armatures

poutres principale :

$$\sum u_i = n\phi\pi = (3 \times 14 + 3 \times 12) \times 3,14 = 244,92\text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{80,92 \times 10^3}{0,9 \times 380 \times 244,92} = 0,96\text{Mpa} < 3,15\text{Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Poutres secondaire :

$$\sum u_i = n\phi\pi = (3 \times 12 + 3 \times 12) \times 3,14 = 226,08\text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{53,85 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 226,08} = 0,94\text{Mpa} < 3,15\text{Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

g) Ancrage des barres :

-Longueur de scellements(Art. A.6.1,22/BAEL91)

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} \quad \text{avec: } \tau_{su} = 0,6\Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5^2) \times 2,1 = 2,84\text{Mpa.}$$

$$\text{pour les } T_{12} \quad l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25\text{cm}$$

$$\text{pour les } T_{14} \quad l_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,84} = 49,24\text{cm}$$

Les règle de BAEL (Art A.6.1,253/BAEL) a admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne: terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égal à 0,4 l_s pour les aciers HA

$$\text{Pour les } T_{12} \quad L_a = 0,4 \times 42,25 = 17\text{cm.}$$

$$\text{Pour les } T_{14} \quad L_a = 0,4 \times 49,24 = 19,7\text{cm}$$

h) Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right) \right\} = \min \{ 0,85; 1,4; 2 \} = 0,85\text{cm.}$$

$$\text{On prend : } \phi_t = 8\text{mm}$$

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$

i) Calcul des espacements :

1) Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{4}; 12\phi_l; 30\text{cm} \right\}$$

- Poutre principales de (30x40) : $S_t=10\text{cm}$
- Poutre secondaire de (25x30) : $S_t=7,5\text{cm}$

Soit $S_t = 10\text{cm}$
Soit $S_t = 7\text{cm}$

2) Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

- Poutre principales de (30x40): $S_t=20\text{cm}$
- Poutre secondaire de (25x30): $S_t=15\text{cm}$

Soit $S_t = 15\text{cm}$
Soit $S_t=15\text{cm}$

* selon le R.P.A 99 la section d'armatures transversale doit vérifier :

***Poutres principale :**

$$A_t \geq A_t^{\min} = 0,003 \times S \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35\text{cm}^2$$

$$A_t = 2,01\text{cm}^2 > 1,35\text{cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

***poutres secondaire :**

$$A_t \geq A_t^{\min} = 0,003 \times S \times b = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125\text{cm}^2$$

$$A_t = 3,39\text{cm}^2 > 1,125\text{cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

3) Délimitation de la zone nodale :

$$L'=2xh$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right)$$

h : hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

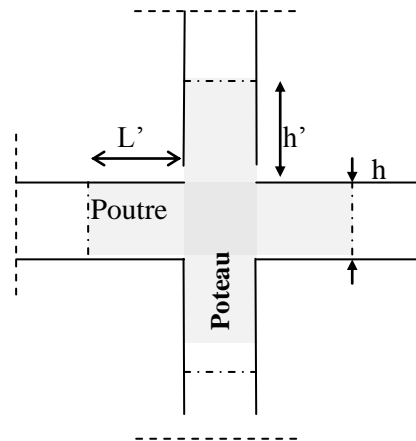
h_e : hauteur entre nus des poutres.

On aura :

$$- h' = 75\text{cm}$$

$$- L' = 2 \times 40 = 80[\text{cm}] : \text{poutre principale de (30x40):}$$

$$- L' = 2 \times 30 = 60[\text{cm}] : \text{poutre secondaire de (25x30):}$$



VII-1-4) Vérifications à l'ELS :

a) Vérification de la résistance du béton à la compression $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_a}$$

β_1 et k_1 en fonction de

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d}$$

Les résultats sont donnés par les tableaux suivants :

*Les poutres principales :

NIV	Ms	As	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
Etage11	27,553	4,62	0,405	0,902	36,02	173,99	4,83	15	Vérifiée
Etage 10	23,158	4,62	0,405	0,902	36,02	146,24	4,05	15	Vérifiée
Etage 9	21,825	4,62	0,405	0,902	36,02	137,82	3,82	15	Vérifiée
Etage 8	19,474	4,62	0,405	0,902	36,02	122,97	3,41	15	Vérifiée
Etage 7	20,79	4,62	0,405	0,902	36,02	131,28	3,64	15	Vérifiée
Etage 6	22,04	4,62	0,405	0,902	36,02	139,18	3,86	15	Vérifiée
Etage 5	18,445	4,62	0,405	0,902	36,02	116,47	3,23	15	Vérifiée
Etage 4	17,927	4,62	0,405	0,902	36,02	113,20	3,14	15	Vérifiée
Etage3	17,565	4,62	0,405	0,902	36,02	110,92	3,07	15	Vérifiée
Etage 2	16,614	4,62	0,405	0,902	36,02	104,91	2,91	15	Vérifiée
Etage 1	18,98	4,62	0,405	0,902	36,02	126,17	3,50	15	Vérifiée
RDC	18,38	4,62	0,405	0,902	36,02	116,06	3,22	15	Vérifiée
Sous sol 2	20,755	4,62	0,405	0,902	36,02	131,06	3,63	15	Vérifiée
Sous sol 1	20,58	4,62	0,405	0,902	36,02	129,96	3,60	15	Vérifiée

Tableau VII.5.Vérification de la résistance du béton à la compression dans les poutres principales en travée a l'ELS

NIV	Ms	As	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
Etage11	54,138	6,88	0,606	0,885	28,48	233,98	8,21	15	Vérifiée
Etage 10	57,128	6,88	0,606	0,885	28,48	246,9	8,66	15	Vérifiée
Etage 9	53,5	6,88	0,606	0,885	28,48	231,22	8,11	15	Vérifiée
Etage 8	50,229	6,88	0,606	0,885	28,48	216,15	7,58	15	Vérifiée
Etage 7	49,2	6,88	0,606	0,885	28,48	211,72	7,43	15	Vérifiée
Etage 6	48,793	6,88	0,606	0,885	28,48	209,97	7,37	15	Vérifiée
Etage 5	47,929	6,88	0,606	0,885	28,48	206,25	7,24	15	Vérifiée
Etage 4	42,071	6,88	0,606	0,885	28,48	181,05	6,36	15	Vérifiée
Etage3	40,548	6,88	0,606	0,885	28,48	174,49	6,12	15	Vérifiée
Etage 2	37,659	6,88	0,606	0,885	28,48	162,05	5,69	15	Vérifiée
Etage 1	33,707	6,88	0,606	0,885	28,48	145,05	5,09	15	Vérifiée
RDC	31,19	6,88	0,606	0,885	28,48	134,22	4,71	15	Vérifiée
Sous sol 2	30,772	6,88	0,606	0,885	28,48	132,42	4,64	15	Vérifiée
Sous sol 1	27,76	6,88	0,606	0,885	28,48	119,46	4,19	15	Vérifiée

Tableaux VII.6.Vérification de la résistance du béton à la compression dans les poutres principales aux appuis a l'ELS

* Les poutres secondaires :

NIV	Ms	As	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
Etage11	29,815	5,65	0,495	0,894	32,17	155,33	4,82	15	Vérifiée
Etage 10	30,675	5,65	0,495	0,894	32,17	159,81	4,96	15	Vérifiée
Etage 9	29,832	5,65	0,495	0,894	32,17	155,42	4,83	15	Vérifiée
Etage 8	29,015	5,65	0,495	0,894	32,17	151,16	4,69	15	Vérifiée
Etage 7	26,590	5,65	0,495	0,894	32,17	138,53	4,30	15	Vérifiée
Etage 6	25,400	5,65	0,495	0,894	32,17	132,33	4,11	15	Vérifiée
Etage 5	23,707	5,65	0,495	0,894	32,17	123,51	3,83	15	Vérifiée
Etage 4	20,504	5,65	0,495	0,894	32,17	106,81	3,32	15	Vérifiée
Etage3	18,776	5,65	0,495	0,894	32,17	97,82	3,04	15	Vérifiée
Etage 2	16,535	5,65	0,495	0,894	32,17	86,14	2,67	15	Vérifiée
Etage 1	13,139	5,65	0,495	0,894	32,17	68,45	2,12	15	Vérifiée
RDC	11,033	5,65	0,495	0,894	32,17	57,48	1,78	15	Vérifiée
Sous sol 2	6,883	5,65	0,495	0,894	32,17	35,85	1,11	15	Vérifiée
Sous sol 1	3,870	5,65	0,495	0,894	32,17	20,16	0,62	15	Vérifiée

Tableau VII.7.Vérification de la résistance du béton à la compression dans les poutres secondaire en travée a l'ELS

NIV	Ms	As	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
Etage11	39,578	5,65	0,495	0,894	32,17	206,19	6,40	15	Vérifiée
Etage 10	43,217	5,65	0,495	0,894	32,17	225,15	6,99	15	Vérifiée
Etage 9	41,04	5,65	0,495	0,894	32,17	213,81	6,64	15	Vérifiée
Etage 8	38,395	5,65	0,495	0,894	32,17	200,03	6,21	15	Vérifiée
Etage 7	35,731	5,65	0,495	0,894	32,17	186,15	5,78	15	Vérifiée
Etage 6	34,329	5,65	0,495	0,894	32,17	178,85	5,55	15	Vérifiée
Etage 5	30,827	5,65	0,495	0,894	32,17	160,60	4,99	15	Vérifiée
Etage 4	27,691	5,65	0,495	0,894	32,17	144,26	4,48	15	Vérifiée
Etage3	25,663	5,65	0,495	0,894	32,17	133,00	4,13	15	Vérifiée
Etage 2	22,464	5,65	0,495	0,894	32,17	116,42	3,61	15	Vérifiée
Etage 1	18,68	5,65	0,495	0,894	32,17	96,81	3,00	15	Vérifiée
RDC	16,507	5,65	0,495	0,894	32,17	85,55	2,65	15	Vérifiée
Sous sol 2	11,416	5,65	0,495	0,894	32,17	59,16	1,83	15	Vérifiée
Sous sol 1	6,677	5,65	0,495	0,894	32,17	34,60	1,07	15	Vérifiée

b) Etat limite de déformation :

* Vérification de la flèche : (BAEL 91/ Art B .6.5.2)

a)Poutres principales :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10M_0} ; \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{fe}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{370} = 0,108 > \frac{1}{16} = 0,0625$$

$$\frac{h}{l} = 0,098 > \frac{27,553}{10 \times 30,26} = 0,091$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{6,88}{30 \times 38} = 0,0060 < \frac{4,2}{400} = 0,0105$$

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

b) Poutres secondaires :

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{305} = 0,098 > \frac{1}{16} = 0,0625$$

$$\frac{h}{l} = 0,098 < \frac{30,675}{10 \times 19,65} = 0,156 \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

V.2.2) Calcul de la flèche :

$$B_0 = bh + 15A_t = (25 \times 30) + (15 \times 5,65) = 834,75\text{cm}^2$$

$$S_{xx'} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t \cdot d = \frac{25 \times 30^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 28 = 13623\text{cm}^3$$

$$v_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{13623}{834,75} = 16,31\text{cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 30 - 16,31 = 13,69 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3}(v_1^3 + v_2^3) + 15A_t(v_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{25}{3}((16,31)^3 + (13,69)^3) + 15 \times 5,65(13,69 - 2)^2 = 69118,67\text{cm}^4$$

$$\rho = 0,495 \rightarrow \beta = 0,894 \rightarrow k_1 = 32,17$$

$$\lambda = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + 3 \times \frac{25}{25}\right) \times 0,495} = 0,0424$$

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

$$\mu = \left\{1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,495 \times 159,81 + 2,1}\right\} = 0,98$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu \cdot \lambda} = \frac{1,1 \times 69118,67}{1 + 0,98 \times 0,0424} = 72997,35$$

$$f = \frac{M_t \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$$f = \frac{30,675 \times 10^6 \times 3050^2}{10 \times 10818,86 \times (72997,35 \times 10^4)} = 3,61\text{mm}$$

$$f = 3,61\text{mm} < \bar{f} = \frac{3350}{500} = 6,7\text{mm} \rightarrow \text{la flèche est vérifiée}$$

Disposition des armatures :

Lors de la détermination de la longueur des chapeaux, il y'a lieu d'observer les recommandations qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des nus d'appuis doit être au moins égale à :

- $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

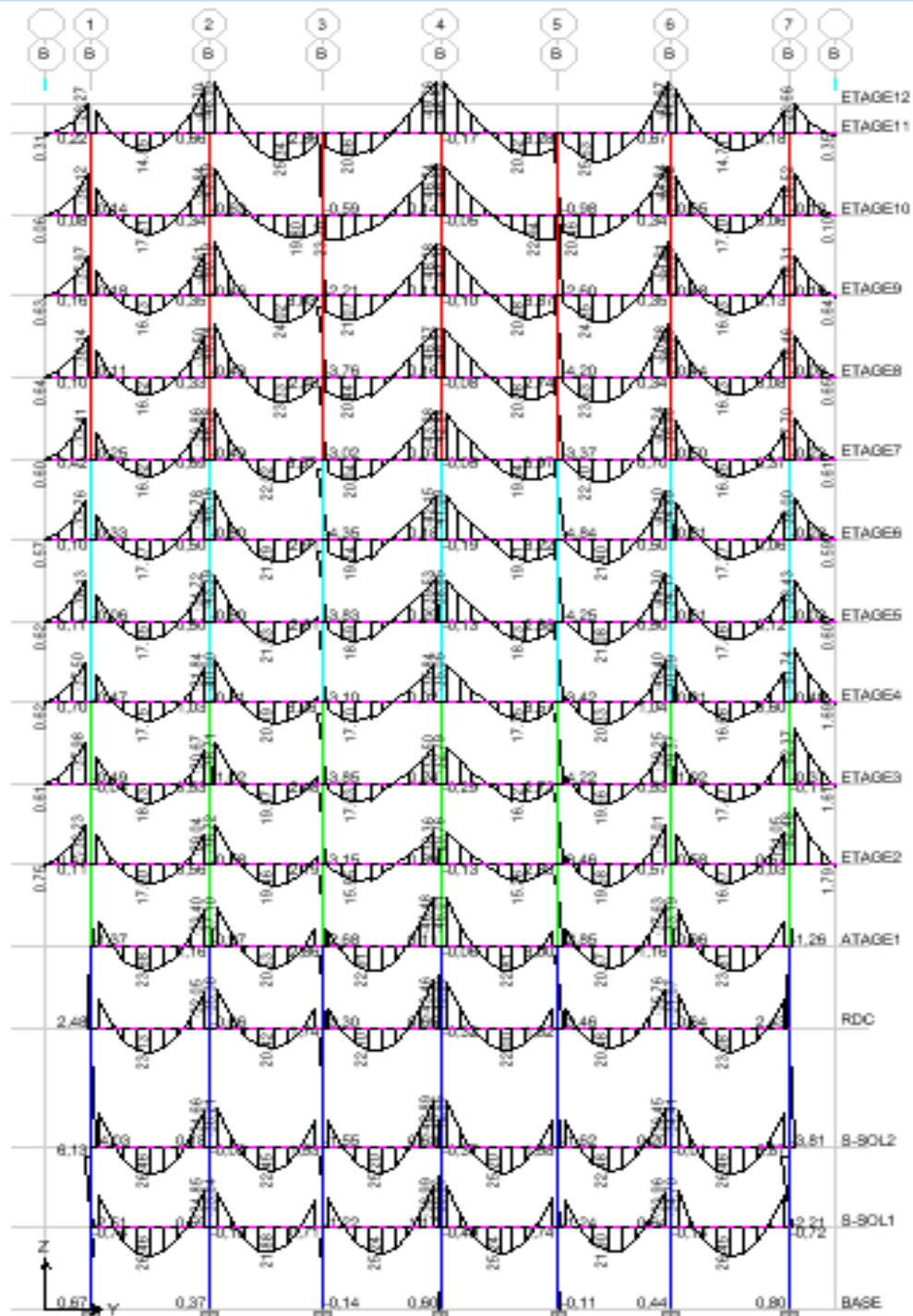


Diagramme des moments (3-3) l'axe B « ELU »

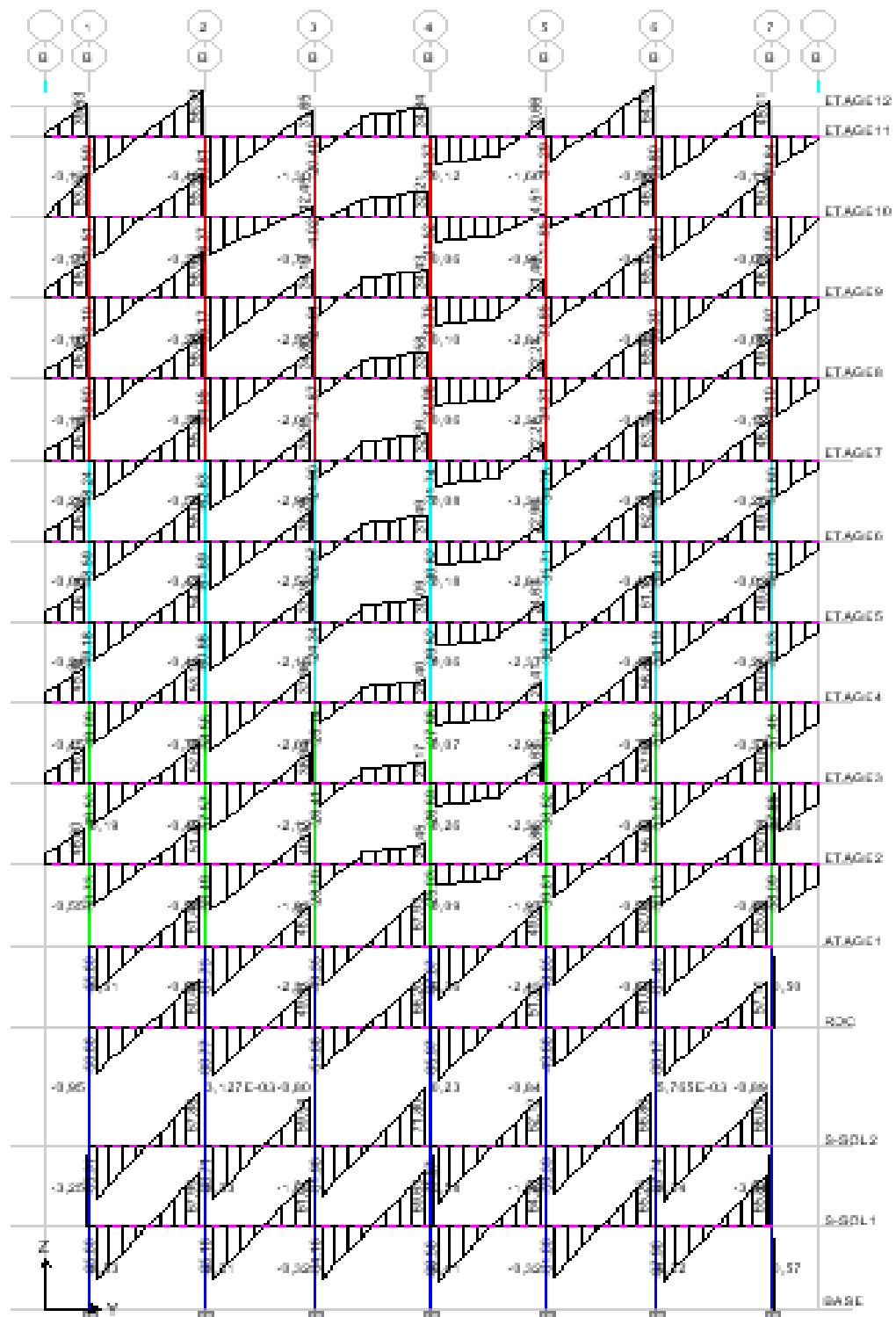


Diagramme des efforts tranchants (2-2) L'axe B « ELU »

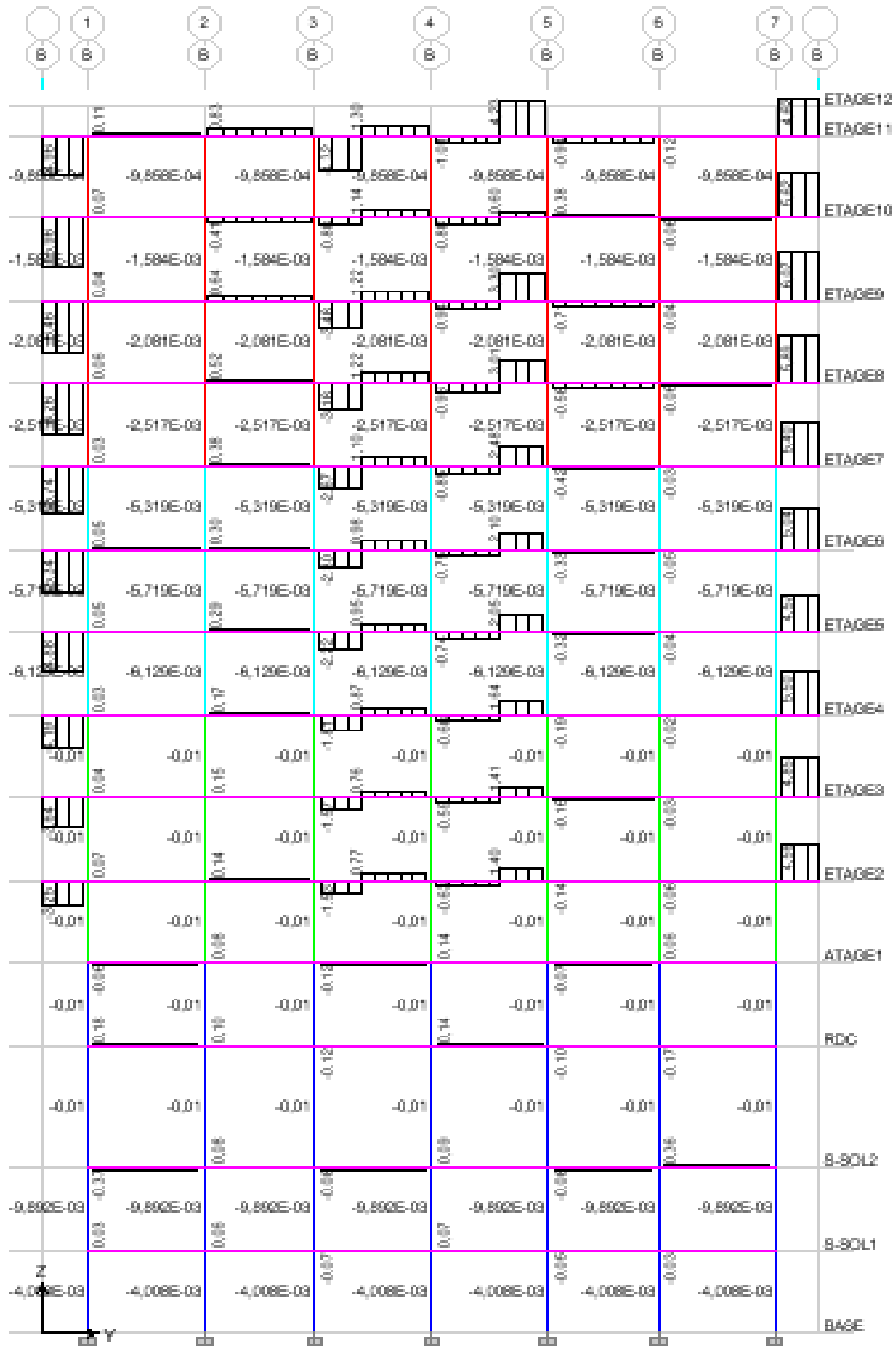


Diagramme de torsion L'axe B « ELU »

VII-2) Ferraillage des poteaux :

Introduction

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) sous les combinaisons les plus défavorables (ELU ; G+Q±E ; 0,8G±E), en procédant à des vérifications à l'ELS et en tenant compte des trois types de sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

VII-2-1) Recommandations du RPA 99 modifié 2003 :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence(HA), droites et sans crochets
- Le diamètre minimal est supérieur ou égal à 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de **40Ø**(Zone IIa).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

VII-2-2) Les armatures longitudinales :

***Le pourcentage minimal sera :**

- Poteaux (45×45) $A_{min}=0,008 \times 45 \times 45 = 16,2 \text{cm}^2$
- Poteaux (40×40) $A_{min}=0,008 \times 40 \times 40 = 12,8 \text{cm}^2$
- Poteaux (35×35) $A_{min}=0,008 \times 35 \times 35 = 9,8 \text{cm}^2$
- Poteaux (30×30) $A_{min}=0,008 \times 30 \times 30 = 7,2 \text{cm}^2$

***Le pourcentage maximal en zone courante sera :**

- Poteaux (45×45) $A_{max}=0,04 \times 45 \times 45 = 81 \text{cm}^2$
- Poteaux (40×40) $A_{max}=0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{cm}^2$
- Poteaux (35×35) $A_{max}=0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{cm}^2$
- Poteaux (30×30) $A_{max}=0,04 \times 30 \times 30 = 36 \text{cm}^2$

***Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera :**

- Poteaux (45×45) $A_{max}=0,06 \times 45 \times 45 = 121,5 \text{cm}^2$
- Poteaux (40×40) $A_{max}=0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{cm}^2$
- Poteaux (35×35) $A_{max}=0,06 \times 35 \times 35 = 73,5 \text{cm}^2$
- Poteaux (30×30) $A_{max}=0,06 \times 30 \times 30 = 54 \text{cm}^2$

VII-2-3) Les armatures transversales :

-Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : l'elancement géométrique de poteaux.

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{I_f}{b}$$

I_f : La longueur de flambement du poteau.

S_t : espacement des armatures transversales.

a et b : dimensions de la section droite du poteau

$$\begin{cases} S_t \leq \min(10\phi_1^{\min}, 15\text{cm}) & \text{en zone nodale} \\ S_t \leq 15\phi_1^{\min} & \text{en zone courante} \end{cases}$$

ϕ_1^{\min} : Diamètre minimale des armatures longitudinales des poteaux

La quantité minimale d'armatures transversales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en% donnée comme suit

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0,3\% \\ \lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0,8\% \\ 3 < \lambda_g < 5 \rightarrow \text{interpolation entre les valeurs minimale du poteau} \end{cases}$$

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_{\text{minimum}}$.
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants ($\phi \geq 12\text{mm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des Poteaux

VII-2-4) Calcul du ferrailage :

a) Section partiellement comprimée (SPC) :

-Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limite par les armatures soumises ; soit à un effort de traction ou à un effort de compression.

$$e = \frac{M_U}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C\right)$$

la condition suivante doit être vérifiée :

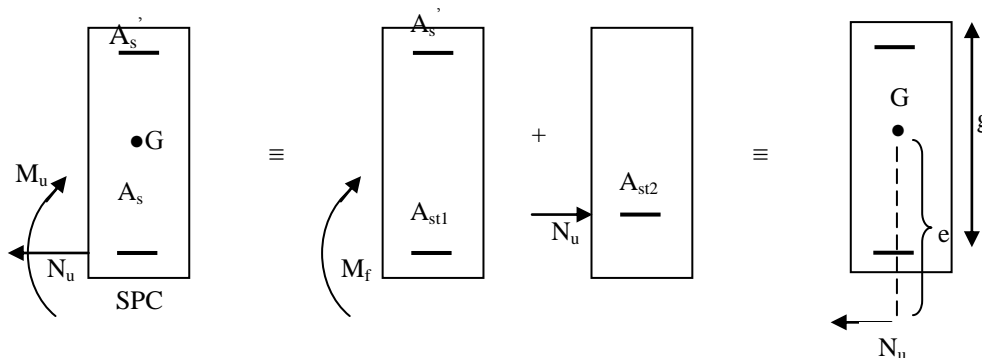
$$(d - C)N_u - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{C'}{h}\right) bh^2 f_{bc} \longrightarrow \text{Section rectangulaire}$$

Avec :

M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

- Déterminations des armatures :

$$M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - C + e\right) = M_U + N_u \left(\frac{h}{2} - C\right)$$



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2f_{bc}} \quad \text{avec } f_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta\gamma_b}$$

Si $\mu < \mu_l = 0,392$ section simplement armée (SSA) et ($A' = 0$)

$$A_l = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_s} \quad \text{avec } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

D'où la section réel

$$A_s = A_l \pm \frac{N_u}{\sigma_s} \quad \left\{ \begin{array}{l} (+) \text{ si } N: \text{ effort de traction} \\ (-) \text{ si } N: \text{ effort de compression} \end{array} \right.$$

Si $\mu > \mu_l = 0,392$ section doublement armée (SDA) et ($A' \neq 0$). on calcul :

$$M_r = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée.

Avec :

$$A_l = \frac{M_f}{B_r \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c)\sigma_s} \quad \text{avec } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A = \frac{\Delta M}{(d - c)\sigma_s}$$

La section réelle d'armature est

$$A'_s = A' \quad ; \quad A_s = A_l \pm \frac{N_u}{\sigma_s}$$

a) Section entièrement comprimée (SEC) :

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

Le centre de pression est situé dans la zone délimitée par les armatures.

N : Effort de compression.

Deux cas peuvent se présenter :

1^{er} cas :

$$(0,337 \times h - 0,81c)bh^2f_{bc} < N_u(d - c') - M_f < \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) bh^2f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont

$$\hat{A}_s = \frac{N - 100 \times \psi \times bh \times f_{bc}}{100 \times \sigma_s} \quad , \quad A_s = 0$$

$$\psi = \frac{0,357 + \frac{N_u(d - c') - M}{bh^2f_{bc}}}{0,857 - \frac{c}{h}}$$

VII-2-5) Ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel **GenieCad**

Niveaux	Sollicitation	N(KN)	sens	M(Kn.m)	e _u (m)	Obs	A _s (cm ²)	A' (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferraillage
Etage11 Etage10 Etage9 Etage8	N _{max}	31,88	xx	0,465	0,014	SEC	0	0	7,2	4HA14+4HA12 Soit 10,68cm ²
			yy	-2,208	0,069	SEC	0	0		
	N _{min}	-444,67	xx	8,908	0,002	SET	5,05	5,28		
			yy	-11,15	0,0069	SET	4,76	5,02		
	N _{cor}	-42,03	xx	33,387	0,79	SPC	3,73	0		
yy			40,456	0,61	SPC	4,77	0			
Etage 7 Etage 6 Etage 5	N _{max}	53,86	xx	8,011	0,148	SEC	0	0	9,8	12HA16 Soit 24,12cm ²
			yy	0,684	0,0126	SEC	0	0		
	N _{min}	-833,52	xx	7,993	0,0011	SET	8,02	8,32		
			yy	-13,968	0,0047	SET	8,11	8,58		
	N _{cor}	-195,17	xx	45,332	0,23	SPC	7,17	0		
yy			54,302	0,24	SPC	8,38	0			
Etage 4 Etage 3 Etage 2	N _{max}	192,23	xx	8,128	0,042	SEC	0	0	12,8	4HA20+8HA16 Soit 28,64cm ²
			yy	1,162	0,006	SEC	0	0		
	N _{min}	-1239,37	xx	-1,046	0,0008	SET	1,68	1,88		
			yy	11,321	0,009	SET	0,82	2,74		
	N _{cor}	-354,77	xx	52,983	0,149	SET	9,58	0,62		
yy			61,354	0,172	SPC	10,28	0			
Etage 1 RDC Sous sol2 Sous sol1	N _{max}	831,18	xx	1,857	0,002	SEC	0	0	16,2	12HA20 Soit 37,68cm ²
			yy	-2,171	0,0026	SEC	0	0		
	N _{min}	-1808,34	xx	3,232	0,0001	SET	2,36	2,84		
			yy	-7,46	0,0008	SET	3,15	2,05		
	N _{cor}	-376,19	xx	58,43	0,155	SET	1,1	9,72		
yy			67,632	0,111	SET	3,71	12,48			

VII-2-5) Vérifications à l'ELS :

a) Etat limite de compression du béton :

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

Deux cas peuvent se présenter

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{I_0}{B_0 \times V_0} \rightarrow \text{Section entierment comprimé } \mathbf{SEC}$$

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{I_0}{B_0 \times V_0} \rightarrow \text{Section entierment comprimé } \mathbf{SPC}$$

M_s : Moment de flexion à l'ELS.

N_s : L'effort normal à l'ELS

$$B_0 = b \times h + 15(A + A') \rightarrow \text{Section total homogène}$$

$$V_1 = \frac{1}{2} \frac{b \times h^2}{B_0} + \{(A \times c' + A' \times d)\} ; \quad V_2 = h - V_1$$

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15[A_s(V_1 - c)^2 + A_s(V_2 - c)^2]$$

I_0 : moment d'inertie de la section homogène

- **Pour la section entièrement comprimé SEC**

$$\sigma_{bsup} = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I_0} \times V_1 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa}$$

$$\sigma_{binf} = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I_0} \times V_2 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa}$$

- **Section partiellement comprimé SPC**

Pour calculer la contrainte du béton σ_{bc} , on détermine la position de l'axe neutre

$$y_1 = y_2 + c$$

$$y_1^2 : \text{est déterminé par l'équation suivante } y_1^2 = P y_2 + q = 0$$

$$c = \frac{h}{2} - e_s$$

c : Distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

avec :

$$P = -3c^2 - \frac{90A_s(c - c')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - c)$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A_s(c - c')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - c)^2$$

- Sens longitudinale (yy) M_2

Niveaux	Sollicitation	N(Kn)	$M_s(Kn.m)$	bxh(cm ²)	Obs	σ_{bsup}	σ_{binf}	σ_b	σ_{ssup}	σ_{sinf}	σ_s	Obs
Etage8, 9, 10, 11,12	N_{max}	-6,45	-0045	30x30	SEC	0,06	0,05	15	0,86	0,72	348	Vérifiée
	N_{min}	-336,29	-2,03		SEC	3,01	2,51		44,60	38,10		
	N_{cor}	-36,42	27,062		SPC	4,13	0,00		51,40	85,40		
Etage5, 6,7	N_{max}	-97,84	-0,095	35x35	SEC	0,62	3,36	15	9,31	9,10	348	Vérifiée
	N_{min}	-612,12	5,879		SEC	4,32	0,00		64,00	51,2		
	N_{cor}	-217,17	24,702		SPC	3,45	2,00		48,00	9,12		
Etage 2, 3,4	N_{max}	-419,39	0,175	40x40	SEC	2,02	2,00	15	30,30	30,10	348	Vérifiée
	N_{min}	-905,4	-8,29		SEC	4,80	3,90		71,30	59,20		
	N_{cor}	-370,48	23,825		SEC	3,07	0,49		44,10	9,28		
Etage1, R,-1,-2	N_{max}	-72,36	-0,092	45x45	SEC	0,28	0,27	15	4,15	4,06	348	Vérifiée
	N_{min}	-1312,4	-1,041		SEC	5,00	4,93		75,00	73,90		
	N_{cor}	-565,06	21,907		SEC	2,96	20,9		43,30	1,32		

- Sens transversale (xx) :M₃

Niveaux	Sollicitation	N _s (Kn)	M _s (Kn.m)	bxh(cm ²)	Obs	σ _{bsup}	σ _{binf}	σ _b	σ _{ssup}	σ _{sinf}	σ _s	Obs
Etage8, 9, 10, 11,12	N _{max}	-6,45	-0,045	30x30	SEC	0,06	0,05	15	0,86	0,72	348	Vérifiée
	N _{min}	-336,29	0,737		SEC	2,85	2,66		42,50	40,20		
	N _{cor}	-47,21	19,058		SPC	3,07	0,00		39,10	51,70		
Etage5, 6,7	N _{max}	-97,84	3,903	35x35	SEC	0,93	0,29	15	13,40	4,96	348	Vérifiée
	N _{min}	-612,12	0,835		SEC	3,91	3,77		58,50	56,70		
	N _{cor}	-240,10	18,557		SEC	3,02	0,00		42,80	2,41		
Etage 2, 3,4	N _{max}	-195,79	-4,928	40x40	SEC	1,21	0,67	15	17,70	10,50	348	Vérifiée
	N _{min}	-905,4	0,384		SEC	4,37	4,33		65,50	64,90		
	N _{cor}	-419,37	15,841		SEC	2,87	1,16		41,80	18,60		
Etage1, R,-1,-2	N _{max}	-72,36	5,067	45x45	SEC	0,46	0,08	15	6,70	1,52	348	Vérifiée
	N _{min}	-1312,4	0,314		SEC	4,98	4,95		74,60	74,30		
	N _{cor}	-650,79	121,268		SPC	7,27	0,00		102,00	38,50		

VII-2-6) Armatures transversales :

Le rôle des armatures transversales consiste à :

-Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.

-Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.

- **Diamètre des aciers :** selon le BAEL 99

$$\phi_l \geq \frac{\phi_l}{3} \rightarrow \phi_l = \frac{20}{3} = 6,66 \quad ; \quad \phi_l = 8\text{mm}$$

Nous adoptons des cadres de section $A_t=2,01\text{cm}^2= 4\text{HA}8$

- **Espacement des armatures :**

- En zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\phi_l^{\min}; 15 \text{ cm}) = \min(10 \times 1,2 ; 15) = 12\text{cm} \rightarrow S_t = 10\text{cm}$$

-En zone de recouvrement :

$$S_t \leq \min(15\phi_l^{\min}) = (15 \times 1,2) = 18\text{cm} \quad ; \quad S_t = 15\text{cm}$$

Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40\phi_l = 40 \times 1,2 = 48\text{cm}$$

$$L_r = 40\phi_l = 40 \times 1,4 = 56\text{cm}$$

$$L_r = 40\phi_l = 40 \times 1,6 = 64\text{cm}$$

$$L_r = 40\phi_l = 40 \times 2 = 80\text{cm}$$

- **Vérification de flambement :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} \quad ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad ; \quad l_f = 0,7 \times h_e$$

avec :

L_f : longueur de flambement

i : rayon de giration

B : l'aire de section

h_e : hauteur de poteau

Niveaux	Section	hauteur	L_f	λ_g	$\lambda_g \leq 50$
RDC	45x45	4,50	2,87	22,07	vérifiée
1 ^{er} , Ss1 ; Ss2	45x45	3,06	1,862	14,32	vérifiée
2, 3,4 Etage	40x40	3,06	1,862	16,12	vérifiée
5, 6,7 Etage	35x35	3,06	1,862	18,42	vérifiée
8, 9, 10,11Etage	30x30	3,06	1,862	21,50	vérifiée

• Vérification de la quantité des armatures :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} \quad ; \quad l_f = 0,7 \times h_e$$

Pour le cas le plus défavorable : RDC avec : $h=4,50m$.

$$l_f = 0,7 \times (4,5 - 0,4) = 2,87m$$

$$\lambda_g = \frac{2,87}{0,45} = 6,37$$

En zone nodale :

$$A_{min} = 0,003 \times b \times S_t = 0,003 \times 45 \times 10 = 1,35cm^2$$

En zone courante :

$$A_{min} = 0,003 \times b \times S_t = 0,003 \times 45 \times 15 = 2,025cm^2$$

$$\text{Donc } \begin{cases} A_{min} = 1,35cm^2 \\ A_{min} = 2,025cm^2 \end{cases} > A_t = 2,01cm^2$$

Les sections minimales du **RPA** ne sont pas Vérifiées, nous avons le choix entre augmenter le diamètre des cadres en optant des **HA10** ,ou bien adopter un écartement de **10cm** constant sur toute la longueur du poteau ,pour des raisons de mise en œuvre on opte

En zone courante :

$$A_{min} = 0,003 \times b \times S_t = 0,003 \times 45 \times 10 = 1,35cm^2$$

$$\text{Donc } \begin{cases} A_{min} = 1,35cm^2 \\ A_{min} = 1,35cm^2 \end{cases} < A_t = 2,01cm^2$$

b) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\tau_{bu}(\text{RPA}) = 0,0075 \times 25 = 1,87\text{Mpa}$$

$$\tau_{bu}(\text{RPA}) = 0,04 \times 25 = 1\text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{bu}(\text{BAEL}) = \min(0,13f_{c28}; 5\text{Mpa}) = 3,25\text{Mpa}$$

Niveaux	Sections	L_f	λ_g	ρ_b	f_{c28}	$\tau_{bu}(\text{RPA})$	$\bar{\tau}_{bu}(\text{BAEL})$	Obs
RDC	45x45	2,87	6,37	0,0075	25	1,87	3,25	vérifiée
1 ^{er} , Ss1 ; Ss2	45x45	1,862	4,13	0,04	25	1,00	3,25	vérifiée
2, 3,4 Etage	40x40	1,862	4,65	0,04	25	1,00	3,25	vérifiée
5, 6,7 Etage	35x35	1,862	5,32	0,0075	25	1,87	3,25	vérifiée
8, 9, 10,11Etage	30x30	1,862	6,20	0,0075	25	1,87	3,25	vérifiée

VII-2-8) Délimitation 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 :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right)$$

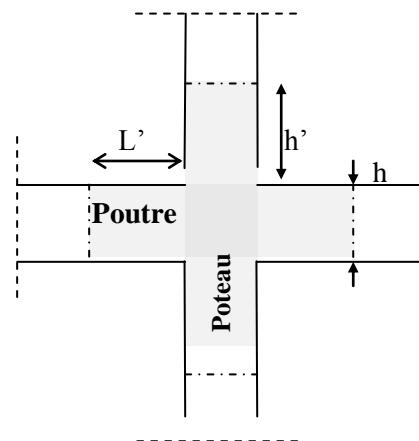
b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.

On aura :

$$h' = \max\left(\frac{410}{6} = 68,33\text{cm}; 45,45,60\right).$$

$$h' = 70 \text{ cm}$$



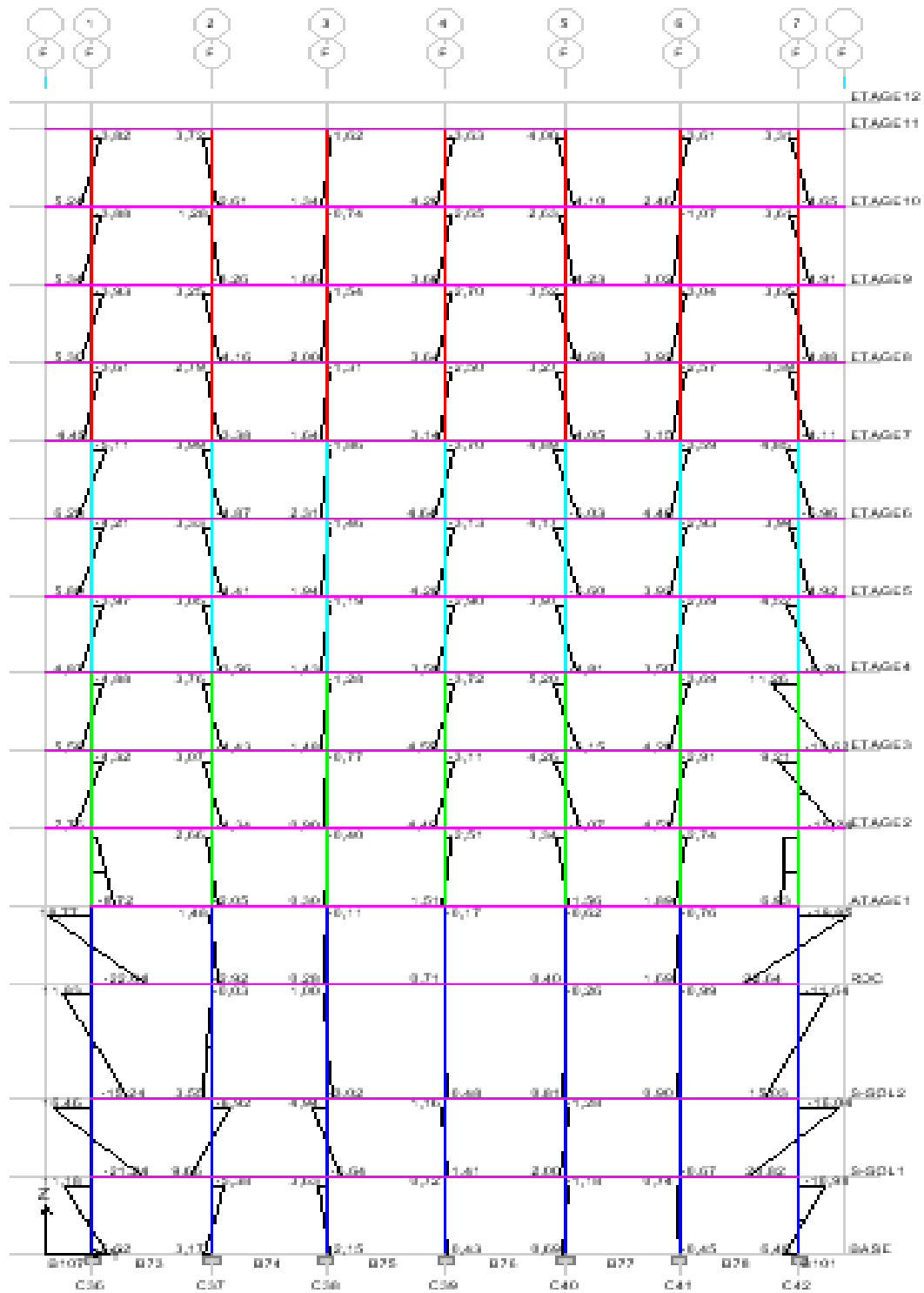


Diagramme des moments (2-2) l'axe F « ELU »

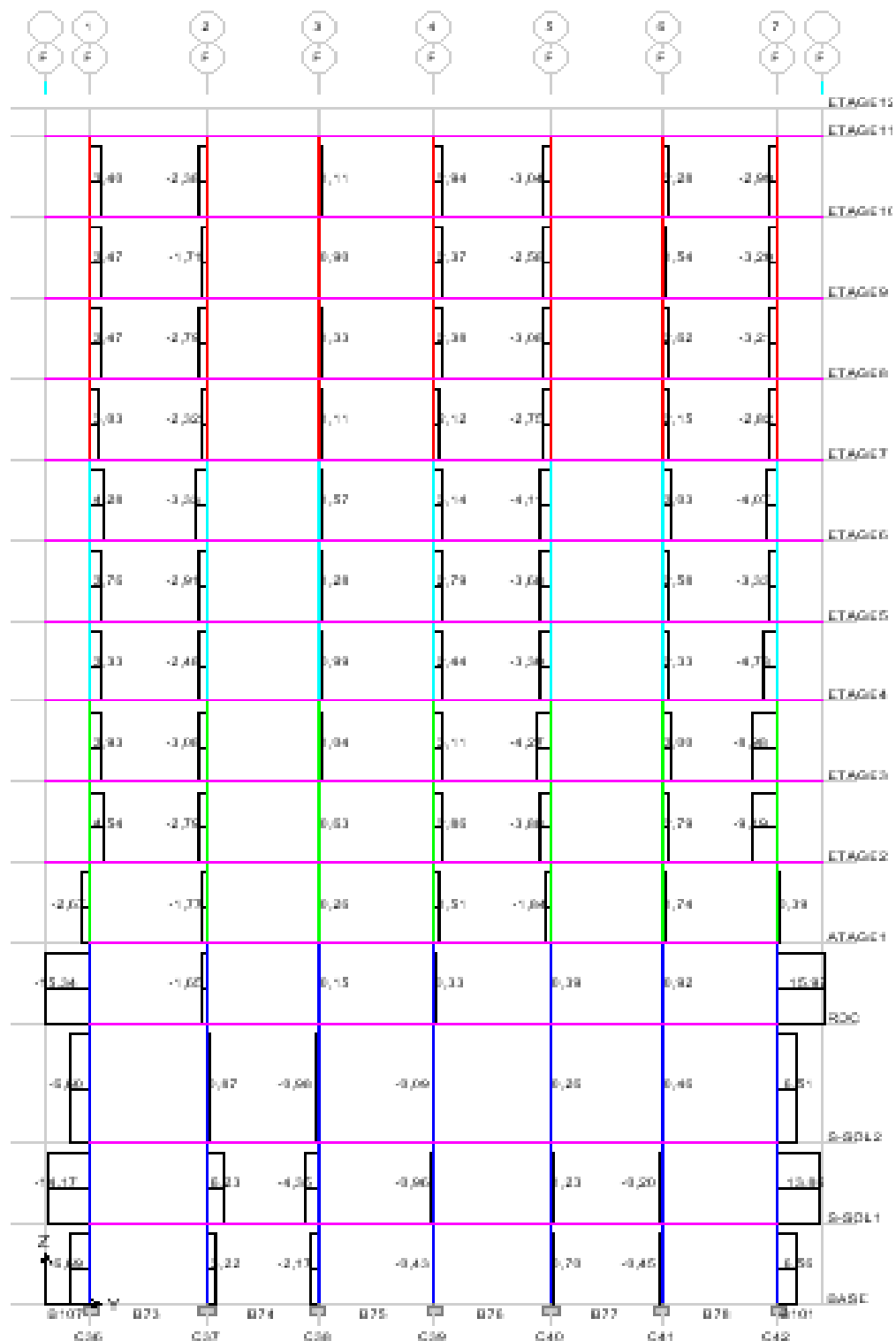
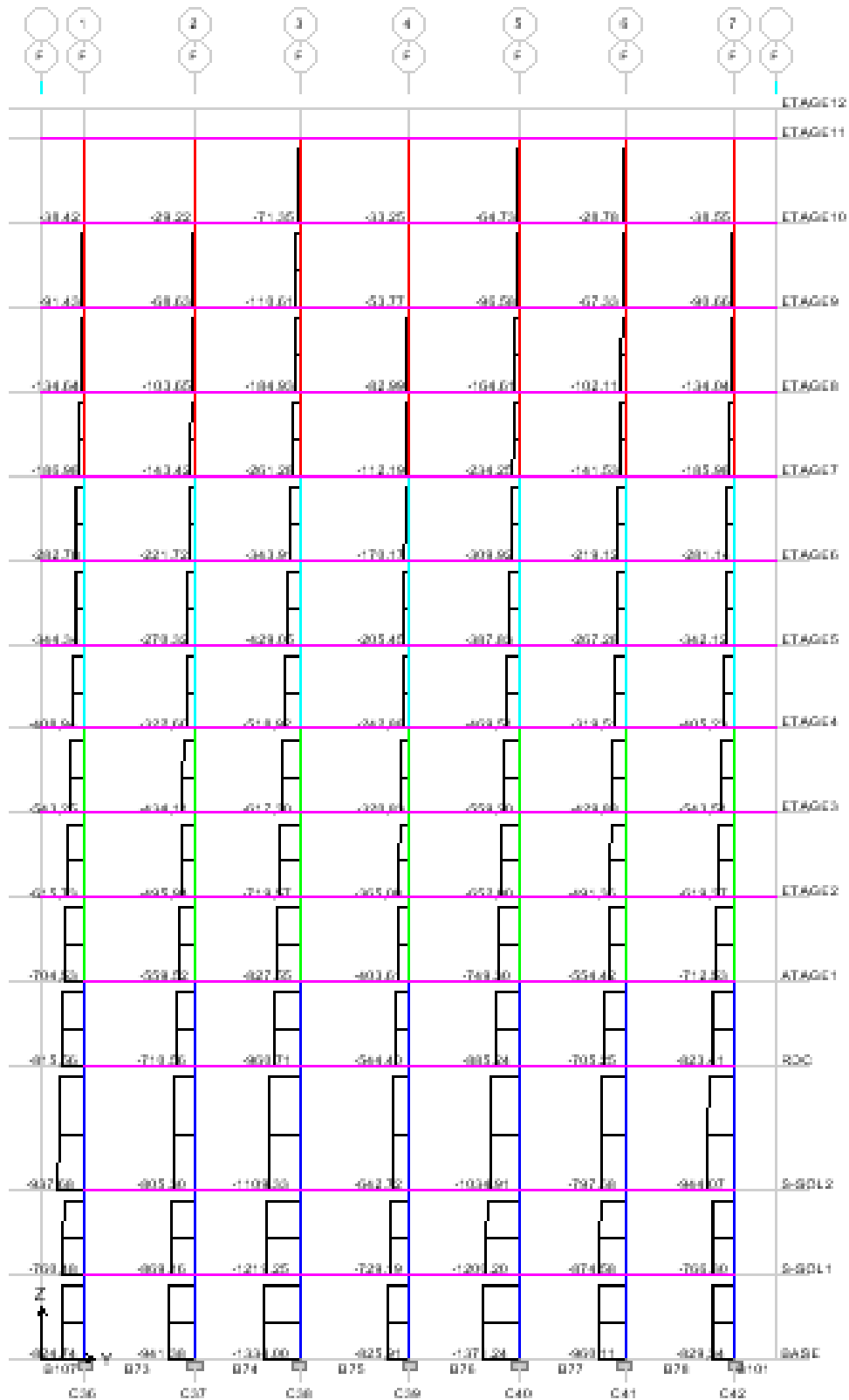


Diagramme des efforts tranchants (3-3) L'axe F « ELU »



Axial force L'axe F « ELU »

VII-3-Ferrailage des voiles :**VII-3-1 : Introduction :**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme. Donc, le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Pour réduire le calcul on a décomposées la structure en quatre zones de calcul :

Zone I	S-Sol1-S-Sol2-RDC-Etage1
Zone II	Etages (2, 3,4)
Zone III	Etages (5, 6,7).
Zone IV	Etages (8, 9, 10, 11).

VII-3-2 : Ferrailage des voiles :

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

VII-3-3 : Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec : B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier ; $V = V' = \frac{L}{2}$

Le calcul se fera pour des bandes de longueur « d » données par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right)$$

Avec :

h_e : Hauteur entre nus de plancher du voile considéré.

L_c : Longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

$L_t = L - L_c$ (longueur tendue)

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues.

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d_1)\sigma_{\max}}{L_t}$$

a-Section entièrement comprimée et entièrement tendus :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} d \cdot e$$

Avec : e : épaisseur de voile.

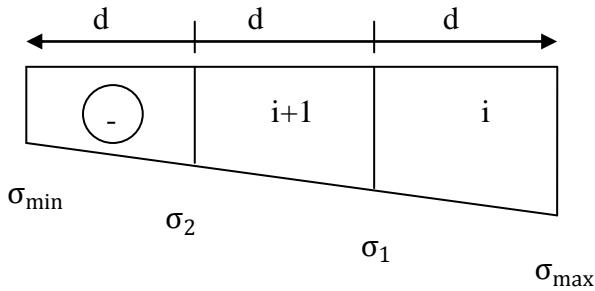


Figure VII-1 : diagramme d'une section entièrement tendus.

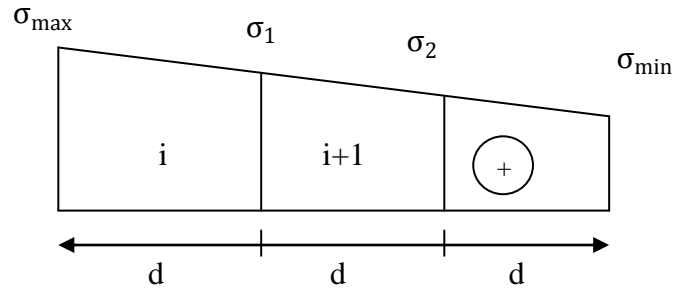


Figure VII-2 : diagramme d'une section entièrement comprimée.

b-Section partiellement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} d \cdot e$$

VII-3-4 : Armatures verticales :

a-Section entièrement comprimée :

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s} \quad B: \text{section de voile.}$$

b-section entièrement tendus et partiellement comprimée :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

- Armature minimal :

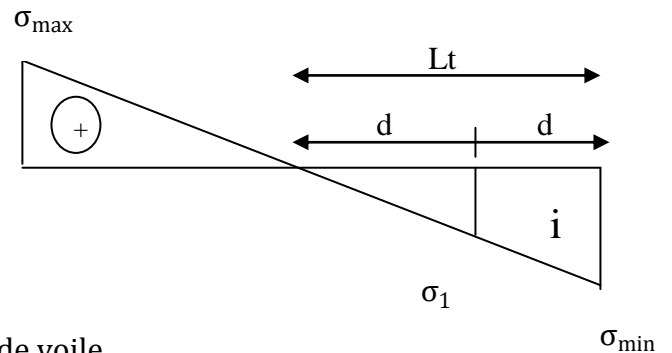
Compression simple

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A. 8. 1, 21BAEL99})$$

$$0,2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5\% \quad (\text{Art A. 8. 1, 21BAEL99})$$

Traction simple :

$$A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}$$



Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu.

- **Exigences de RPA2003 (Art A.7.7.4.3)**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courantes 0,10 %

VII-3-5 : 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 armatures aux armatures verticales.

D'après le BEAL 91 : $A_h = A_v/4$.

D'après le RPA99 : $A_h \geq 0,15\%B$ globalement dans la section du voile

$A_h \geq 0,10\%B$ en zone courante

B : section du béton et **A_v** : section d'armatures verticales.

- **Armatures de couture :**

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 :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{T}}{f_e} \quad \text{avec} \quad \bar{T} = 1,4T$$

T : Effort tranchant calculée 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.

VII- 3-6 : 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) épingle au mètre carré de surface.

- **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 $\geq 4HA10$.

VII-3-7 : Dispositions constructives

- **Espacement**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e, 30\text{cm}\} \quad \dots\dots\dots \text{Art 7.7.4.3/RPA99 (version 2003)}$$

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 15cm.

$$\geq 4HA10$$

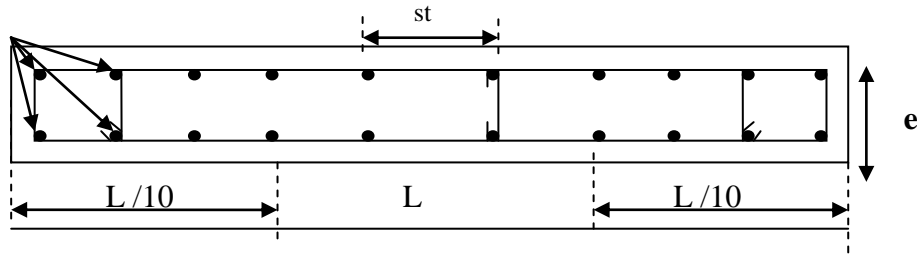


Figure VII.1 Disposition des armatures verticales dans les voiles.

• **Longueur de recouvrement (Art 7.7.4,3/RPA99)**

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

▪ **Diamètre maximal**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\varnothing_{\max} = \frac{e}{10} = 20\text{mm}$$

VII-3-8 : Vérifications à L'ELS

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

N_s : Effort normal appliqué.

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

-Vérification de la contrainte de cisaillement :

Selon le RPA99 (version 2003) :

$$\tau_b = \frac{1,4T}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5\text{Mpa}$$

Avec :

d : Hauteur utile (d = 0.9 h)

h : Hauteur totale de la section brute.

Selon le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{Mpa} \right) = 2,5\text{Mpa}$$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement

Exemple de calcul

Soit à calculer le ferrailage du voile (VT1, VT2, VT3, VT4) dans la zone I:

Caractéristiques géométriques :

$$L=3,25\text{m} \quad ; \quad e=0,20\text{m} \quad ; \quad B=e \times L=0,2 \times 3,25=0,65\text{m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 4732,26 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -4652,56 \text{ KN/m}^2$$

→La section est partiellement comprimée **SPC**

La largeur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L = \frac{4732,26}{4732,26 + 4652,56} \times 3,25 = 1,64\text{m}$$

La largeur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c = 3,25 - 1,64 = 1,61\text{m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

-Calcul de la longueur d :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right) = 1,073\text{m}$$

$$d_1 = 1,07\text{m} ; \quad d_2 = 1,61 - 1,07 = 0,54\text{m}$$

-Détermination des armatures :

1^{er} bande : d=1,07m

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d_1)\sigma_{\max}}{L_t} = \frac{(1,61 - 1,07)4732,26}{1,61} = 1587,22 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{4732,26 + 1587,22}{2} \times 1,07 \times 0,2 = 676,18\text{KN}$$

Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{676,18}{400 \times 10^{-1}} = 16,90\text{cm}^2$$

Section minimale :

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{Bf_{t28}}{f_e}; 0,15\%B\right)$$

$$A_{\min} = \max\left(\frac{0,2 \times 1,07 \times 2,1 \times 10^4}{400}; 0,0015 \times 0,65 \times 10^4\right) = 11,23\text{cm}^2$$

2^{eme} bande : d=0,54m

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{1587,22}{2} \times 0,53 \times 0,2 = 84,122\text{KN}$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{84,122}{400 \times 10^{-1}} = 2,10\text{cm}^2$$

Section minimale :

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{Bf_{t28}}{f_e}; 0,15\%B\right)$$

$$A_{\min} = \max\left(\frac{0,2 \times 0,53 \times 2,1 \times 10^4}{400}; 0,0015 \times 0,65 \times 10^4\right) = 9,75\text{cm}^2$$

-Armatures de coutures :

Le voile est ferrailé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

1^{ère} bande : 12HA14 = 18,47cm² par rapport à d₁ soit: 6HA14 par rapport à une nappe avec un espacement de 18 cm

2^{ème} bande : 8HA14 = 10,78cm² par rapport à d₂ soit: 4HA14 par rapport à une nappe avec un espacement de 13cm

Armatures horizontales :

$$A_h = \frac{A_v}{4} = \frac{18,47}{4} = 4,61\text{cm}^2$$

Soit 2x5HA12=11,3cm²/ml avec S_t=20cm

Armature transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré. Soit HA8

Vérification des espacements :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire

$$S_t \leq \min(1,5e; 30\text{cm}) = 30\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

Selon le RPA 2003

$$\tau_b = \frac{1,4T}{e.d} = \frac{1,4 \times 45,17}{0,2 \times 0,9 \times 3,25} 10^{-3} = 0,108\text{Mpa} < \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5\text{Mpa} \rightarrow \text{CV}$$

D'après le BAEL99

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2,5\text{Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{45,17}{0,2 \times 0,9 \times 3,25} 10^{-3} = 0,077\text{MPa} < 2,5\text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A_v} = \frac{-953,92}{0,65 \times 10^6 + 15 \times 18,47 \times 10^2} = -1,41 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

Ferraillage des voiles VT5, VT6, VT7, VT8, VT9, VT10

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	
Caractéristique géométrique	L(m)	1.025	1,025	1,025	1,025	
	e(m)	0.2	0,2	0,2	0,2	
	B(m ²)	0.205	0,205	0,205	0,205	
Sollicitation De Calcul	σ_{max} (Kn/m ²)	2141,53	1588,5	1743,22	2047,11	
	σ_{min} (Kn/m ²)	-5547,47	-5614,96	-4461,78	-2872,75	
	σ_1 (Kn/m ²)	1576,28	1280,79	1283,1	1059,7	
	V _u (Kn)	43,806	50,82	52,85	96,11	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	L _t (m)	0,735	0,795	0,735	0,595	
	L _c (m)	0,29	0,23	0,29	0,43	
	d ₁	0,194	0,154	0,194	0,287	
	d ₂	0,541	0,641	0,541	0,307	
Ferraillages	N(Kn)	N ₁	308,95	249,63	251,49	229,28
		N ₂	85,27	82,1	69,41	32,5
	A(cm ²)	A _{v1}	7,72	6,24	6,28	5,73
		A _{v2}	2,13	2,05	1,73	0,81
	A _{vj} (cm ²)		1,20	1,4	1,45	2,64
	A _{v1min} (cm ²)		2,04	1,61	2,04	3,01
	A _{v2 min} (cm ²)		8,72	9,13	8,72	7,75
	A ₁ =A _{v1} +A _{vj} /4		8,02	6,59	6,64	6,39
	A ₂ =A _{v2} +A _{vj} /4		3,57	3,13	3,02	2,61
	A ₁ adopté/ bande (cm ²)		2x4HA14 =12,32cm ²	2x4HA14 =12,32cm ²	2x4HA12 =9,05cm ²	2x4HA12 =9,05cm ²
	S _t (cm)		10cm	10cm	10 cm	10cm
	A ₂ adopté/bande (cm ²)		2x4HA14 =12,32cm ²	2x4HA14 =12,32cm ²	2x4HA12 =9,05cm ²	2x4HA12 =9,05cm ²
	S _t (cm)		10cm	10cm	10cm	10cm
	A _H (cm ²)		2,18	2,28	2,18	1,93
	A _H adopté (cm ²)		2x5HA10 =7,86cm ² /ml	2x5HA10 =7,86cm ² /ml	2x5HA10 =7,86cm ² /ml	2x5HA10 =7,86cm ² /ml
	S _t (cm)		20 cm	20 cm	20 cm	20 cm
A _t (cm ²)		4 épingles HA8				
Vérification des Contraintes A l'ELS	Contraintes	τ_u (Mpa)	0,169	0,196	0,20	0,37
		τ_b (Mpa)	0,237	0,275	0,286	0,52
	ELS	N _s (Kn)	-1197,98	-880,73	-532,42	-76,29
		σ_b (Mpa)	-5,36	-3,94	-2,43	-0,35

Ferraillage des voiles VT11, VT12, VT13, VT14

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	
Caractéristique géométrique	L(m)	1,40	1,40	1,40	1,40	
	e(m)	0.2	0,2	0,2	0,2	
	B(m ²)	0.28	0,28	0,28	0,28	
Sollicitation De Calcul	σ_{max} (Kn/m ²)	2979,49	1088,11	1055,38	1071,29	
	σ_{min} (Kn/m ²)	-2972,32	-2196,91	-1637,61	-1000,05	
	σ_1 (Kn/m ²)	1021,54	555,6	608,4	315,08	
	V _u (Kn)	30,56	36,51	42,98	77,33	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	L _t (m)	0,70	0,94	0,85	0,68	
	L _c (m)	0,70	0,46	0,55	0,72	
	d ₁	0,46	0,3	0,37	0,48	
	d ₂	0,24	0,64	0,48	0,2	
	Ferraillages	N(Kn)	N ₁	186,85	105,2	79,86
N ₂			47,7	35,56	29,2	15,12
A(cm ²)		A _{v1}	4,67	2,63	1,99	1,66
		A _{v2}	1,19	0,88	0,73	0,38
A _{vj} (cm ²)		0,84	1,00	1,18	2,12	
A _{v1min} (cm ²)		4,90	3,15	3,88	5,04	
A _{v2min} (cm ²)		2,52	6,72	5,04	2,1	
A ₁ =A _{v1} +A _{vj} /4		4,88	2,88	2,28	2,19	
A ₂ =A _{v2} +A _{vj} /4		1,4	1,13	1,025	0,91	
A ₁ adopté/ bande (cm ²)		2x4HA12 =9,04cm ²	2x4HA12 =9,04cm ²	2x4HA12 9,04=cm ²	2x4HA12 =9,04cm ²	
S _t (cm)		11cm	7,5cm	9 cm	12 cm	
A ₂ adopté/bande (cm ²)		2x4HA12 =9,04cm ²	2x4HA12 =9,04cm ²	2x4HA12 =9,04cm ²	2x4HA12 =9,04cm ²	
S _t (cm)		12cm	12 cm	12 cm	12cm	
A _H (cm ²)		1,225	1,68	1,26	1,26	
A _H adopté (cm ²)		2x5HA12 =11,3cm ² /ml	2x5HA12 =11,3cm ² /ml	2x5HA10 =7,86cm ² /ml	2x5HA10 =7,86cm ² /ml	
S _t (cm)		20 cm	20 cm	20 cm	20 cm	
A _t (cm ²)		4 épingles de HA8				
Vérification des Contraintes A l'ELS	Contraintes	τ_u (Mpa)	0,086	0,103	0,121	0,219
		τ_b (Mpa)	0,121	0,145	0,17	0,307
	ELS	N _s (Kn)	-454,05	-345,29	-215,48	-32,59
		σ_b (Mpa)	-1,54	-1,17	-0,73	-0,11

Ferraillage des voiles VT15, VT16, VT17, VT18, VT19, VT20, VT21 :

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	
Caractéristique géométrique	L(m)	1,80	1,80	1,80	1,80	
	e(m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B(m ²)	0,36	0,36	0,36	0,36	
Sollicitation De Calcul	σ_{max} (Kn/m ²)	4156,43	2378,67	3936,58	3225,44	
	σ_{min} (Kn/m ²)	-5610,15	-4747,26	-3755,94	-4255,47	
	σ_1 (Kn/m ²)	2134,16	1585,78	1207,8	1628,38	
	V _u (Kn)	35,18	52,76	93,82	60,06	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	L _t (m)	1,04	1,2	0,88	1,03	
	L _c (m)	0,76	0,6	0,92	0,77	
	d ₁	0,506	0,4	0,61	0,51	
	d ₂	0,534	0,8	0,27	0,52	
Ferrailages	N(Kn)	N ₁	335,92	317,15	313,8	252,4
		N ₂	113,96	126,86	73,67	84,67
	A(cm ²)	A _{v1}	8,40	7,92	7,84	6,30
		A _{v2}	2,85	3,17	1,84	2,11
	A _{vj} (cm ²)	0,96	1,47	2,58	2,58	
	A _{v1min} (cm ²)	5,31	4,2	6,4	6,40	
	A _{v2min} (cm ²)	5,6	8,4	2,83	2,83	
	A ₁ =A _{v1} +A _{vj} /4	8,64	8,28	8,48	6,94	
	A ₂ =A _{v2} +A _{vj} /4	3,09	3,53	2,48	2,75	
	A ₁ adopté/ bande (cm ²)	2x4HA14 =12,32cm ²	2x4HA14 =12,32cm ²	2x4HA12 =9,05cm ²	2x4HA12 =9,05cm ²	
	S _t (cm)	12cm	10cm	12 cm	12cm	
	A ₂ adopté/bande (cm ²)	2x4HA14 =12,32cm ²	2x4HA14 =12,32cm ²	2x4HA12 =9,05cm ²	2x4HA12 =9,05cm ²	
	S _t (cm)	13cm	13 cm	13 cm	13cm	
	A _H (cm ²)	2,16	2,1	2,1	1,73	
	A _H adopté (cm ²)	2x5HA10 =7,86cm ² /ml	2x5HA10 =7,86cm ² /ml	2x5HA10 =7,86cm ² /ml	2x5HA10 =7,86cm ² /ml	
	S _t (cm)	20 cm	20 cm	20 cm	20 cm	
	A _t (cm ²)	4 épingles de HA8				
Vérification des Contraintes A l'ELS	Contraintes	τ_u (Mpa)	0,77	0,116	0,206	0,132
		τ_b (Mpa)	1,084	0,163	0,289	0,185
	ELS	N _s (Kn)	-612,68	-451,76	-291,6	-28,43
		σ_b (Mpa)	-1,61	-1,19	-0,79	-0,077

Ferraillage des voiles VT22, VT23 :

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	
Caractéristique géométrique	L(m)	1,3	1,3	1,3	1,3	
	e(m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B(m ²)	0,26	0,26	0,26	0,26	
Sollicitation De Calcul	σ_{max} (Kn/m ²)	7350,97	1592,05	1088,05	1055,38	
	σ_{min} (Kn/m ²)	-7352,01	-2420,2	-2196,13	-1637,61	
	σ_1 (Kn/m ²)	2488,02	906,86	737,87	606,84	
	V _u (Kn)	34,03	42,62	28,12	30,02	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	L _t (m)	0,65	0,79	0,87	0,8	
	L _c (m)	0,65	0,51	0,43	0,50	
	d ₁	0,43	0,34	0,28	0,34	
	d ₂	0,22	0,45	0,59	0,46	
Ferrailages	N(Kn)	N ₁	423,08	112,45	107,73	76,46
		N ₂	106,98	40,81	43,53	27,91
	A(cm ²)	A _{v1}	10,58	2,81	2,69	1,91
		A _{v2}	2,67	1,02	1,08	0,7
	A _{vj} (cm ²)	0,93	1,17	0,77	0,82	
	A _{v1min} (cm ²)	4,5	3,57	2,94	3,57	
	A _{v2min} (cm ²)	4,51	4,72	6,19	4,83	
	A ₁ =A _{v1} +A _{vj} /4	10,81	3,10	2,88	2,11	
	A ₂ =A _{v2} +A _{vj} /4	2,90	1,31	1,27	0,905	
	A ₁ adopté/ bande (cm ²)	2x3HA16 =12,06cm ² /ml	2x3HA12 =6,28cm ² /ml	2x3HA12 =6,28cm ² /ml	2x3HA12 =6,28cm ² /ml	
	S _t (cm)	11cm	11cm	10cm	11cm	
	A ₂ adopté/bande (cm ²)	2x3HA16 =12,06cm ² /ml	2x3HA12 =6,28cm ² /ml	2x3HA12 =6,28cm ² /ml	2x3HA12 =6,28cm ² /ml	
	S _t (cm)	13cm	15cm	15cm	15cm	
	A _H (cm ²)	2,70	1,18	1,54	1,2	
	A _H adopté (cm ²)	2x5HA10 =7,86cm ² /ml	2x5HA10 =7,86cm ² /ml	2x5HA10 =7,86cm ² /ml	2x5HA10 =7,86cm ² /ml	
	S _t (cm)	20cm	20cm	20cm	20cm	
	A _t (cm ²)	4 épingles de HA8				
Vérification des Contraintes A l'ELS	Contraintes	τ_u (Mpa)	0,104	0,13	0,085	0,091
		τ_b (Mpa)	0,145	0,182	0,120	0,128
	ELS	N _s (Kn)	-360,52	-302,04	-214,85	-104,59
		σ_b (Mpa)	-1,29	-1,12	-0,79	-0,39

Ferraillage des voiles VT24, VT25 :

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	
Caractéristique géométrique	L(m)	3,50	3,55	3,55	3,55	
	e(m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B(m ²)	0,71	0,71	0,71	0,71	
Sollicitation De Calcul	σ_{max} (Kn/m ²)	5214,45	3776,52	3717,65	3384,77	
	σ_{min} (Kn/m ²)	-4289,59	-4067,52	-3683,9	-2983,94	
	σ_1 (Kn/m ²)	977,71	1469,78	1226,61	851,26	
	V _u (Kn)	31,48	42,53	48,05	48,09	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	L _t (m)	1,60	1,84	1,77	1,66	
	L _c (m)	1,95	1,71	1,78	1,89	
	d ₁	1,3	1,14	1,18	1,26	
	d ₂	0,3	0,7	0,59	0,4	
Ferraillages	N(Kn)	N ₁	804,98	592,83	586,39	529,50
		N ₂	127,1	166,08	145,47	106,4
	A(cm ²)	A _{v1}	20,12	14,82	14,66	13,24
		A _{v2}	3,18	4,15	3,63	2,66
	A _{vj} (cm ²)	0,86	1,17	1,32	1,32	
	A _{v1min} (cm ²)	13,65	11,97	12,39	13,23	
	A _{v2min} (cm ²)	3,15	7,35	6,19	4,2	
	A ₁ =A _{v1} +A _{vj} /4	20,33	15,11	14,99	13,57	
	A ₂ =A _{v2} +A _{vj} /4	3,4	4,44	3,96	2,99	
	A ₁ adopté/ bande (cm ²)	2x6HA16 =24,12cm ²	2x6HA14 =18,48cm ²	2x6HA14 =18,48cm ²	2x6HA12 =13,58cm ²	
	S _t (cm)	15cm	15cm	15cm	13cm	
	A ₂ adopté/bande (cm ²)	2x2HA16 =8,04cm ²	2x4HA14 =12,32cm ²	2x4HA14 =12,32cm ²	2x3HA12 =6,78cm ²	
	S _t (cm)	20cm	20cm	20cm	20cm	
	A _H (cm ²)	5,08	3,77	3,74	3,39	
	A _H adopté (cm ²)	2x5HA12 =11,3cm ² /ml	2x5HA10 =7,86cm ² /ml	2x5HA10 =7,86cm ² /ml	2x5HA10 =7,86cm ² /ml	
	S _t (cm)	20 cm	20 cm	20 cm	20 cm	
A _t (cm ²)	4 épingles de HA8					
Vérification des Contraintes A l'ELS	Contraintes	τ_u (Mpa)	0,035	0,047	0,054	0,054
		τ_b (Mpa)	0,049	0,066	0,075	0,075
	ELS	N _s (Kn)	-1847,4	-1382,09	-904,47	-172,74
		σ_b (Mpa)	-2,47	-1,87	-1,22	-0,23

Ferrailages de voile VL1-VL4 :

Zones		Zone I	ZoneII	Zone III	Zone IV	
Caractéristique géométrique	L(m)	4,00	4 ,00	4,00	4,00	
	e(m)	0,20	0 ,20	0,20	0,20	
	B(m ²)	0,80	0,80	0,80	0,80	
Sollicitation De Calcul	σ_{max} (Kn/m ²)	4328,38	2390,33	1748,99	1210,13	
	σ_{min} (Kn/m ²)	-7835,36	-2799,87	-4267,54	-2994,59	
	σ_1 (Kn/m ²)	2751,37	1040,236	1274,79	887,43	
	V _u (Kn)	37,76	42,74	28,42	30,21	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	L _t (m)	2,58	2,16	2,84	2,85	
	L _c (m)	1,42	1,84	1,16	1,15	
	d1	0,94	1,22	0,77	0,76	
	d 2	1,64	0,94	2,07	2,09	
Ferrailages	N(Kn)	N ₁	665,50	418,53	232,83	159,41
		N ₂	258,63	126,9	98,16	67,44
	A(cm ²)	A _{v1}	16,63	10,46	5,82	3,98
		A _{v2}	6,46	3,17	2,45	1,68
	A _{vj} (cm ²)		1,038	1,175	0,78	0,83
	A _{v1min} (cm ²)		9,87	12,8	8,085	7,9
	A _{v2min} (cm ²)		17,22	9,87	21,73	21,94
	A ₁ =A _{v1} +A _{vj} /4		16,89	10,75	6,015	4,187
	A ₂ =A _{v2} +A _{vj} /4		6,72	3,76	2,64	1,88
	A ₁ adopté/ bande (cm ²)		2x6HA14 =18,48	2x6HA14 =18,48	2x6HA12 =13,58	2x6HA12 =13,58
	S _t (cm)		15cm	15cm	13cm	13cm
	A ₂ adopté/ bande (cm ²)		2x8HA14 =24,64	2x8HA14 =24,64	2x11HA12 =24,88	2x11HA12 =24,88
	S _t (cm)		20cm	15cm	18cm	18cm
	A _H (cm ²)		4,22	3,2	2,02	1,975
	A _H adopté (cm ²)/1ml		2x5HA12 =11,30	2x5HA12 =11,30	2x5HA10 =7,86	2x5HA10 =7,86
	S _t (cm)		20cm	20cm	20cm	20cm
	A _t (cm ²)		4 épingles HA8			
Vérification des Contraintes A l'ELS	Contraintes	τ_u (Mpa)	0,037	0,042	0,028	0,03
		τ_b (Mpa)	0,052	0,059	0,039	0,042
	ELS	N _s (Kn)	-746,33	-519,76	-300,67	-29,5
		σ_b (Mpa)	-0,89	-0,62	-0,36	-0,035

Ferrailages des voiles VL5, VL6, VL7, VL8 :

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	
Caractéristique géométrique	L(m)	1,35	1,35	1,35	1,35	
	e(m)	0,20	0,20	0,20	0,20	
	B(m ²)	0,27	0,27	0,27	0,27	
Sollicitation De Calcul	σ_{max} (Kn/m ²)	7360,97	1609,05	669,05	220,81	
	σ_{min} (Kn/m ²)	-7360,01	-2430,2	-3250,13	-2076,21	
	σ_1 (Kn/m ²)	2919,4	922,26	579,44	205,24	
	V _u (Kn)	34,05	42,87	28,42	30,21	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	L _t (m)	1,01	0,82	1,12	1,22	
	L _c (m)	0,34	0,53	0,23	0,13	
	d 1	0,226	0,35	0,15	0,40	
	d 2	0,784	0,47	0,77	0,82	
Ferrillages	N(Kn)	N ₁	150,97	88,6	18,73	3,66
		N ₂	65,98	32,28	8,70	1,76
	A(cm ²)	A _{v1}	3,77	2,215	0,47	0,09
		A _{v2}	1,65	0,8	0,22	0,044
	A _{vj} (cm ²)	0,93	1,177	0,78	0,83	
	A _{v1min} (cm ²)	2,37	3,67	1,57	0,90	
	A _{v2min} (cm ²)	8,23	4,93	8,08	8,9	
	A ₁ =A _{v1} +A _{vj} /4	4,00	2,51	0,66	0,30	
	A ₂ =A _{v2} +A _{vj} /4	1,88	1,094	0,41	0,25	
	A1 adopté/ bande (cm ²)	2x3HA14 =9,24	2x3HA14 =9,24	2x2HA12 =4,52	2x3HA12 =4,52	
	S _t (cm)	10cm	11cm	10cm	13cm	
	A2 adopté/ bande (cm ²)	2x4HA14 =12,32	2x4HA14 =12,32	2x4HA14 =9,04	2x4HA12 =9,04	
	S _t (cm)	15cm	11cm	18cm	18cm	
	A _H (cm ²)	1,00	0,92	0,4	0,22	
	A _H adopté (cm ²)	2x5HA12 =11,3	2x5HA12 =11,3	2x5HA10 =7,86	2x5HA10 =7,86	
	S _t (cm)	20cm	20cm	20cm	20cm	
	A _t (cm ²)	4 épingles HA8				
Vérification des Contraintes A l'ELS	Contraintes	τ_u (Mpa)	0,10	0,126	0,083	0,088
		τ_b (Mpa)	0,140	0,176	0,117	0,124
	ELS	N _s (Kn)	-439,12	-25,32	-334,16	-210,11
		σ_b (Mpa)	-1,52	-0,087	-1,178	-0,74

Ferrailages des voiles VL9, VL10 :

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	
Caractéristique géométrique	L(m)	1,80	1,80	1,80	1,80	
	e(m)	0,20	0,20	0,20	0,20	
	B(m ²)	0,36	0,36	0,36	0,36	
Sollicitation De Calcul	σ_{max} (Kn/m ²)	3831,05	3874,83	3802,21	3709,88	
	σ_{min} (Kn/m ²)	-5593,44	-6451,1	-6551,94	-6681,31	
	σ_1 (Kn/m ²)	2112,45	2345,47	2334,69	2347,46	
	V _u (Kn)	56,92	7,42	8,20	38,64	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	L _t (m)	1,07	1,13	1,14	1,16	
	L _c (m)	0,73	0,67	0,66	0,64	
	d1	0,48	0,446	0,44	0,426	
	d2	0,59	0,684	0,7	0,734	
	Ferrailages	N(Kn)	N ₁	285,29	277,42	270,02
N ₂			101,4	104,6	102,72	100
A(cm ²)		A _{v1}	7,13	6,93	6,75	6,45
		A _{v2}	2,53	2,61	2,57	2,5
A _{vj} (cm ²)		1,56	0,2	0,22	1,06	
A _{v1min} (cm ²)		5,04	4,68	4,62	4,47	
A _{v2min} (cm ²)		6,19	7,18	7,35	7,70	
A ₁ =A _{v1} +A _{vj} /4		7,52	6,98	6,80	6,71	
A ₂ =A _{v2} +A _{vj} /4		2,92	2,66	2,62	2,76	
A1 adopté/ bande (cm ²)		2x4HA14 =12,32	2x4HA14 =12,32	2x4HA12 =9,04	2x4HA12 =9,04	
S _t (cm)		12cm	11cm	11cm	10,5cm	
A2 adopté/ bande (cm ²)		2x4HA12 =9,04	2x4HA12 =9,04	2x4HA12 =9,04	2x4HA12 =9,04	
S _t (cm)		14cm	17cm	17cm	18cm	
A _H (cm ²)		1,88	1,79	1,83	1,92	
A _H adopté (cm ²)		2x5HA10 =7,86	2x5HA10 =7,86	2x5HA10 =7,86	2x5HA10 =7,86	
S _t (cm)		20cm	20cm	20cm	20cm	
A _t (cm ²)		4 épingles HA8				
Vérification des Contraintes A l'ELS		Contraintes	τ_u (Mpa)	0,125	0,016	0,018
	τ_b (Mpa)		0,175	0,022	0,025	0,120
	ELS	N _s (Kn)	-467,86	-49,22	-305	-621,21
		σ_b (Mpa)	1,236	0,13	0,816	1,66

Chapitre VIII

Etude de mur plaque

Introduction

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles encastées au niveau de la fondation. On effectuera le calcul pour une bande de 1m de longueur à l'état d'équilibre au repos et sous l'effet dynamique et on opte pour le ferrailage le plus défavorable.

VIII-1 : Pré dimensionnement du mur plaque :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 99/version 2003 (Art 10.1.2) pour le mur plaque est de 15 cm, on opte pour une épaisseur de 20 cm.

1. Prescriptions du RPA99/version 2003 Article 10.4.3

La poussée active dynamique globale qui s'exerce à l'arrière du mur est égale à :

$P_{ad} = \frac{1}{2} \times K_{ad} \times [1 \pm K_v] \times \gamma \times H^2$, appliquée horizontalement à $\frac{H}{2}$ au dessus de la base de la semelle du mur.

Avec :

K_{ad} : Coefficient de la poussée dynamique donnée par :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2\theta} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\phi \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos\theta \cos\beta}} \right]^2$$

Avec :

γ : Poids volumique du sol du remblai.

ϕ : Angle de frottement interne du remblai sans cohésion.

β : Angle de la surface du remblai sur l'horizontal.

H : Hauteur de la paroi verticale à l'arrière du mur sur laquelle s'exerce P_{ad}

$$\theta = \arctg\left(\frac{K_h}{1 \pm K_v}\right)$$

$K_h = A$: coefficient d'accélération de zone (Art 10.4.2)

$K_v = \pm 0,3K_h$: Contrainte verticale (Art10.4.2)

2. Caractéristiques du sol

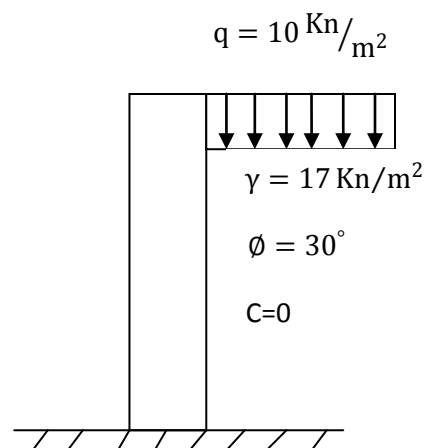
*Poids spécifique :

*Angle de frottement :

* Cohésion : $C = 0$ (sol pulvérulent)

* Surcharges éventuelles :

* Contrainte du sol : 3,3 bars



3. Détermination des sollicitations

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

σ_h : Contrainte horizontale.

σ_v : Contrainte verticale.

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V$$

$$K_0 = tg^2 \left[\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right]$$

Avec : K_0 : Coefficient de poussée des terres et ϕ : Angle de frottement interne.

$$k_0 = \operatorname{tg}^2 \left[\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right] = \operatorname{tg}^2 \left[\frac{180}{4} - \frac{30}{2} \right] = 0,33$$

- **ELU**

$$\sigma_H = k_0 \times H = k_0 [1,35 \times \gamma \times h + 1,5q]$$

$$h = 0\text{m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0,33 \times 1,5 \times 10 = 4,95 \text{ Kn/m}^2$$

$$h = 6,12\text{m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,33 [1,35 \times 6,12 \times 17 + 1,5 \times 10] = 51,3 \text{ Kn/m}^2$$

- **ELS**

$$\sigma_H = k_0 \times H = k_0 [\gamma \times h + q]$$

$$h = 0\text{m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0,33 \times 10 = 3,3 \text{ Kn/m}^2$$

$$h = 6,12\text{m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,33 [6,12 \times 17 + 10] = 37,63 \text{ Kn/m}^2$$

- **Calcul dynamique :**

$$k_h = k_{ad} \times (1 + k_v) \times \sigma_v$$

$$k_h = A = 0,15 \text{ coefficient d'acceleration de zone (RPA Art 10.4.2)}$$

$$k_v = \pm 0,3k_h = 0,045$$

$$k_{ad} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos\theta^2} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\phi \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos\theta \cos\beta}} \right]^{-2} = 0,41$$

$$\theta = \operatorname{arctg} \frac{k_h}{1 \pm k_v} = 8,17^\circ$$

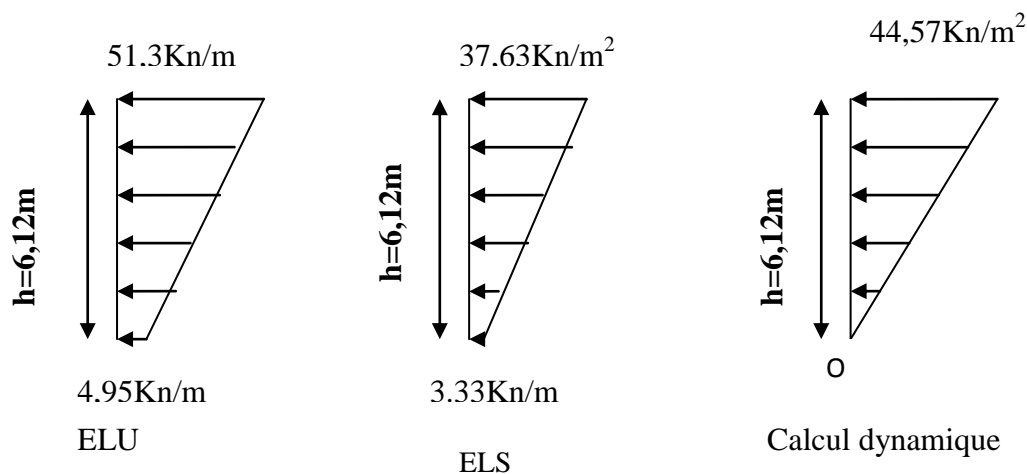
$$\beta = 0$$

$$\sigma_h = k_{ad} (1 + k_v) \times \sigma_v = k_{ad} (1 + k_v) \times \gamma \times h$$

$$\text{pour } h = 0 \rightarrow \sigma_h = 0$$

$$\text{pour } h = 6,12 \rightarrow \sigma_h = 44,57 \text{ Kn/m}^2$$

Diagramme des contraintes :



Charges moyennes à considérer dans les calculs pour une bande de 1 m

$$\text{calcul dynamique: } q_u = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 44,57 + 0}{4} = 33,42 \text{ Kn/m}$$

$$\text{ELU: } q_u = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 51,3 + 4,95}{4} = 39,71 \text{ Kn/m}$$

$$\text{ELS: } q_u = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 37,63 + 3,33}{4} = 29,05 \text{ Kn/m}$$

VIII-2 : Ferrailage du mur plaque :

1. Méthode de calcul :

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastées à la base et libre dans les trois cotés.

2. Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des

Coefficients suivants :

Moment en travée : 0,85

Moment d'encastrement sur les grands cotés :

0,3 → appui de rive.

0,5 → autre appui.

3. Identification des panneaux :

$$l_x = 3,35\text{m}$$

$$l_y = 4\text{m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,83 > 0,4 \Rightarrow \text{le panneau travail dans les deux sen}$$

***ELU**

$$\rho = 0,83 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0531 \\ \mu_y = 0,649 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times q l_x^2 = 23,66 \text{Kn. m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 15,35 \text{Kn. m}$$

-Correction des moments :

Sens XX :

Aux appuis : $0,5M_{0x}=0,5 \times 23,66=11,83 \text{Kn.m}$

En travée : $0,85M_{0x}=0,85 \times 23,66=20,11 \text{Kn.m}$

Sens YY :

Aux appuis : $0,5M_{0y}=0,5 \times 15,35=7,67 \text{Kn.m}$

En travées : $0,85M_{0y}=0,85 \times 15,35=13,04 \text{Kn.m}$

***ELS**

$$\rho = 0,82 \begin{cases} \mu_x = 0,0600 \\ \mu_y = 0,75 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times ql_x^2 = 19,56 \text{Kn.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 14,67 \text{Kn.m}$$

-Correction des moments :

Sens XX :

Aux appuis : $M_a = 0,5M_{0x}=0,5 \times 19,56=9,78 \text{Kn.m}$

En travée : $M_t = 0,85M_{0x}=0,85 \times 19,56=16,62 \text{Kn.m}$

Sens YY :

Aux appuis : $M_a = 0,5M_{0y}=0,5 \times 14,67=7,33 \text{Kn.m}$

En travées : $M_t = 0,85M_{0y}=0,85 \times 14,67=12,46 \text{Kn.m}$

VIII.3 :Ferrailage :

***Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

Sens	Zone	$M_u(\text{Kn.m})$	μ_b	μ_l	Section	β	$A_s (\text{cm}^2)$	$A_{\min} (\text{cm}^2)$	A_{adop}	$S_t \text{ cm}$
XX	Appuis	11,83	0,026	0,392	SSA	0,987	1,91	2	6HA12 =6,78	16
	Travée	20,11	0,044	0,392	SSA	0,978	3,28	2	6HA12 =6,78	16
YY	Appuis	7,67	0,016	0,392	SSA	0,992	1,23	2	6HA12 =6,78	16
	Travée	13,04	0,028	0,392	SSA	0,986	2,11	2	6HA12 =6,78	16

***Recommandations du RPA :**

Le mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical)

$$A_{\min} \geq 0,001bh = 0,001 \times 100 \times 20 = 2\text{cm}^2$$

Les deux nappes sont reliées par quatre épingles/m² de HA8.

VIII.4 : Vérification à l'ELS :

a-Vérification des contraintes dans le béton :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \rightarrow \text{Avec } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 6,78}{18 \times 100} = 0,379$$

Sens	Zone	M _s (Kn.m)	ρ ₁	β	K ₁	σ _{st} Mpa	σ _{bc} Mpa	σ̄ _{bc} Mpa
XX	appuis	9,78	0,379	0,905	37,63	88,54	2,35	15
	travée	16,62	0,379	0,905	37,63	150,48	3,99	15
YY	appuis	7,33	0,379	0,905	37,63	66,36	1,76	15
	travée	12,46	0,379	0,905	37,63	112,81	2,99	15

Remarque :

Les contraintes dans le béton sont vérifiées

-Calcul de la flèche :

$$\frac{h}{l_x} > \frac{M_t}{20M_x} \Rightarrow \frac{20}{335} = 0,059 > \frac{16,62}{20 \times 19,56} = 0,042$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{6,78}{100 \times 18} = 0,0037 < \frac{2}{400} = 0,005$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

b-Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}) \right\} = \min(266,66; 201,63) = 201,63 \text{Mpa}$$

***Recherche de la position de l'axe neutre y1 :**

Sens XX

- Appuis :

$$by_1^2 + 30A_{st}y_1 - 30A_{st}d = 0$$

$$100y_1^2 + 203,4y_1 - 3661,2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 1227,13$$

$$y_1 = 5,12 \text{ cm}$$

***Moment d'inertie :**

$$I = \frac{by_1^3}{12} + 15A_{st}(d - y_1)^2$$

$$I = 17989,94 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{st} = 15 \left(\frac{M_s}{I} \right) (d - y_1)$$

Sens	Zone	M _s (Kn.m)	A _s (cm ²)	y ₁ (cm)	I (cm ⁴)	σ _{st} Mpa	σ̄ _{st} Mpa
XX	appuis	9,78	6,78	5,12	17989,94	105,03	201,63
	travée	16,62	6,78	5,12	17989,94	178,48	201,63
YY	appuis	7,33	6,78	5,12	17989,94	78,71	201,63
	travée	12,46	6,78	5,12	17989,94	133,81	201,63

Remarque :

Les contraintes dans le béton sont vérifiées

Chapitre IX

Etude de l'infrastructure

Introduction :

Les fondations : base de l'ouvrage qui se trouve en contact direct avec le terrain d'assise (sol) et qui a pour fonction de base l'interaction entre le sol et la structure. Les fondations concernent toutes les catégories de structures (béton, béton armé, charpente en bois, charpente métallique) et tous les ouvrages (bâtiments, ouvrages d'arts, murs de soutènement...).

Les principaux rôles de la fondation sont :

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage (le terrain d'assise ne doit pas tasser, et la structure ne doit pas se déplacer).

Les fondations doivent être en équilibre sous :

- Les sollicitations dues à la superstructure (N et M) ; ces actions sont de différentes origines (permanentes, d'exploitation, climatiques, accidentelles, séismes...).
- Les sollicitations dues au sol ; ces sollicitations sont fonction de la nature du sol et donc de sa capacité portante et donc de la contrainte admissible du sol et de la présence de la nappe phréatique (nappe d'eau).

On distingue deux principaux types de fondations selon la profondeur à laquelle elles se situent :

- **Les fondations superficielles** appelées aussi **fondations ordinaires** : elles sont utilisées quand le bon sol est proche de la surface. Ce type de fondation comprend les semelles et les longrines.
- **Les fondations profondes** : systèmes de fondations par *puits* ou par *pieux* employés quand le bon sol est situé en profondeur.

❖ **Choix du type de fondation :**

Le choix de tel ou tel type de fondation dépend :

- De la nature du terrain, profondeur de la couche résistante.
- Du type d'ouvrage à fonder : c'est-à-dire de l'intensité des forces à transmettre et de la façon dont ces forces sont transmises aux massifs de fondation.
- Du matériau utilisé.
- Du site.
- Coût...

❖ **Etude géotechnique du sol :**

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Une étude préalable du sol nous a donné les résultats suivants :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 3,33$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles filantes et un radier général. En fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle Convenable.

IX-1 Dimensionnement :**a. Semelles filantes sous voiles :**

$$\frac{N_S}{S} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow \frac{G + Q}{B \times L} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{L \times \sigma_{\text{sol}}}$$

Avec : B : Largeur de la semelle
 L : Longueur de la semelle
 G : Charge permanente revenant au voile considéré
 Q : Surcharge d'exploitation revenant au voile considéré
 σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IX.1 Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).

voile	Ns(KN)	L(m)	B(m)	S=BxL(m ²)
VL1	2096,13	4,00	1,57	6,28
VL2	2118,45	4,00	1,59	6,36
VL3	2088,03	4,00	1,56	6,24
VL4	2118,89	4,00	1,59	6,36
VL5	990,06	1,35	2,20	2,97
VL6	999,98	1,35	2,22	2,997
VL7	971,97	1,35	2,16	2,916
VL8	1002,13	1,35	2,23	3,01
VL9	821,50	1,80	1,37	2,466
VL10	1346,13	1,80	2,24	4,032
				Somme=43,631

Tableau IX.1 Surface des semelles filantes sous voiles (sens transversal).

Voile	Ns (KN)	L(m)	B(m)	S=BxL(m ²)
VT1	3146,26	3,25	2,90	9,425
VT2	3162,89	3,25	2,92	9,49
VT3	3127,18	3,25	2,88	9,36
VT4	3150,38	3,25	2,91	9,46
VT11	601,42	1,40	1,29	1,806
VT12	580,52	1,40	1,24	1,736
VT13	608,24	1,40	1,30	1,82
VT14	593,48	1,40	1,28	1,792
VT15	1952,49	1,80	3,25	5,85
VT17	1961,96	1,80	3,27	5,886
VT17	2054,81	1,80	3,42	6,156
VT18	861,58	1,80	1,43	2,574
VT19	2109,54	1,80	3,52	6,336
VT20	1929,56	1,80	3,22	5,796
VT21	1956,56	1,80	3,26	5,868
VT22	1354,57	1,30	3,13	4,069
VT23	1386,71	1,30	3,20	4,16
VT24	2478,79	3,55	2,10	7,455
VT25	2546,79	3,55	2,15	7,63
				Somme : 110,83

b. Semelles filantes sous poteaux :

• **Hypothèse de calcul :**

Une semelle est infiniment rigide et engendre une répartition linéaire de contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

• **Etapas de calcul :**

- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$

- Détermination des coordonnées de la résultante R

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

- Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :

Si $e > \frac{L}{6} \rightarrow$ Répartition triangulaire

Si $e \leq \frac{L}{6} \rightarrow$ Répartition trapézoïdale

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

- Détermination de la largeur de la semelle : $B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$

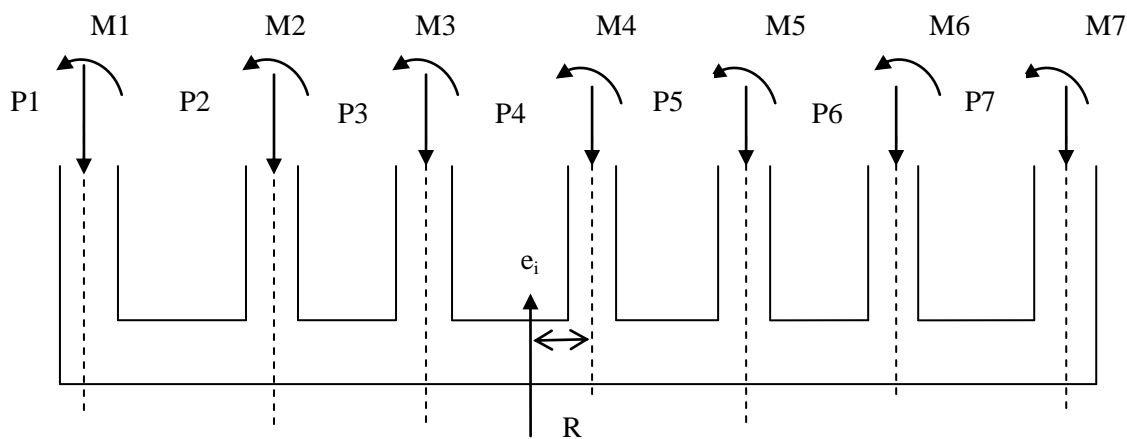


Figure X-1 : Semelles filante sous poteaux

• Application

1. Détermination de la résultante des charges :

On fera le calcul sur le portique longitudinal (D-D)

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau X-3 : Surface de semelles filantes sous poteaux :

poteaux	N (KN)	ei (m)	Mi (KN.m)	ei x Mi
1	1172,83	-12,025	-6,585	-14103,28
2	1303,52	-7,80	1,022	-10167,45
3	864,12	-4,00	4,568	-3456,48
4	506,52	0,00	-0,279	0
5	891,43	4,00	-4,140	3565,72
6	1306,85	7,80	-1,011	10193,43
7	1150,11	12,025	6,616	7609,137
	$\sum N_i=7195,38$		$\sum M_i=0,191$	$\sum eiMi=-6358,92$

$$R = \sum N_i = 7195,38 \text{KN}$$

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-6358,92 + 0,191}{7195,38} = -0,88 \text{m}$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = -0,88 \text{m} < \frac{L}{6} = \frac{24,05}{6} = 4 \rightarrow \text{Répartition trapèzoidale}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{7195,38}{24,05} \left(1 + \frac{6 \cdot (-0,88)}{24,05} \right) = 233,5 \text{ KN/m}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{7195,38}{24,05} \left(1 - \frac{6 \cdot (-0,88)}{24,05} \right) = 364,87 \text{ KN/m}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) = \frac{7195,38}{24,05} \left(1 + \frac{3 \cdot (-0,88)}{24,05} \right) = 266,34 \text{ KN/m}$$

• Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{266,34}{333} = 0,80 \text{m} \quad \text{on prend } B = 1 \text{m}$$

On aura donc : $S = B \times L = 1 \times 24,05 = 24,05 \text{m}^2$

La surface totale des semelles sous poteaux : $S_t = S \times n = 24,05 \times 7 = 168,35 \text{m}^2$

n et n' : nombre de portiques dans le sens longitudinal.

La surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_{\text{total}} = S_{V(s\text{-tran})} + S_{V(s\text{-long})} + S_t(\text{pot}) = 43,63 + 110,83 + 168,35 = 322,81 \text{m}^2$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 471,62 \text{m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure :

$$\frac{S_t}{S_B} = \frac{322,81}{471,62} = 0,6845$$

La surface totale des semelles représente **68,45 %** de la surface totale du bâtiment.

La surface totale des semelles occupe une superficie supérieure à 50% de la surface totale du bâtiment, alors on opte pour un radier général.

X-2 : Etude du radier général :

Un radier est une dalle en béton armé épaisse nervurée ou non, située sous tout ou une partie d'un bâtiment qui prend appui sur le sol. Les charges sont ainsi réparties sur une très grande surface de façon à réduire les pressions sur le sol de fondation.

Le radier se comporte comme un plancher renversé qui est soumis :

- à des charges verticales ponctuelles (poteaux) ou linéiques (murs) descendantes provenant des porteurs verticaux,
- et à une action verticale ascendante du sol supposée uniformément répartie sur toute la surface.

IX-2-1 Pré dimensionnement du radier :

-Condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{\min} = 25\text{cm}$).

Condition forfaitaire.

- Sous voiles :

$$\frac{l_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{l_{\max}}{5} \Rightarrow \frac{400}{8} = 50 \leq h \leq 80$$

On prend $h=70\text{cm}$

h : épaisseur du radier

L_{\max} : distance entre deux voiles successifs ; $L_{\max}=3,55\text{m}$

- Sous poteaux :

$$h_d \geq \frac{l_{\max}}{20} = \frac{400}{20} = 20\text{cm} \quad \text{on prend } h_d = 30\text{cm}$$

-La nervure :

La nervure du radier doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{l_{\max}}{10} = \frac{400}{10} = 40\text{cm} \quad \text{soit } h_n = 80\text{cm}$$

- La base de la nervure :

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n$$

$$0,4 \times 80 = 32\text{cm} \leq b_n \leq 0,7 \times 80 = 56\text{cm} \quad \text{on prend } b_n = 50\text{cm}$$

-Condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} l_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times l_e \text{ ce qui conduit } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times l_{\max}\right)^4 \times \frac{3 \times K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K= 40 \text{ MPa}$ pour un sol moyen

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m)

E : Module de déformation longitudinale déferée

$$E = 3700 \sqrt[3]{f_{t28}} = 10818,86 \text{ MPA}$$

L_{\max} : Distance maximale entre nus des nervures.

D'où

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3,14} \times 4\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0,77 \text{ m}$$

Conclusion :

On optera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$$h_{\text{ nervure}} = 80 \text{ cm}$$

$$h_{\text{ dalle}} = 30 \text{ cm}$$

$$b_{\text{ nervure}} = 50 \text{ cm}$$

IX-2-2)- Détermination de la surface nécessaire du radier :

a-Poids de la superstructure :

Pour le calcul des charges de la superstructure, on fait la somme des masses des planchers.

- Charge permanente : $G_{\text{ bâtiment}} = 57\,910,7$. (ETABS)
- Surcharge d'exploitation : $Q_{\text{ bâtiment}} = 12\,883,45 \text{ KN}$. (ETABS)

b-Combinaisons d'actions :

L'ELU :

$$N_U = 1,35G + 1,5Q \rightarrow N_U = 1,35 \times 57\,910,7 + 1,5 \times 12\,883,45 = 97\,504,62 \text{ Kn}$$

L'ELS : $N_S = G + Q \rightarrow N_S = 57\,910,7 + 12\,883,45 = 70\,794,04 \text{ kn}$

c- Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$L'ELU: \quad S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{97\,504,62}{1,33 \times 333} = 220,15 \text{ m}^2$$

$$L'ELS: \quad S_{\text{ardier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{70\,794,04}{333} = 212,59 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = \max (S_{\text{rad}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{rad}}^{\text{ELS}}) = 220,15 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 471,62 > S_{\text{radier}} = 220,15 \text{ m}^2$$

Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous propose les règles du BAEL, qui sera calculé comme suite :

$$h_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\right) = \max\left(\frac{80}{2}; 30\right) = 40\text{cm}$$

On prend $h_{\text{deb}} = 50\text{cm}$

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}}$

$$S_{\text{rad}} = 471,62 + (24,05 + 19,61) \times 2 \times 0,5 + 0,5 \times 0,5 \times 4 = 516,28 \text{ m}^2$$

d-Calcul des efforts à la base du radier :***Charges permanentes :**

Poids de bâtiment : $G = 57910,7 \text{ KN}$

1-Poids de radier :

$G =$ Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante + poids de mur plaque.

***Poids de la dalle:**

$$P_{\text{dalle}} = (S_{\text{radier}} \times h_d) \times \rho_{\text{béton}} = (516,28 \times 0,3) \times 25 = 3872,1 \text{ KN}$$

*** Poids des nervures:**

$$P_{\text{ner}} = b_n \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_{\text{béton}}$$

avec n : nombre de portique dans le sens considérée

$$P_{\text{ner}} = [(0,5 \times (0,8 - 0,3) \times 24,05 \times 7) + (0,5 \times (0,8 - 0,3) \times 19,61 \times 7)] \times 25 = 1910,125 \text{ KN}$$

***Poids de TVO :**

$$\text{T.V.O} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_{\text{rad}} - h_{\text{ner}}) \times \rho_{\text{béton}}$$

$$\text{Avec: } S_{\text{ner}} = (0,5 \times 24,05 \times 7) + (0,5 \times 19,61 \times 7) = 152,81 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{TVO}} = [(516,28 - 152,81) \times (0,8 - 0,3)] \times 25 = 3089,50 \text{ KN}$$

***Poids de la dalle flottante :**

$$P_{\text{df}} = S_{\text{radier}} \times e_p \times \rho_{\text{béton}} = 516,28 \times 0,1 \times 25 = 1290,7 \text{ KN}$$

***Poids de mur plaque :**

$$P_{\text{mur plaque}} = (S_{\text{mur}} \times h) \times \rho = 0,20 \times 6,12 \times 25 \times (2 \times 24,05 + 19,61) = 2071,92 \text{ KN}$$

2-Charge permanente apportée sur le radier GT :

$GT = P$ (superstructure) + P (infrastructure) + P (mur plaque)

$$G_t = 8871,72 + 57910,7 + 2071,92 = 68854,34 \text{ KN}$$

3- Charge d'exploitation apportée sur le radier QT :

Surcharge du bâtiment : $Q_{\text{bâtiment}}=12883,45\text{Kn}$
 Surcharge du radier : $Q_{\text{radier}}= 3,5 \times 516,28=1806,98 \text{ KN}$
 Surcharge totale : $Q_{\text{total}}=14690,43\text{Kn}$

4-Combinaison d'actions :

à l'ELU: $N_u = 1,35 \times 68854,34 + 1,5 \times 14690,43 = 114989 \text{ KN/ml}$
 à l'ELS: $N_s = 68854,34 + 14690,43 = 83544,77 \text{ KN/ml}$

IX-2-3 : Vérification :

a- Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa} \right\} = 3,33\text{Mpa}$$

$b=1\text{m}$; $d=0,9$ $h_d=0,9 \times 0,3=0,27\text{m}$

$$T_u = q_u \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{114989 \times 1}{516,28} \times \frac{4}{2} = 445,45\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{445,45}{100 \times 27} = 1,65\text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b-Vérification de la stabilité du radier :

Elle consiste, à vérifier les contraintes du sol sous le radier ; sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux dus aux charges verticales.
- Effort de renversement du au séisme.

$$M = M_0 + T_0 h$$

M_0 : moment sismique à la base de la structure.
 T_0 : Effort tranchant à la base de la structure.
 h : profondeur de l'infrastructure

Le diagramme trapézoïdal des contraintes donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier que :

à ELU : $\sigma_m \leq 1,33\sigma_{\text{sol}}$

à ELS : $\sigma_m \leq \sigma_{\text{sol}}$

Avec :

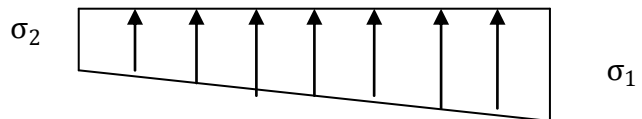


Figure IX-2 : Diagramme des contraintes

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 333 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad 1,33\sigma_{\text{sol}} = 442,89 \text{ KN/m}^2$$

- Calcul du CDG et des moments d'inertie :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 9,805\text{m} \qquad y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 12,025\text{m}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

- Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \sum_1^n (I_{xi} + S_i(X_i - X_G)^2) \quad ; \quad I_{yy} = \sum_1^n (I_{yi} + S_i(Y_i - Y_G)^2)$$

$$I_{xx} = 22732,2\text{m}^4 \quad ; \quad I_{yy} = 15113,55\text{m}^4$$

- Calcul des moments :

$$M_x = 479,784 + (38506,718 \times 0,8) = 31285,16 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 466,029 + (31427,004 \times 0,8) = 25607,63 \text{ KN.m}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

sens	ELU					ELS				
	σ_1	σ_2	σ_m	$1,33\sigma_{sol}$	Obs	σ_1	σ_2	σ_m	σ_{sol}	Obs
x-x	236,22	209,23	229,47	442,89	OK	175,31	148,32	168,56	333	OK
y-y	243,10	202,35	232,91		OK	182,19	141,45	172		OK

c- Vérification au poinçonnement (Art A.5.2, 42 /BAEL91) :

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite

$$N_u \leq \frac{0,045\mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : N_u : Charge de calcul à l'E.L.U pour le poteau ou voile le plus sollicité ;

μ_c : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan du feuillet moyen du radier

h : Hauteur de la nervure

a : Épaisseur du voile ou du poteau

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

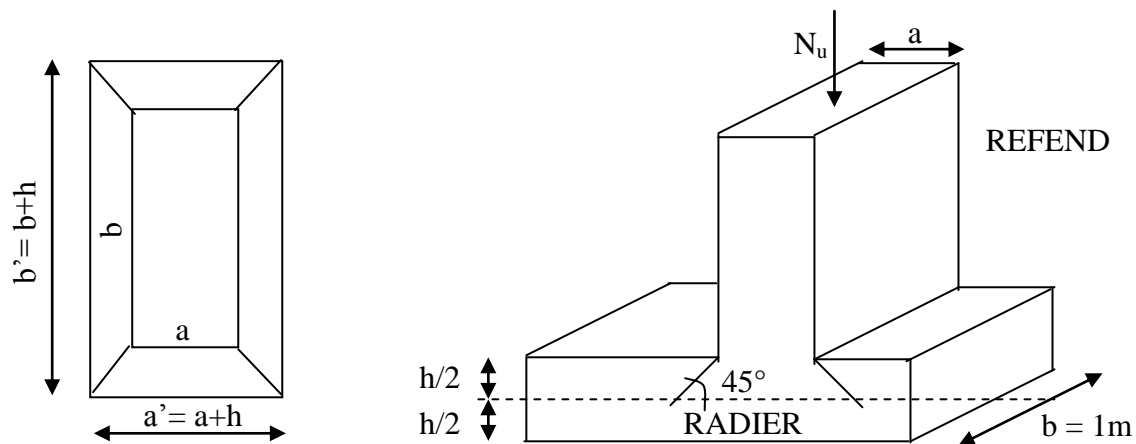


Figure IX-3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

****Calcul du périmètre utile μ_c :**

• **Poteaux :**

$$\mu_c = 2 \times (a + b) = 2 \times (a + b + 2h) = 2 \times (0,45 + 0,45 + 2 \times 0,8) = 5\text{m}$$

$$N_u = 1808,34\text{KN} < \frac{0,045 \times 5 \times 0,8 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 3000\text{KN} \rightarrow \text{C. Vérifiée}$$

• **Voile :**

On considère une bande de 1ml du voile :

$$\mu_c = 2 \times (a + b) = 2 \times (a + b + 2h) = 2 \times (0,2 + 1 + 2 \times 0,8) = 5,6\text{m}$$

$$N_u = 2896,43\text{KN} < \frac{0,045 \times 5,6 \times 0,8 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 3360\text{KN} \rightarrow \text{C. Vérifiée}$$

d- Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P \geq \alpha \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w \times Z = 1,5 \times 516,28 \times 10 \times 0,8 = 6195,36\text{KN}$$

P : Poids total du bâtiment à la base du radier

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1.5$

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10\text{KN/m}^3$)

Z : profondeur de l'infrastructure ($h = 0,8\text{m}$)

$P = 68854,34\text{KN} > 6195,36\text{KN} \longrightarrow$ Pas de risque de soulèvement de la structure.

IX-3 Ferrailage du radier :

Pour le ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 91(modifié 99). Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

IX-3-1 Les contraintes prise en compte dans les calculs :

Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte maximale σ_m^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$\text{ELU} : \sigma_m^{\max} = \max(229,47; 232,91) = 232,91 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS} : \sigma_m^{\max} = \max(168,56; 172) = 172 \text{ KN/m}^2$$

D'ou:

ELU:

$$q_u = \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 232,91 - \frac{57910,7}{516,28} = 120,74 \text{ KN/m}^2$$

ELS:

$$q_s = \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 172 - \frac{57910,7}{516,28} = 59,83 \text{ KN/m}^2$$

IX-3-2 Ferrailage de la dalle :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

1- Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 appuis :

On distingue deux cas ; selon

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec } L_x < L_y$$

1^{er} cas : $\alpha < 0,4 \rightarrow$ Flexion longitudinale négligeable (le panneau travaille dans un seul sens).

$$M_{ox} = q_u \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{oy} = 0$$

2^{ème} cas : $0,4 < \alpha < 1$ Les deux flexions interviennent (le panneau travaille dans les deux sens).

Les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

2- Identification du panneau le plus sollicité :

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes : $\begin{cases} L_x = 3,35\text{m} \\ L_y = 4,00\text{m} \end{cases}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,35}{4,00} = 0,84 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle travail dans les deux sens.}$$

panneaux	Lx(m)	Ly(m)	$\alpha = L_x/L_y + 0,84$	ELU		ELS	
				μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
1	3,35	4,00	0,84	0,0520	0,667	0,0589	0,764

3- Calcul des moments isostatiques :

Les moments isostatiques dans les directions sont donnés par les formules suivantes :

		ELU : $qu=120,74\text{KN/m}^2$		ELS : $qs=59,83\text{KN/m}^2$	
panneaux	Lx(m)	M_{ox}	M_{oy}	M_{ox}	M_{oy}
1	3,35	70,43	46,98	39,54	30,21

Remarque :

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :

- Moment en travée : $0,75M_{oy}$ ou $0,75M_{ox}$
- Moment sur appuis : $0,5M_{oy}$ ou $0,5M_{ox}$

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement Partiel alors :

- Moment en travée : $0,85M_{ox}$ ou $0,85M_{oy}$
- Moment sur appui de rive : $0,3M_{ox}$ ou $0,3M_{oy}$
- Moment sur appui intermédiaire : $0,5M_{ox}$ ou $0,5M_{oy}$

4) Ferrailage du panneau :

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \quad ; \quad \mu = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} \quad ; \quad A_a = \frac{M_u^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

Sections minimales :

- **Sens de la petite portée (lx) :**

$$w_x = \frac{A_x}{bh} \geq w_0 \left(\frac{3 - \rho_x}{2} \right)$$

$$W_0 = 0,8\text{‰} \quad \text{pour HA et FeE400}$$

$$A_x \geq W_0 \left(\frac{3 - \rho_x}{2} \right) bh$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \left(\frac{3 - 0,84}{2} \right) = 2,59 \text{ cm}^2$$

- **Sens de la grande portée (ly) :**

$$w_x = \frac{A_x}{bh} \geq w_0 \rightarrow A_y^{\min} = w_0 \cdot bh$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 = 2,4 \text{ cm}^2$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

sens	Zone	M _U (Kn.m)	μ	μ _l	Obs	β	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{ad} (cm ²)	A _S (cm ²)	St (cm)
XX	Appuis	35,215	0,034	0,392	SSA	0,983	3,81	2,59	5HA14	7,70	20
	Travée	52,82	0,051		SSA	0,974	9,98	2,59	6HA16	12,06	17
YY	Appuis	23,49	0,022		SSA	0,989	2,29	2,40	5HA14	7,70	20
	Travée	35,235	0,034		SSA	0,983	3,45	2,40	6HA16	12,06	17

5-Vérifications à L'ELU :

a-Vérification de la condition de non fragilité :

Il faut vérifier que : $A_s \geq A_{\min}$

sens	Zone	As (cm ²)	Amin (cm ²)	observation
X-X	Appuis	7,70	2,59	La condition est vérifiée
	Travée	12,06	2,59	
Y-Y	Appuis	7,70	2,40	
	Travée	12,06	2,40	

b-Espacement des armatures : (BAEL91/A8.2, 42)

➤ Sens de la petite portée :

Aux appuis $S_t = 20 \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \{90\text{cm}, 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$
 En travée $S_t = 25 \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \{90\text{cm}, 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$ } **Condition vérifiée**

➤ Sens de la grande portée:

Aux appuis $S_t = 20 \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \{120\text{cm}, 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$
 En travée $S_t = 25 \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \{120\text{cm}, 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$ } **Condition vérifiée**

c-Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_s}; 4\text{Mpa} \right\} = 2,5\text{Mpa} \quad \text{avec } V_u = \frac{q_u \cdot l}{2}$$

$$\tau_u = \frac{202,23}{100,27} = 0,74\text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

6-Vérifications à l'ELS :

-Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

On doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2f_e}{3}; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \leq \bar{\sigma}_b = 15\text{Mpa} \quad \text{avec } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_s}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{d \cdot b}$$

Les résultats sont donnés sur le tableau ci dessous

sons	zone	M _s (Kn.m)	ρ	β	k	σ _s (Mpa)	σ _s (Mpa)	σ _b (Mpa)	σ _b (Mpa)	Obs
X-X	Appuis	19,77	0,28	0,916	44,52	103,8	201,6	2,33	15	vérifiée
	Travée	29,65	0,44	0,899	34,50	101,28	201,6	2,93	15	
Y-Y	Appuis	15,10	0,28	0,916	44,52	79,29	201,6	1,78	15	
	Travée	22,10	0,44	0,899	34,50	75,49	201,6	2,18	15	

IX-3-3 : Ferrailage de la nervure :

Les nervures considérées comme des poutres doublement encastées

h = 80 cm ; b = 50 cm ; c = 5 cm

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

1-Détermination des efforts :

ELU : qu= 120,74KN/m

ELS : qs =59,83KN/m

❖ Sens longitudinal (X-X) :

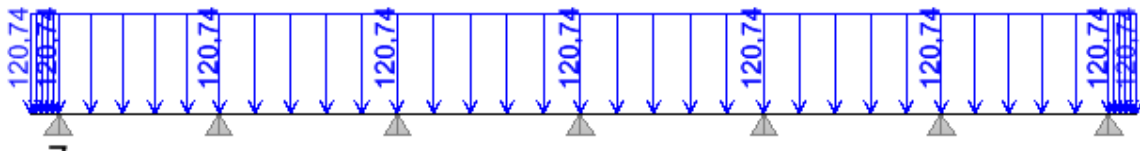


Figure IX-4 : le chargement à ELU

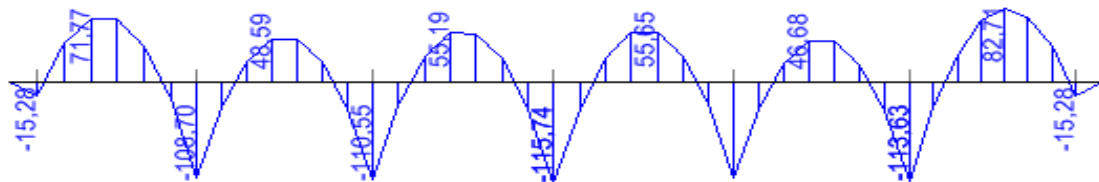


Figure IX-5 : diagramme des moments fléchissant(ELU)

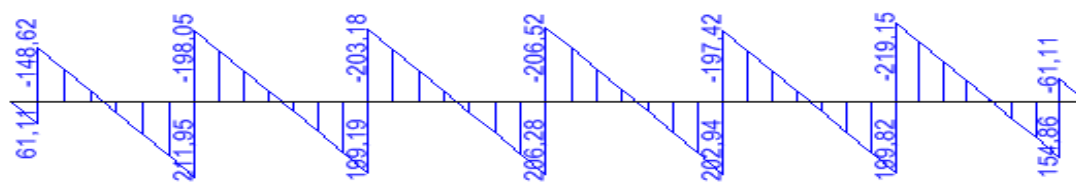


Figure IX-6 : diagramme des efforts tranchants(ELU)

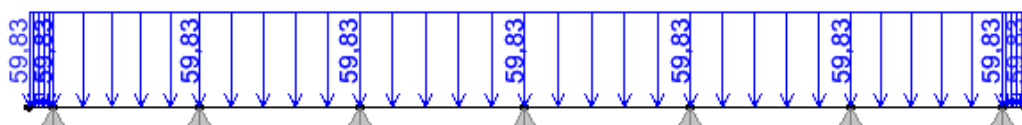


Figure IX-7 : Le chargement à ELS

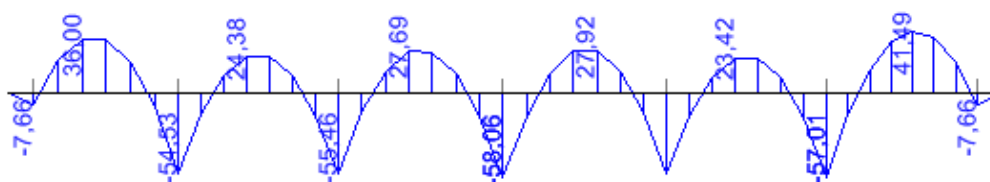


Figure X-8 : diagramme des moments fléchissant(ELS)

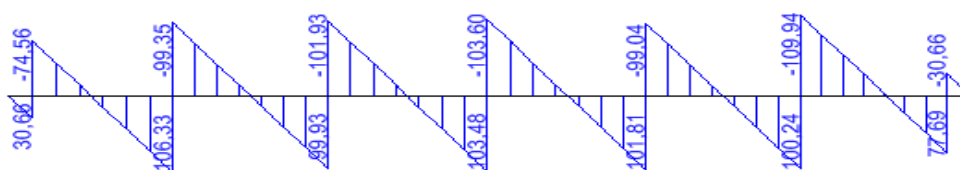


Figure IX-9 : diagramme des efforts tranchants(ELS)

❖ Sens longitudinal (Y-Y) :

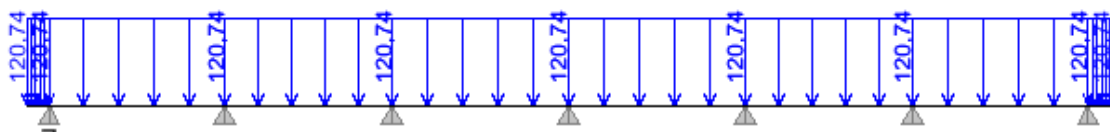


Figure IX-10 : le chargement à ELU

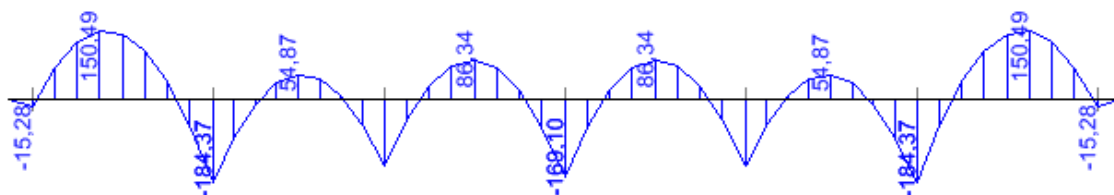


Figure IX-11 : diagramme des moments fléchissant(ELU)

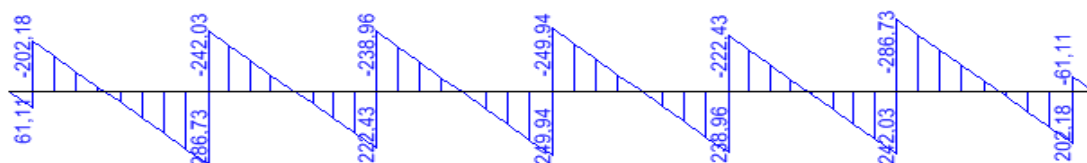


Figure IX-12 : diagramme des efforts tranchants(ELU)

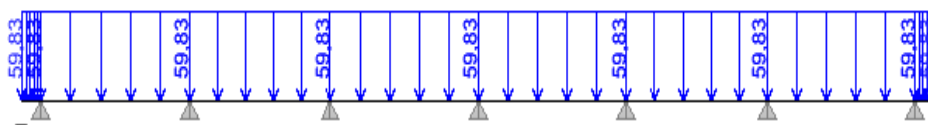


Figure IX-13 : le chargement à ELS

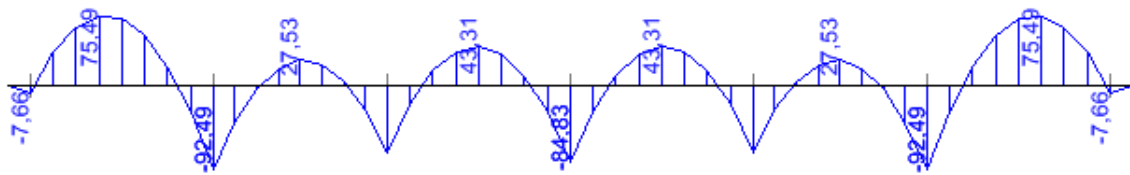


Figure IX-14 : diagramme des moments fléchissant(ELS)

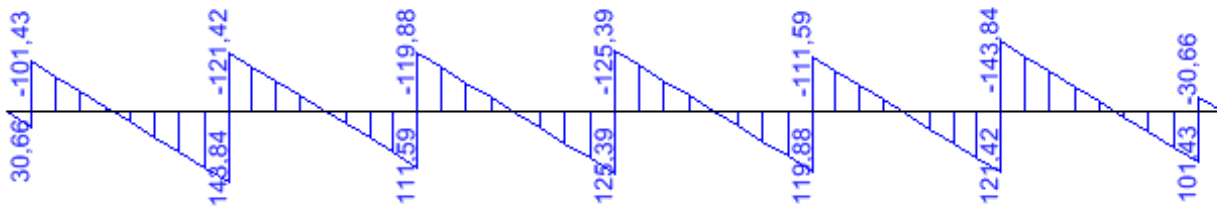


Figure IX-15 : diagramme des efforts tranchants(ELS)

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau des sollicitations :

sens transversal	Sens longitudinal
$M_{tu}^{max} = 82,71 \text{KN.m}$	$M_{tu}^{max} = 150,49 \text{KN.m}$
$M_{au}^{max} = 115,74 \text{KN.m}$	$M_{au}^{max} = 184,37 \text{KN.m}$
$M_{ts}^{max} = 41,49 \text{KN.m}$	$M_{ts}^{max} = 75,49 \text{KN.m}$
$M_{as}^{max} = 58,06 \text{KN.m}$	$M_{as}^{max} = 92,49 \text{KN.m}$
$T_u^{max} = 219,15 \text{KN}$	$T_u^{max} = 286,73 \text{KN}$

2- Calcul du ferrailage :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$b = 30 \text{ cm}$ $d = 75 \text{ cm}$ $f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$ $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

		M (KN.cm)	μ	obs	β	A_s (cm^2)	choix	A_{adop} (cm^2)	St (cm)
X-X	Appuis	11574	0,048	SSA	0,975	4,55	4HA20+4HA16	20,6	12
	Travée	8271	0,034	SSA	0,983	3,22	4HA20+4HA16	20,6	12
Y-Y	Appuis	18437	0,076	SSA	0,960	7,36	4HA20+4HA16	20,6	12
	travée	15049	0,062	SSA	0,968	5,95	4HA20+4HA12	20,6	12

3-Verification à ELU:**a-Condition de non fragilité (BEAL 91, Art 4.2.1):**

$$A_s > A_{\min} = \frac{0,23bd f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,3 \times 0,75 \times 2,1}{400} \times 10^4 = 2,72 \text{cm}^2$$

→ **condition vérifiée**

b-Armatures transversales :❖ **Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{cm}$$

Soit : **S_t = 8 mm**

❖ **Espacement des armatures :**➤ **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l \right\} = \min \{20; 24\} = 20 \text{cm}$$

Soit: **S_t = 20cm**

➤ **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 40 \text{cm}$$

Soit: **S_t = 15cm**

❖ **Armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 1,35 \text{cm}^2.$$

Soit : **A_t = 4HA8 = 2.01 cm² (1 cadres+ 1 étrier).**

c-Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_s}; 4 \text{Mpa} \right\} = 2,5 \text{Mpa}$$

$$\text{Sens X - X: } \tau_u = \frac{219,15}{30,75} \times 10 = 0,974 \text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{Sens y - y: } \tau_u = \frac{286,73}{30,75} \times 10 = 1,27 \text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

4-Vérifications à l'ELS :

***Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2f_e}{3}; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = \min \{ 266,66; 201,6 \} = 201,6 \text{Mpa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{Mpa} \quad \text{avec } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_s}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{d \cdot b}$$

Les résultats sont donnés sur le tableau ci dessous

sons	zone	M _s (Kn.cm)	ρ	β	k	σ _s (Mpa)	σ̄ _s (Mpa)	σ _b (Mpa)	σ̄ _b (Mpa)	Obs
X-X	Appuis	5806	0,57	0,888	29,64	68	201,6	2,29	15	vérifiée
	Travée	4149				48,63		1,64		
Y-Y	Appuis	9249				108,41		3,65		
	Travée	7549				88,48		2,98		

IX-3-4 : Armatures de peau (Art4.5.34/BAEL91)

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 3cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En absence de ces armatures on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

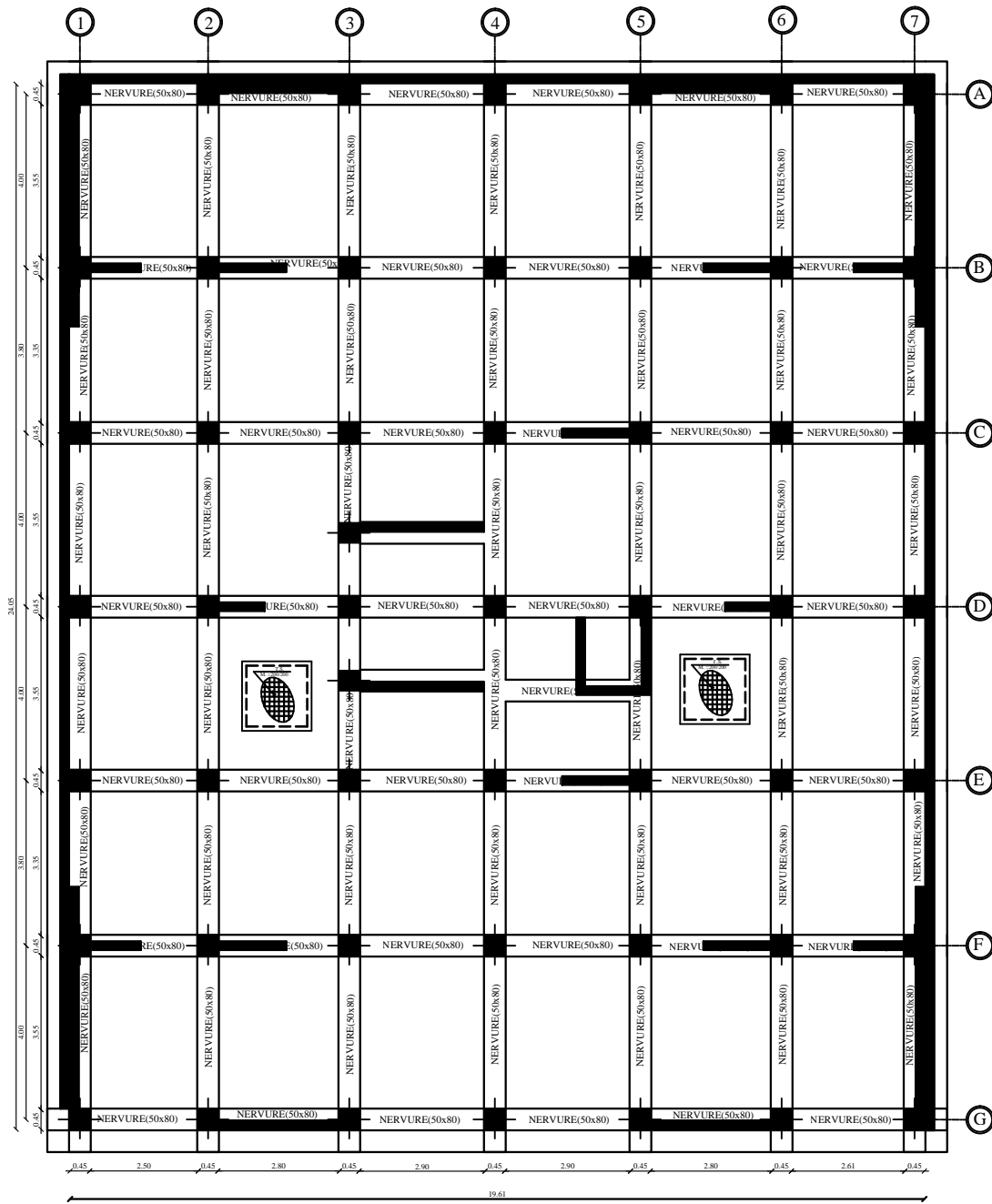
Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 80cm, la quantité d'armature de peau nécessaire est donc :

$$A_p = \frac{3 \text{cm}^2}{1 \text{m} \times 0,8} = 3,75 \text{cm}^2 = 1,875 \text{cm}^2 \text{ par parois}$$

02 barres de Φ12 avec des épingles Φ8.

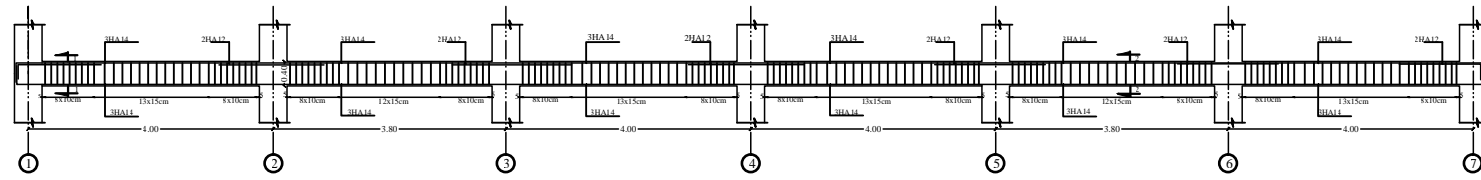
IX-3-5 : Ferrailage du débord :

Le débord peut constituer une zone d'ancrage pour les armatures longitudinales de la dalle et des poutres, donc son ferrailage sera le prolongement de ces armatures au-delà des appuis

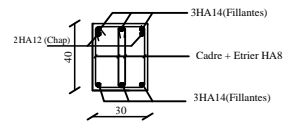


REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
UNIVERSITE MOULOUZ MAMMARI DE TIZI-OUZOU	
ETUDIER PAR: KHIDAS Arezki SADOU Nouara DJEDDI Farida	TITRE: Plan de coffrage fondation
DIRIGER PAR: Mr ILLOULI Said	Echelle:
Planche N°: 02	
Promotion: 2013-2014	

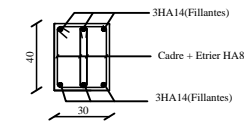
ferrailage de la poutre principale de S-Sol et RDC



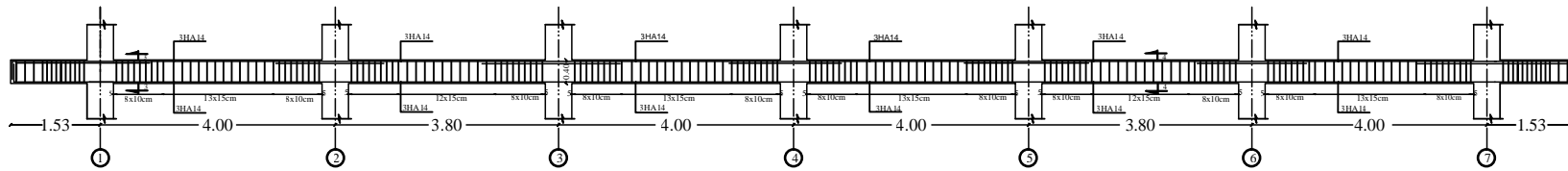
COUPE : 1-1



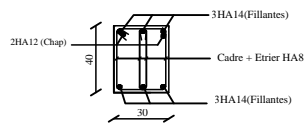
COUPE : 2-2



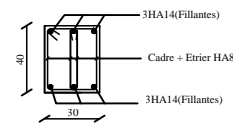
ferrailage de la poutre principale de 1er au 1eme etage



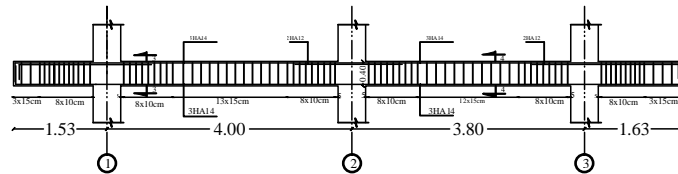
COUPE : 3-3



COUPE : 4-4

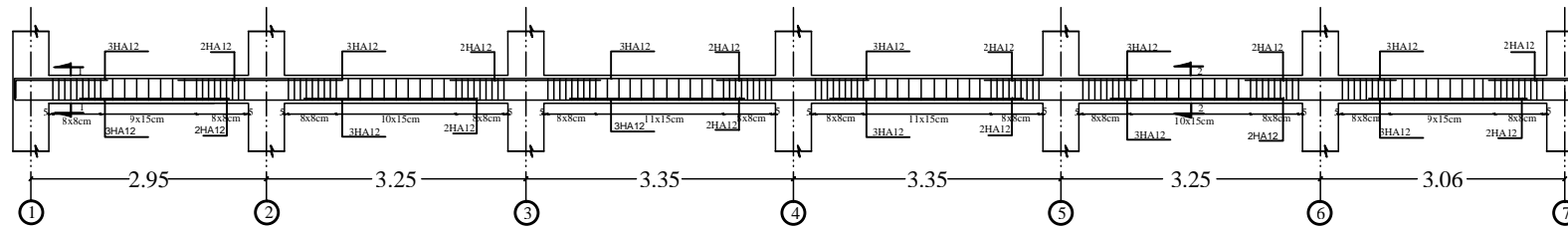


ferrailage de la poutre principale de 2eme au 1eme etage axe 1 et 7

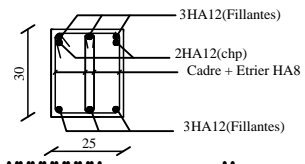


REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU	
ETUDIER PAR: KHIDAS Arezki SADOU Nouara DJEDDI Farida	TITRE: Plan de ferrailage des poutres principale
Echelle:	
Planche N°: 02	
Promotion: 2013-2014	

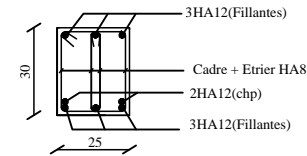
poutre secondaire de S-Sol au 11eme etage



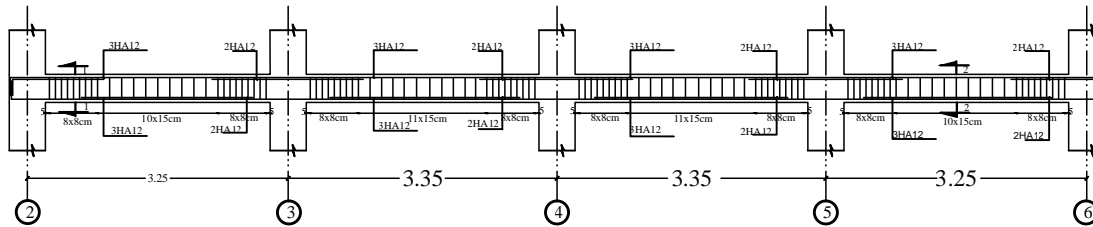
COUPE : 1-1



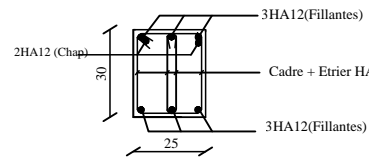
COUPE : 2-2



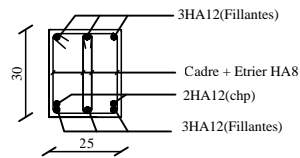
.....r qwtg'ugeqpf cktg'f g'f g'42 o g'cw'332 o g'g'vci g'czg'9



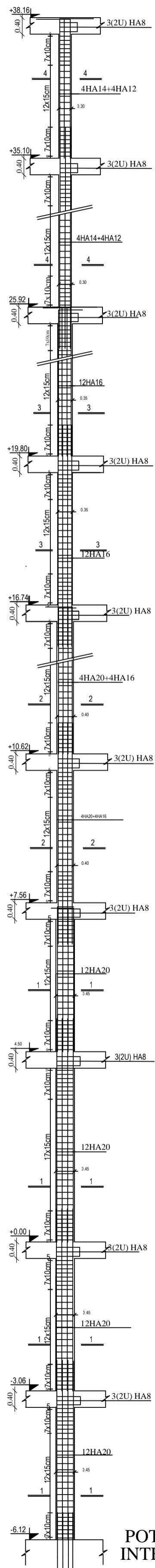
COUPE : 1-1



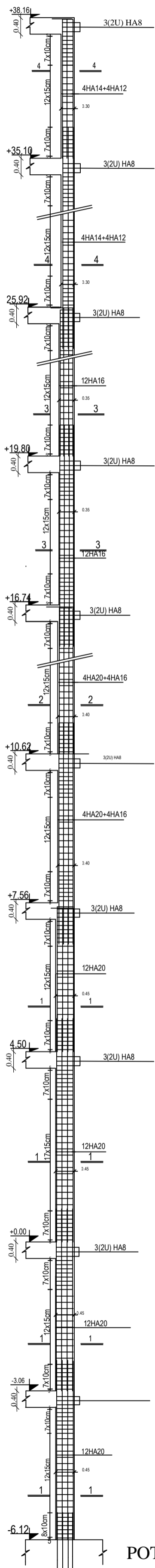
COUPE : 2-2



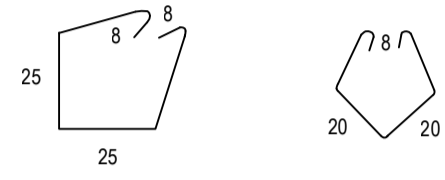
REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
UNIVERSITE MOULUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU	
ETUDIER PAR: KHIDAS Arezki SADOU Nouara DJEDDI Farida	TITRE: Plan de ferrailage poutres secondaire
Echelle:	
Planche N°: 02	
Promotion: 2013-2014	



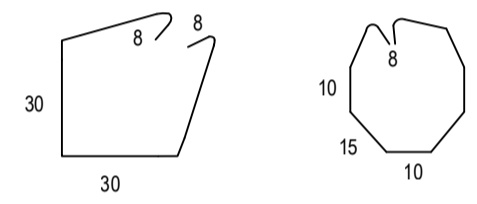
POTEAUX INTERMEDIAIRE



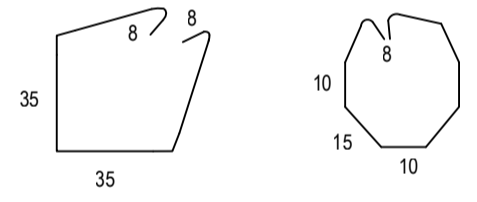
POTEAUX DE RIVE



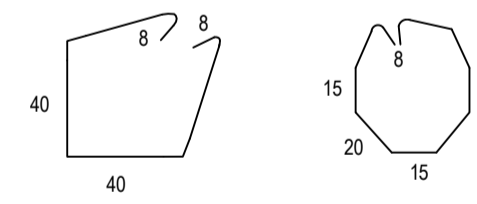
3x2U Disposition alternée dans les deux directions



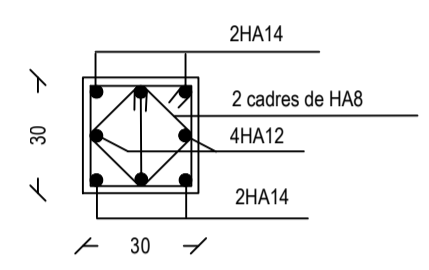
3x2U Disposition alternée dans les deux directions



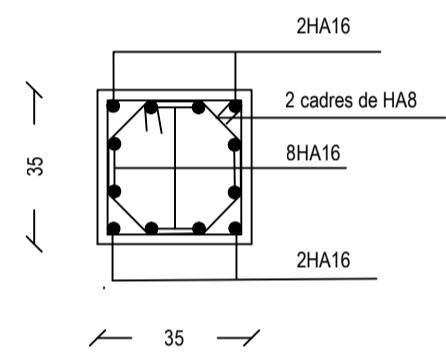
3x2U Disposition alternée dans les deux directions



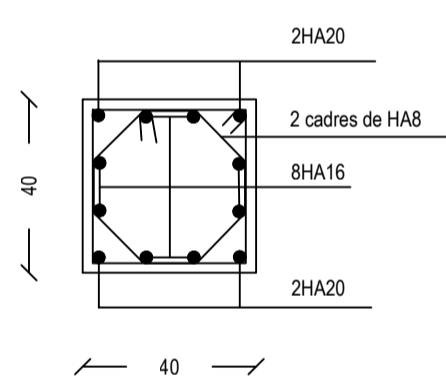
3x2U Disposition alternée dans les deux directions



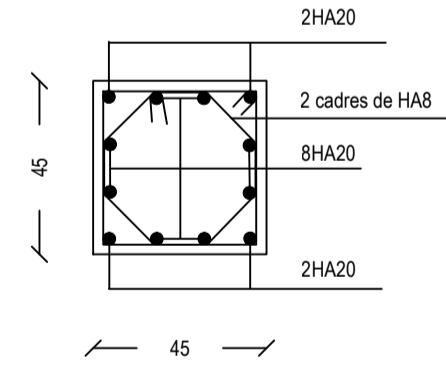
coupe 4-4



coupe 3-3



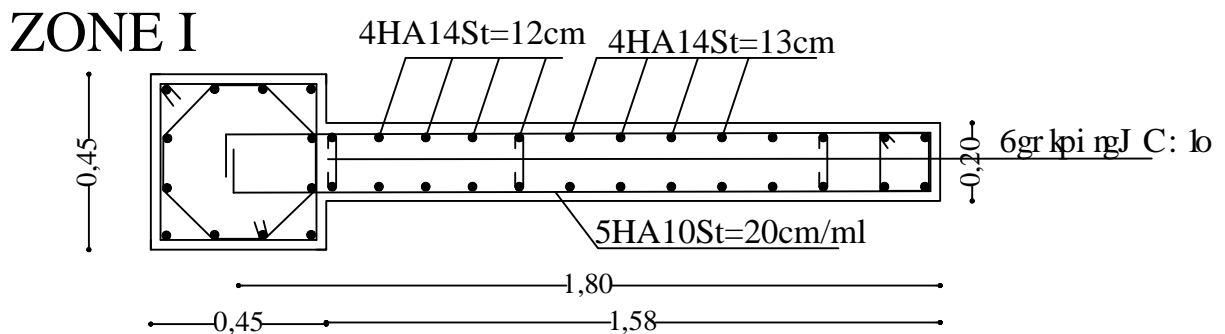
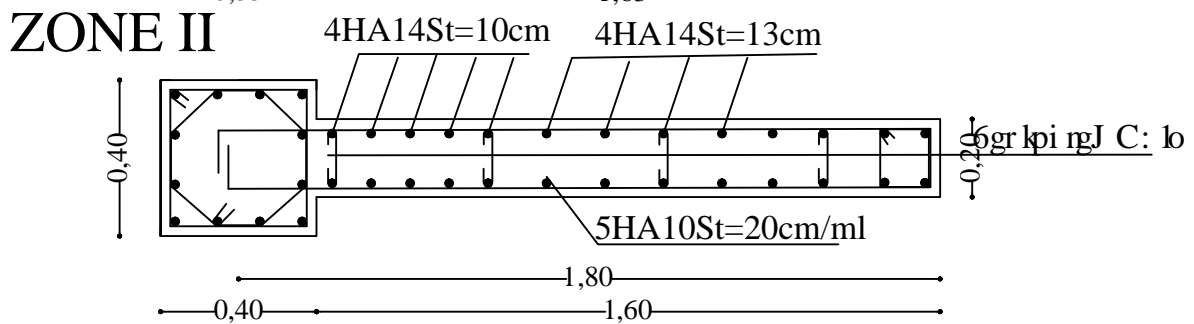
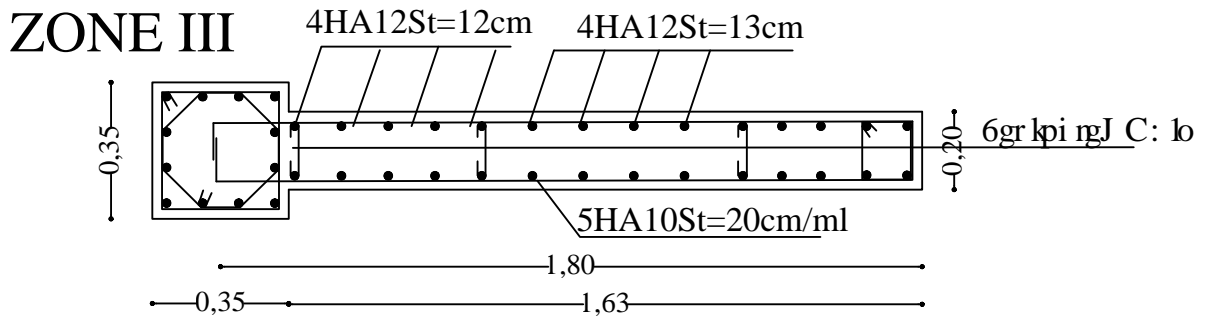
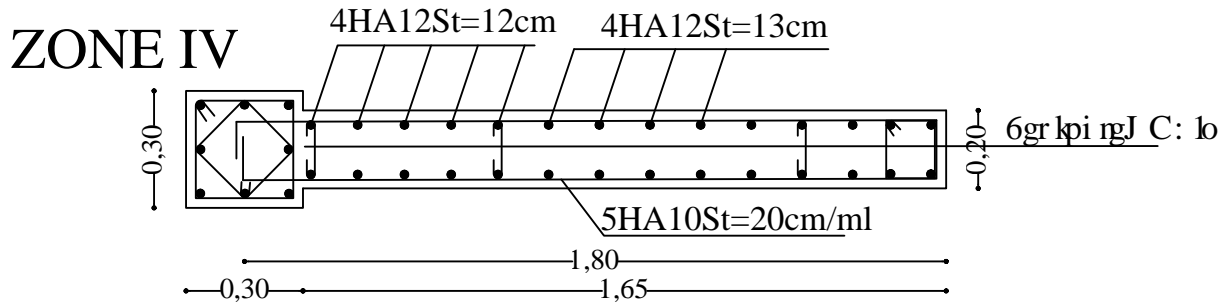
coupe 2-2



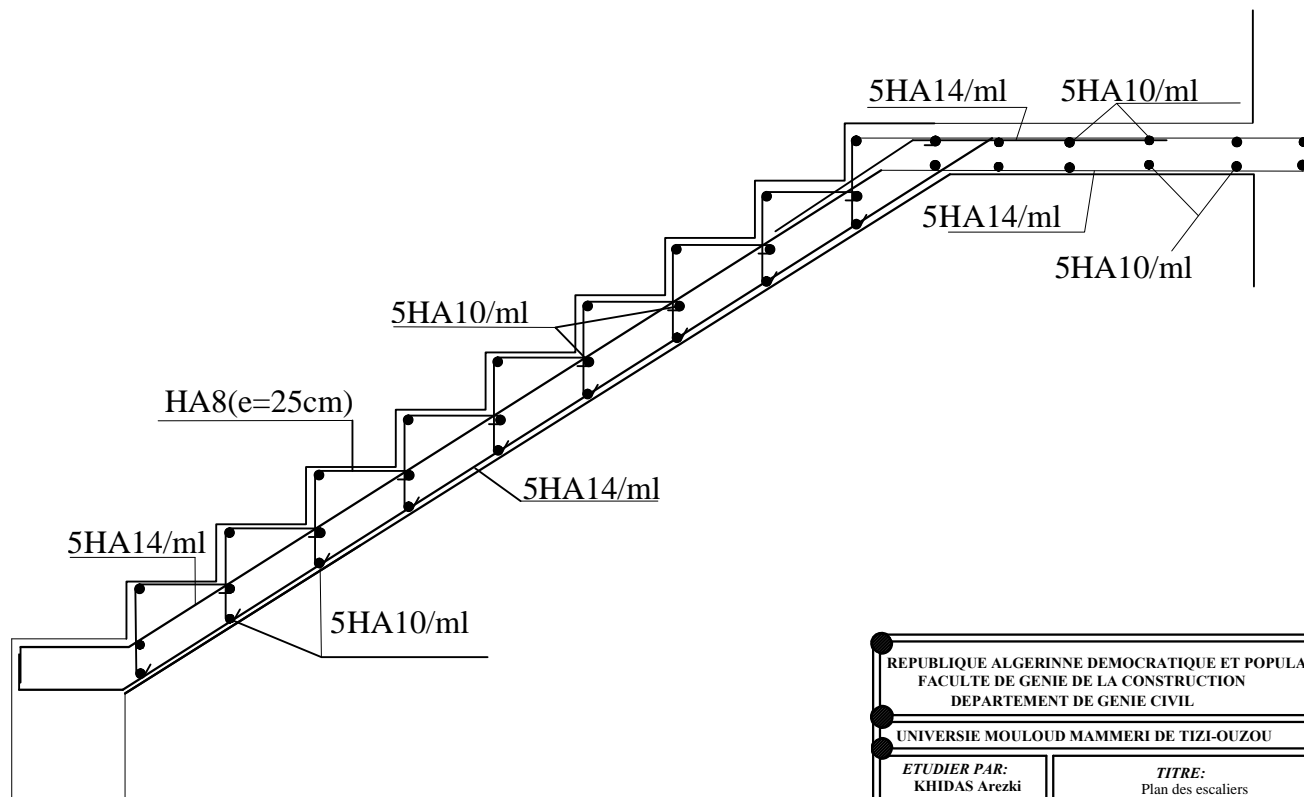
coupe 1-1

REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU	
ETUDIER PAR: KHIDAS Arezki SADOU Nouara DJEDDI Farida	TITRE: Plan de ferrailage des poteaux
DIRIGER PAR: Mr ILLOULI Saïd	Echelle:
Planche N°: 02	
Promotion: 2013-2014	

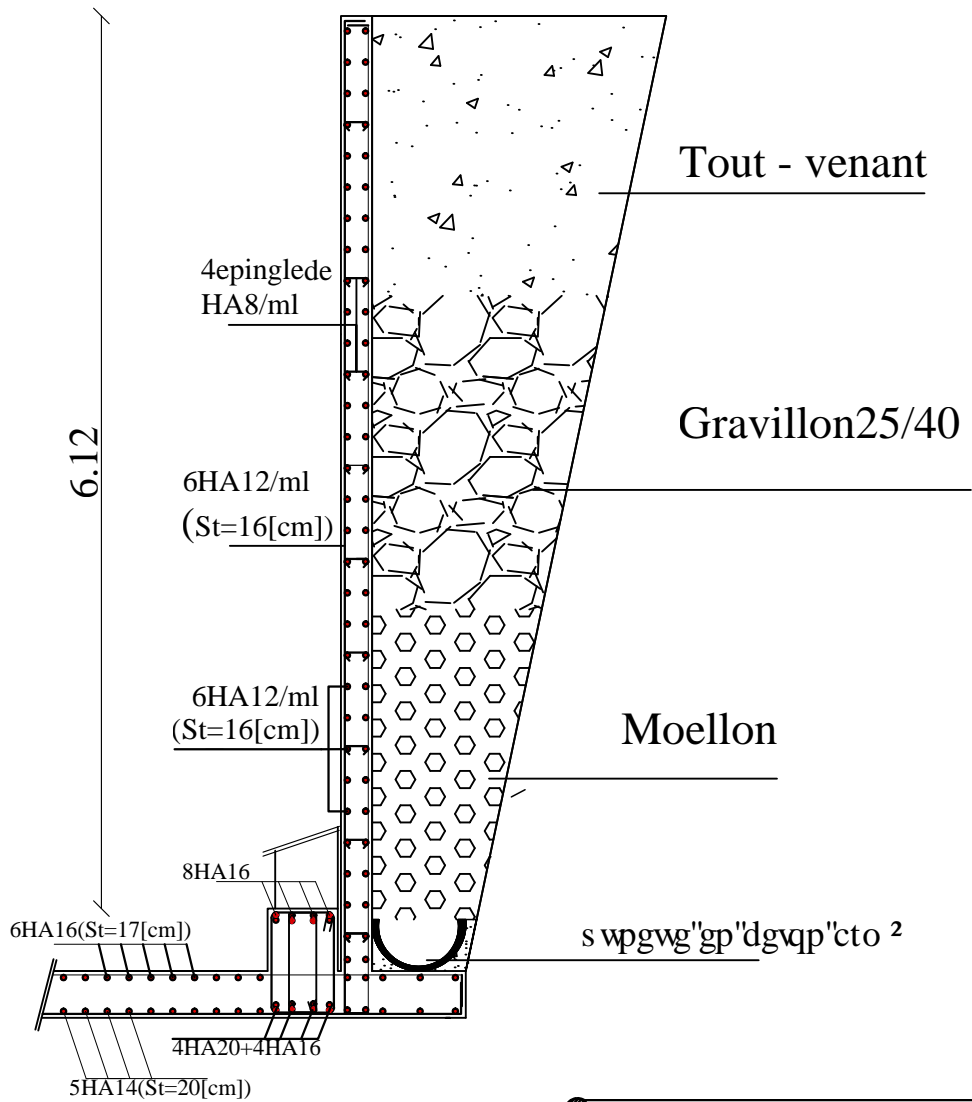
VT15,VT16,VT17,VT18,VT19,VT20,VT21



REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU	
ETUDIER PAR: KHIDAS Arezki SADOU Nouara DJEDDI Farida	TITRE: Plan de ferrailage des voiles
DIRIGER PAR: Mr ILLOULI Said	Echelle:
Planche N°: 02	
Promotion: 2013-2014	

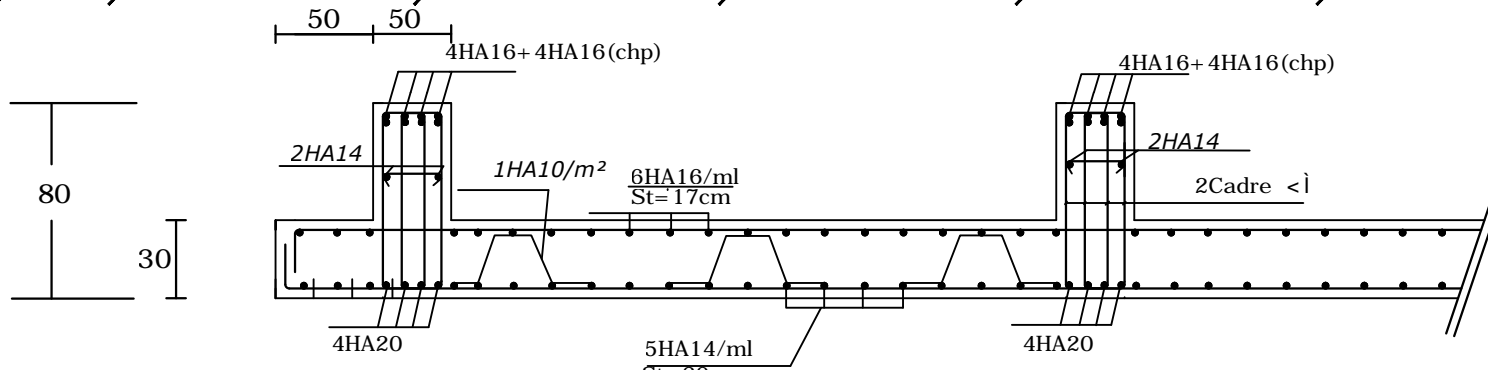
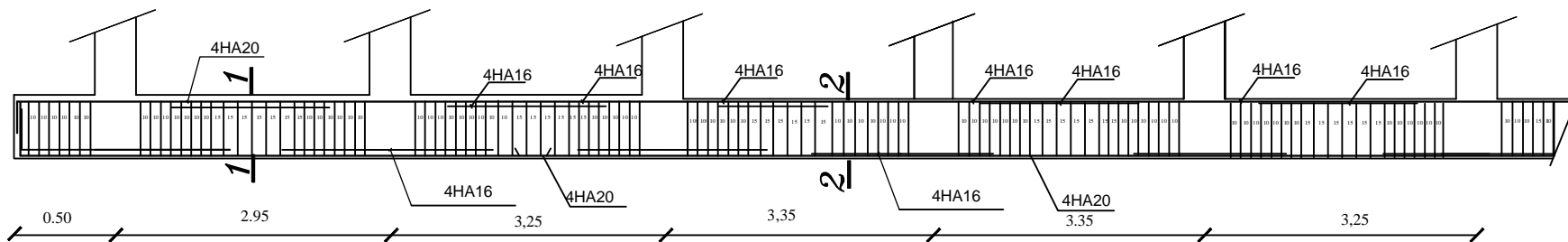


REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
UNIVERSIE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU	
<i>ETUDIER PAR:</i> KHIDAS Arezki SADOU Nouara DJEDDI Farida	<i>TITRE:</i> Plan des escaliers
<i>DIRIGER PAR:</i> Mr ILLOULI Said	<i>Echelle:</i>
Planche N°: 02	
Promotion: 2013-2014	



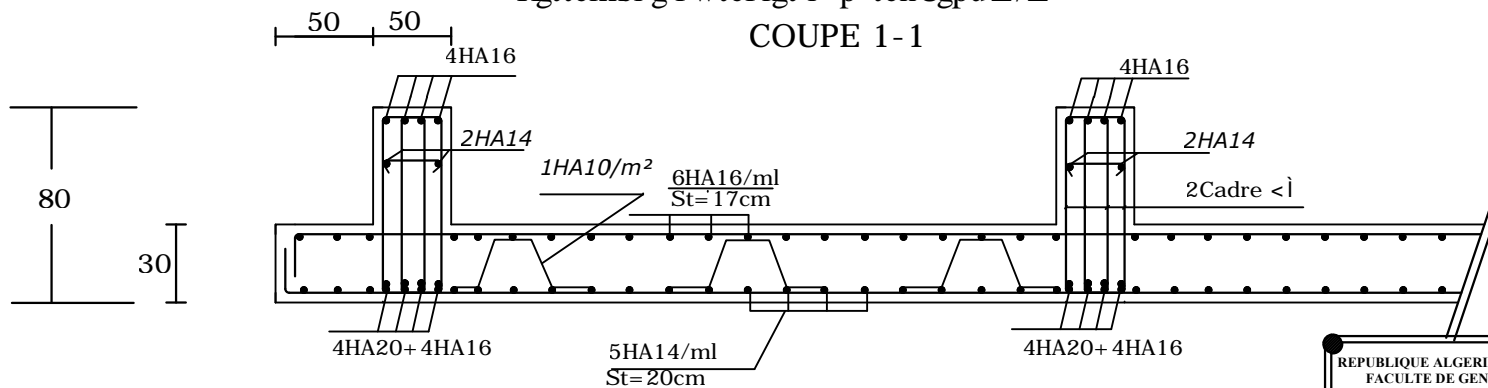
REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
UNIVERSIE MOULOU MAMMERI DE TIZI-OUZOU	
ETUDIER PAR: KHIDAS Arezki SADOU Nouara DJEDDI Farida	TITRE: ferrailage du mur plaque
DIRIGER PAR: Mr ILLOULI Said	Echelle:
Planche N°: 02	
Promotion: 2013-2014	

FERRAILLAGE NERVURE DIM (50 X 80) sens transversale



Hgttkmci g'f w'tcf kgt'i² p² tcn'Ugpu'Z/Z

COUPE 1-1

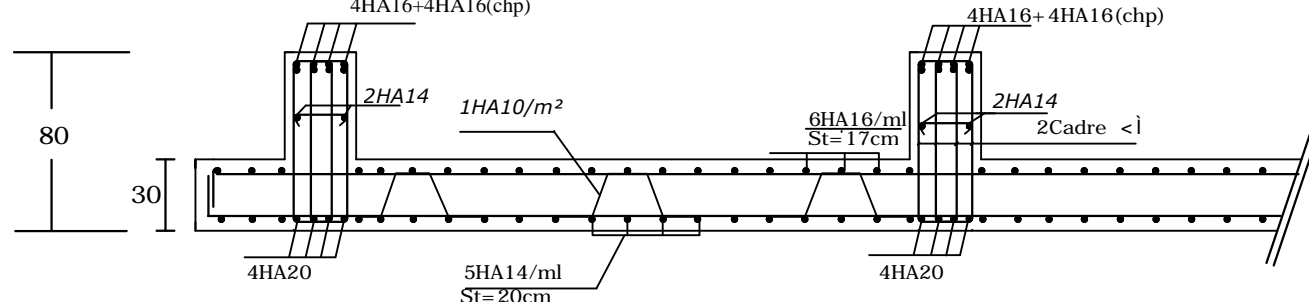
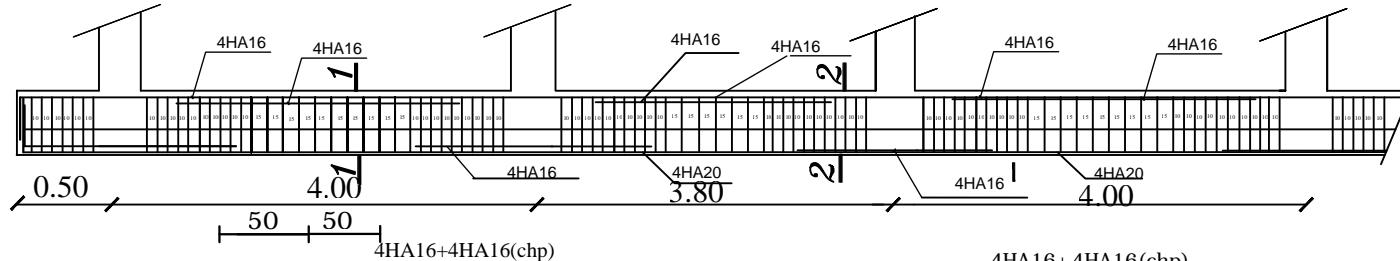


Hgttkmci g'f w'tcf kgt'i² p² tcn'Ugpu'Z/Z

COUPE 2-2

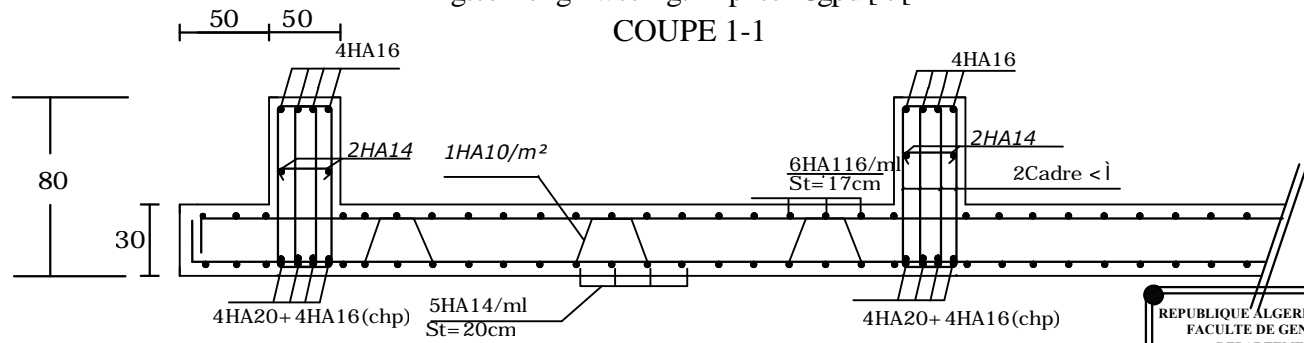
REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION	
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU	
ETUDIER PAR: KHIDAS Arezki SADOU Nouara DJEDDI Farida	TITRE: Plan de ferrailage du radier (sens transversal)
DIRIGER PAR: Mr ILLOULI Saïd	Echelle:
Planche N°: 02	
Promotion: 2013-2014	

FERRAILLAGE NERVURE DIM (50 X 80) sens longitudinale



Hgttckmci g'f w'tcf kgt'i² p² tcn'Uggu' [/ [

COUPE 1-1



Hgttckmci g'f w'tcf kgt'i² p² tcn'Uggu' [/ [

COUPE 2-2

REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
UNIVERSIE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU	
ETUDIER PAR: KHIDAS Arezki SADOU Nouara DJEDDI Farida	TITRE: Plan de ferrailage du radier (sens longitudinal)
DIRIGER PAR: Mr ILLOULI Saïd	Echelle:
Planche N°: 02	
Promotion: 2013-2014	

Conclusion

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de mettre en application les acquis théoriques assimilés tout au long de notre cursus et d'affiner nos connaissances.

En effet les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en génie civil

Notons qu'à la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort a condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur (RDM,DDS...etc) ,ainsi que le logiciels lui-même.

Nous espérons, par le biais de notre présent travail, servir et contribuer aux travaux et projets des promotions à venir.

bibliographie

- ❖ **M^{er} Belazougui : « Calcul des ouvrages en béton armé »**
- ❖ **Henry Thonier: « Conception et calcul des structures de bâtiment' »**
- ❖ **Marius Divers : « Calcul des tours en béton armée »**
- ❖ **Document technique réglementaire (D.T.R BC2.2), Charges permanentes et surcharges d'exploitation**
- ❖ **Cours de béton armé (BAEL91 et DTU associer).**
- ❖ **Règles BAEL91 modifié 99**
- ❖ **Règlement Parasismique Algérien (R.P.A 99 modifié 2003).**

- ❖ **Calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé ALBERT Fuentes.**

- ❖ **Cour et TD des années de spécialité**
- ❖ **Thèses de l'université Mouloud MAMERI**