

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou
Faculté du génie de la Construction
Département de Génie Civil



Mémoire de fin d'études

En Vue d'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil
Option : Construction Civile et Industrielle

THEME

*Etude d'un bâtiment (R+9+S-Sol) à usage
d'habitation et commercial avec l'application
ETABS 9.7*



Etudié par: M^r CHERNOUHA OTHMANE
M^r SMAIL NORDINE
M^r KENNAS MILOUD

Dirigé par : M^r MOUSTEFALK

Année 2011/2012

Remerciements

*Nous remercions au premier lieu,
nos chers parents de nous avoir aidé pour
arriver au terme de ce travail qui est le fruit de
plusieurs
années d'études.*

*Nous remercions aussi notre promoteur
Mr. MOUSTEFAI*

*Nous remercions tous les enseignants qui ont
contribué à notre formation ainsi tous ceux
qui, de près ou de loin, ont participé à la
réalisation de ce travail.*

*Nous remercions également les membres de jury
qui nous feront l'honneur
de juger notre travail.*

DÉDICACES

Je dédie ce modeste travail à :

-Mes chers parents.

-Ma sœur Lynda.

-Mes frères : samir, abderrahmane, redouane, riadh.

-Mes nièces et neveux : yasmine, lina, malak ,Amine.

-Toute la famille Chernouha.

-Tous mes cousins : Bilel,Rachid,khaled,mohakli,kamel,Brahim,Azzedine.

-Toutes mes cousines :

Imane,khadidja,Halima,sihem ,fatma,Ihssane,Asma...

-Tous mes amis : Slimane , Rabeh , Mouhmad,
Belaid,Hamza,Oussama,Tarek,mahdi,Nabil...

-Mon Trinôme Nordine,mouloud et leurs famille.

-Tous les gens de mon village : Ouled-hmida.

- Toute la promotion 2011/2012.

A toutes personnes que j'aime et qui me sont chères.

A toute personne ayant un mérite dans la réalisation de ce travail.

Chernouha Othmane.

Dedicates

Je dédie ce modeste travail a :
mes très chers grands parents.

Mes très chers parents.

toutes ma familles

A tous mes amis (*Sofiane, Samir, Boualem, Farid
Razik, Fahem, Halim, Fouad, Mokhtar, Lyes, Fatah, Mounir
Nassin, Samir Moumen, Omar, Laid, G4.....*)

A toutes mes amies (*Célia, Kahina, Kayssa,
Nadjet, booba, lina, yasmine, nadine, Mina, Lynda.....*)

A toutes les personnes que j'aime et qui me sont très chères

A toute personne ayant un mérite dans la réalisation de ce travail

S. Nordine.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

Mes très chers parents.

Toutes ma famille

A tous mes amis

A mes neveux (Said et Ryad)

A toutes les personnes que j'aime et qui me sont très chères

A toute personne ayant un mérite dans la réalisation de ce travail

K. Miloud

SOMMAIRE

Introduction

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage 01

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charge..... 09

 II.1.détermination des charges et surcharges 09

 II.2. Pré dimensionnement des éléments..... 12

Chapitre III : Calcul des éléments 20

 III.1. Calcul de l'acrotère 20

 III.2. Calcul des planchers 28

 III.3. Calcul des balcons 58

 III.4. Calcul des escaliers..... 64

 III.5. Calcul de la poutre palière 81

 III.6. Calcul de la salle machine 89

 III.7.Dalle pleine 97

Chapitre IV : Présentation logiciel ETABS et données à introduire 119

Chapitre V : Vérification des exigences de RPA..... 125

Chapitre VI : Ferrailage des poutres 127

Chapitre VII : Ferrailage des poteaux 141

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles..... 151

 Chapitre IX : Etude de l'infrastructure 170

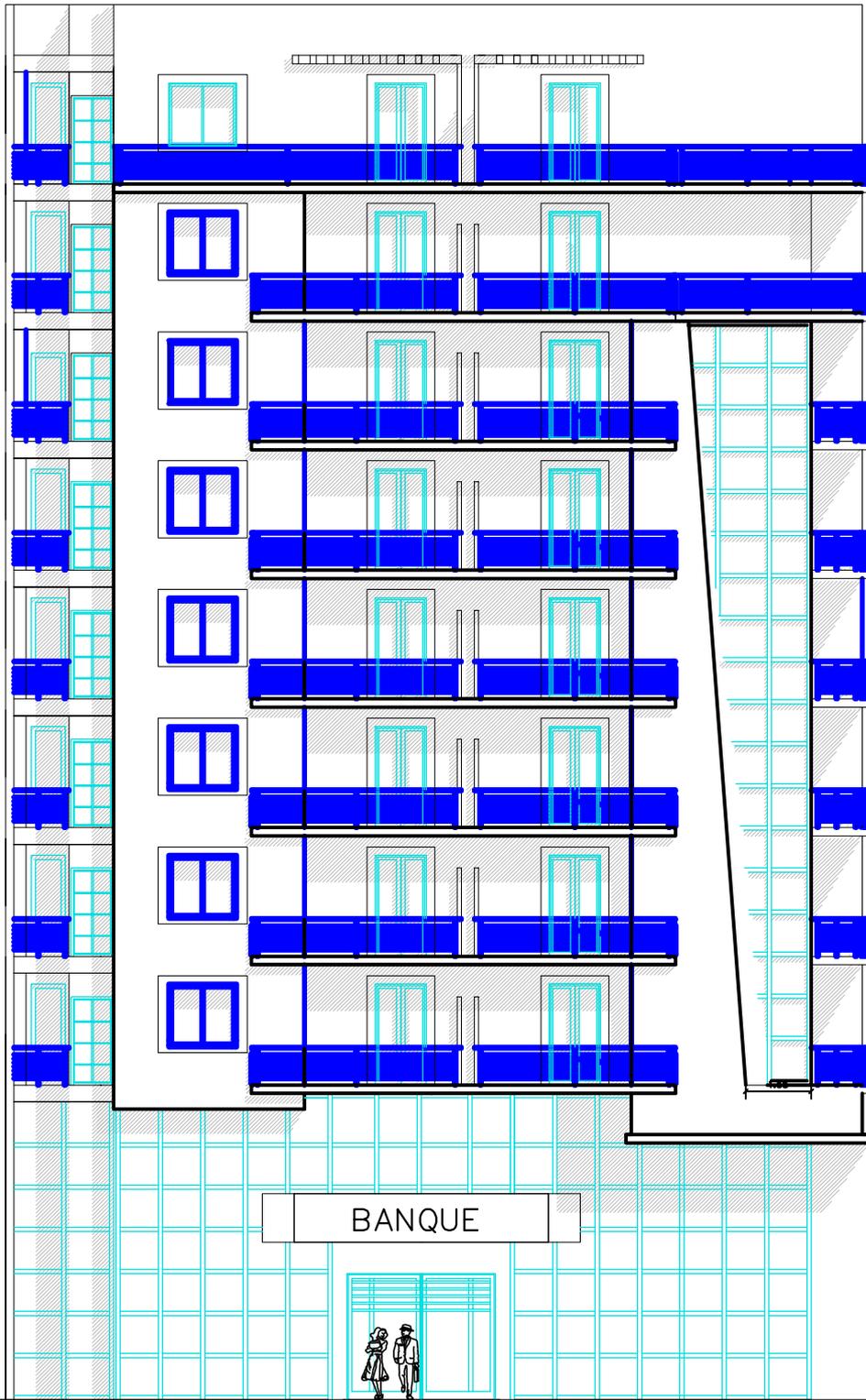
Chapitre X : Etude de voile périphérique 198

Conclusion

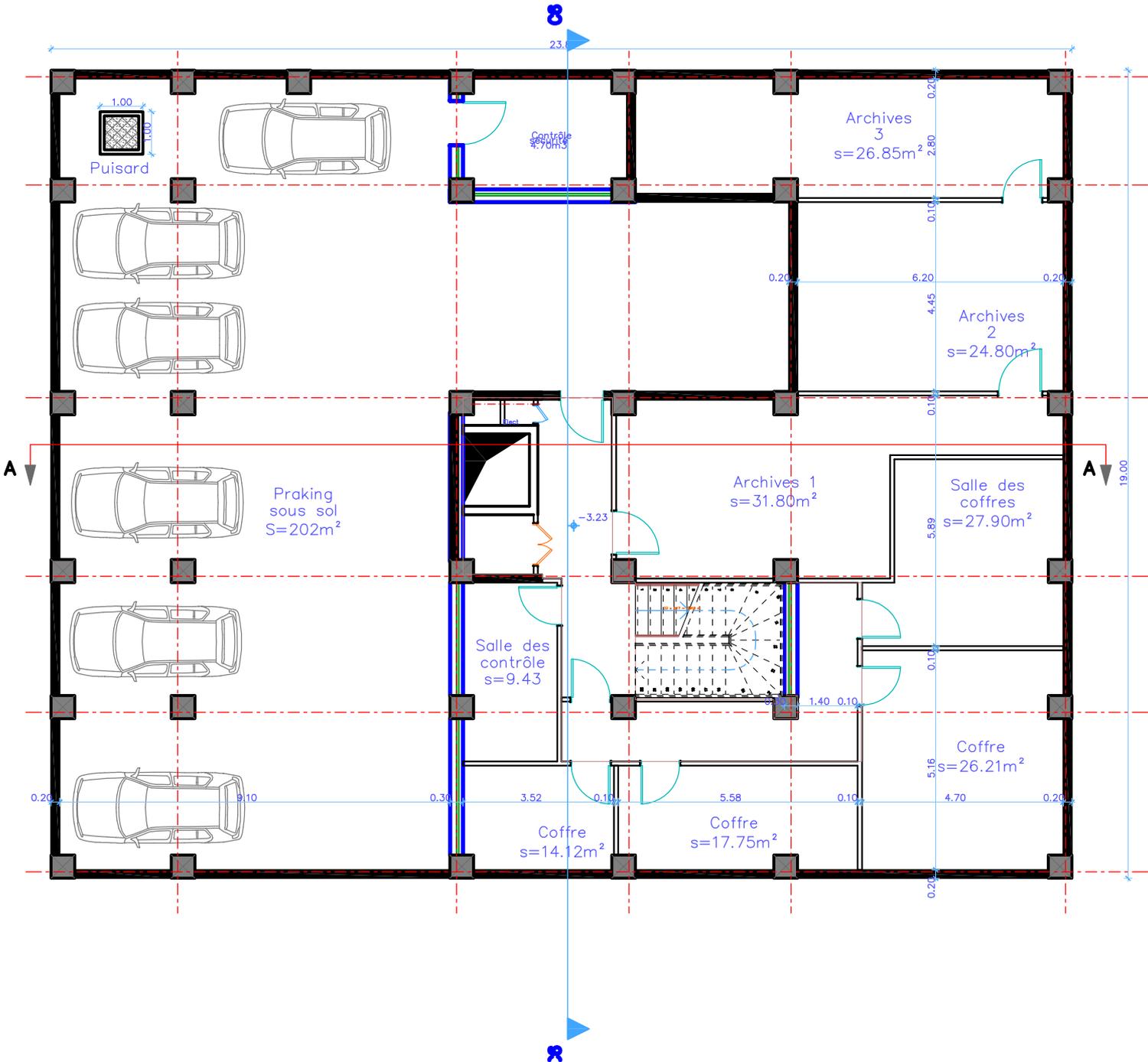
COUPE A-A



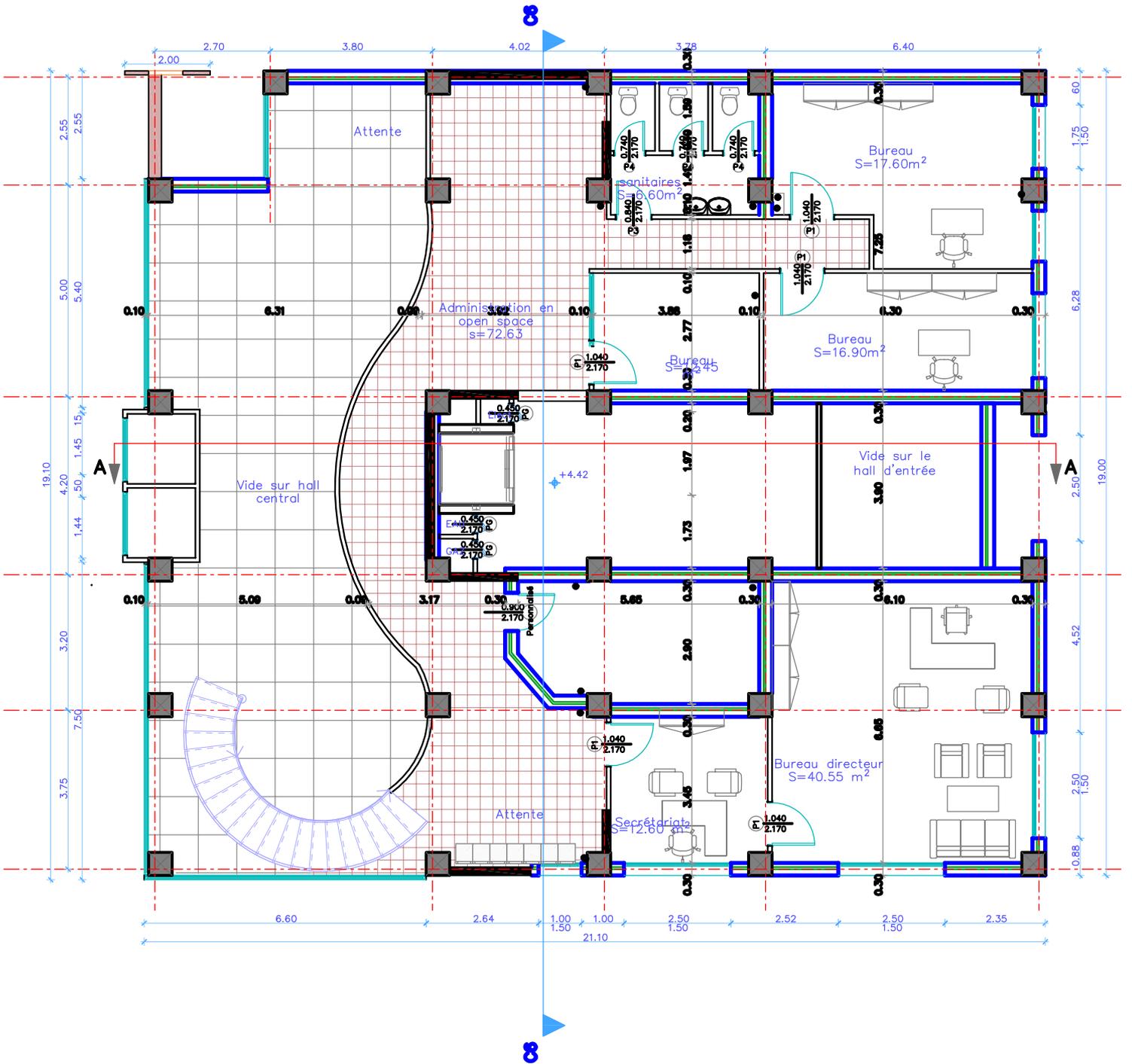
FACADE PRINCIPALE



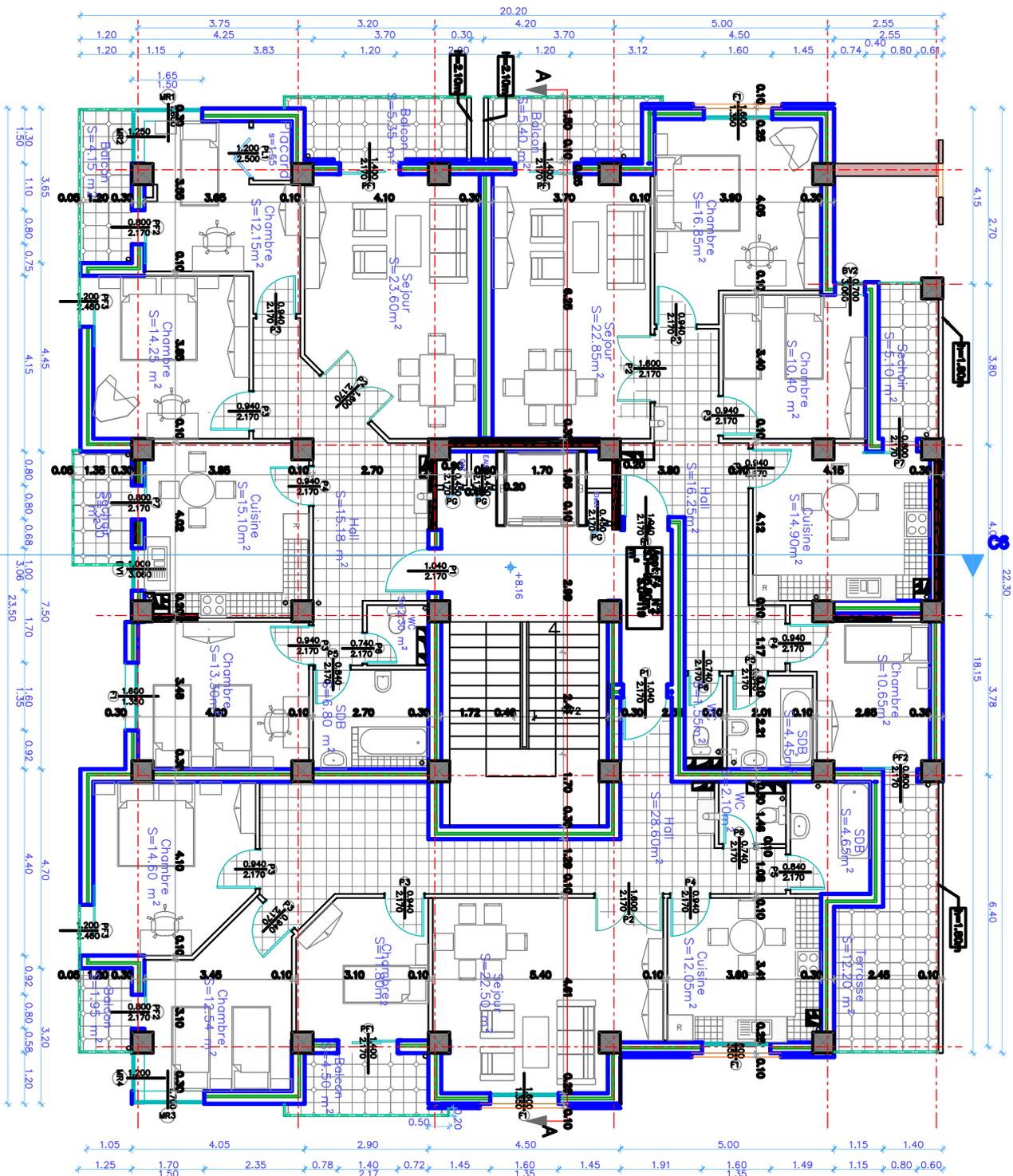
PLAN DE SOUS-SOL



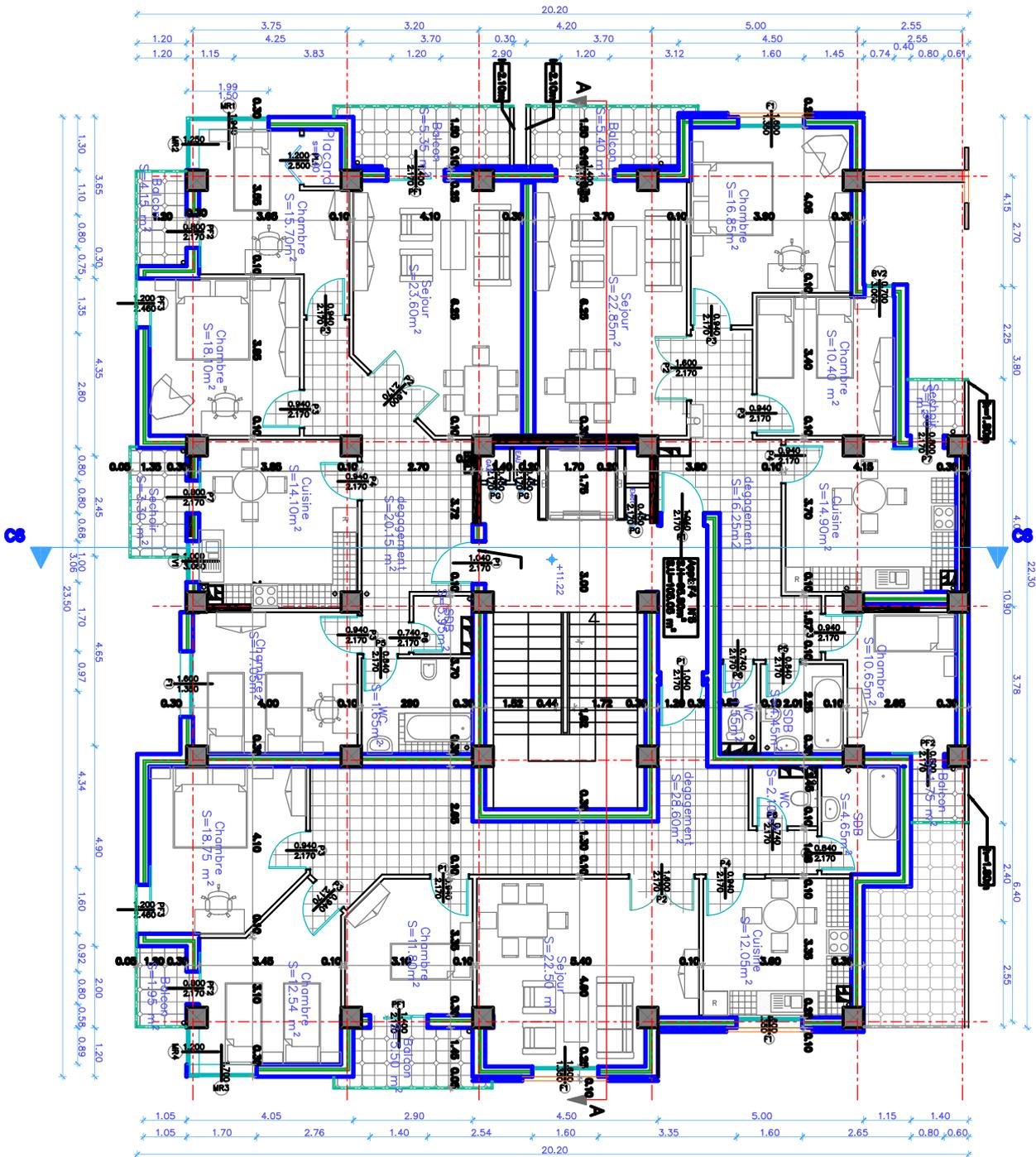
PLAN D'ETAGE 1



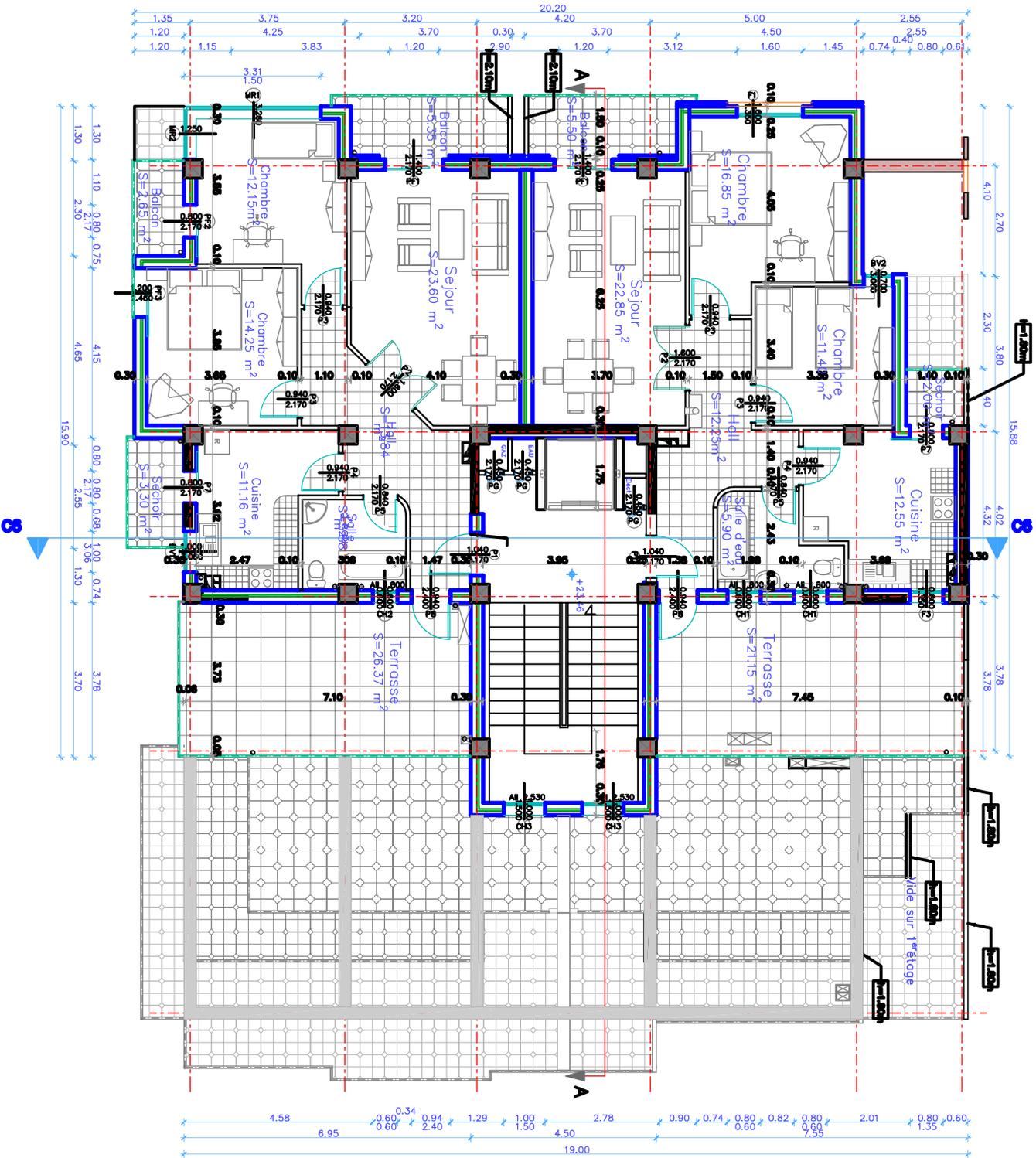
PLAN D'ETAGE 2



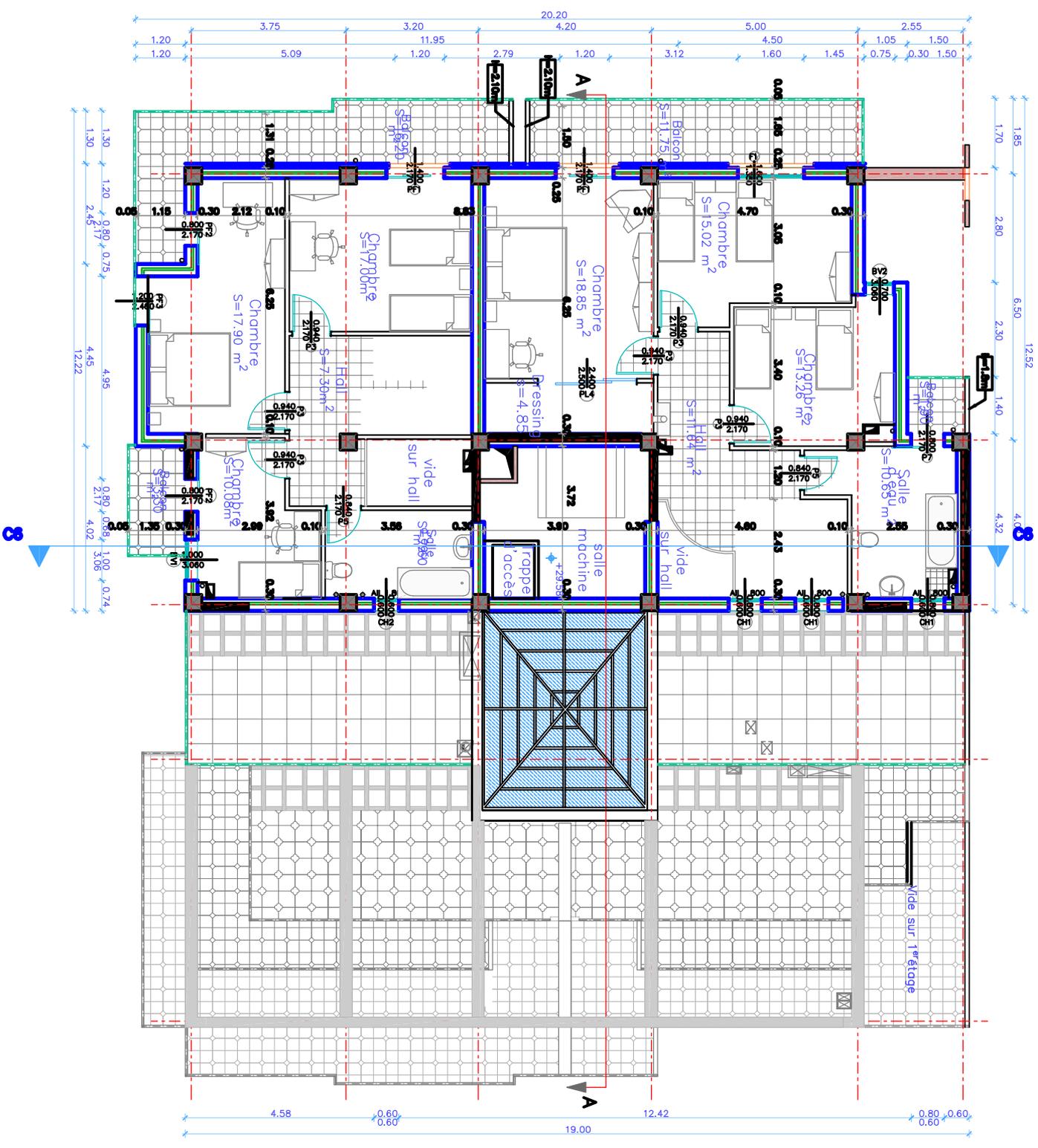
PLAN D'ETAPE 3,4 et 5

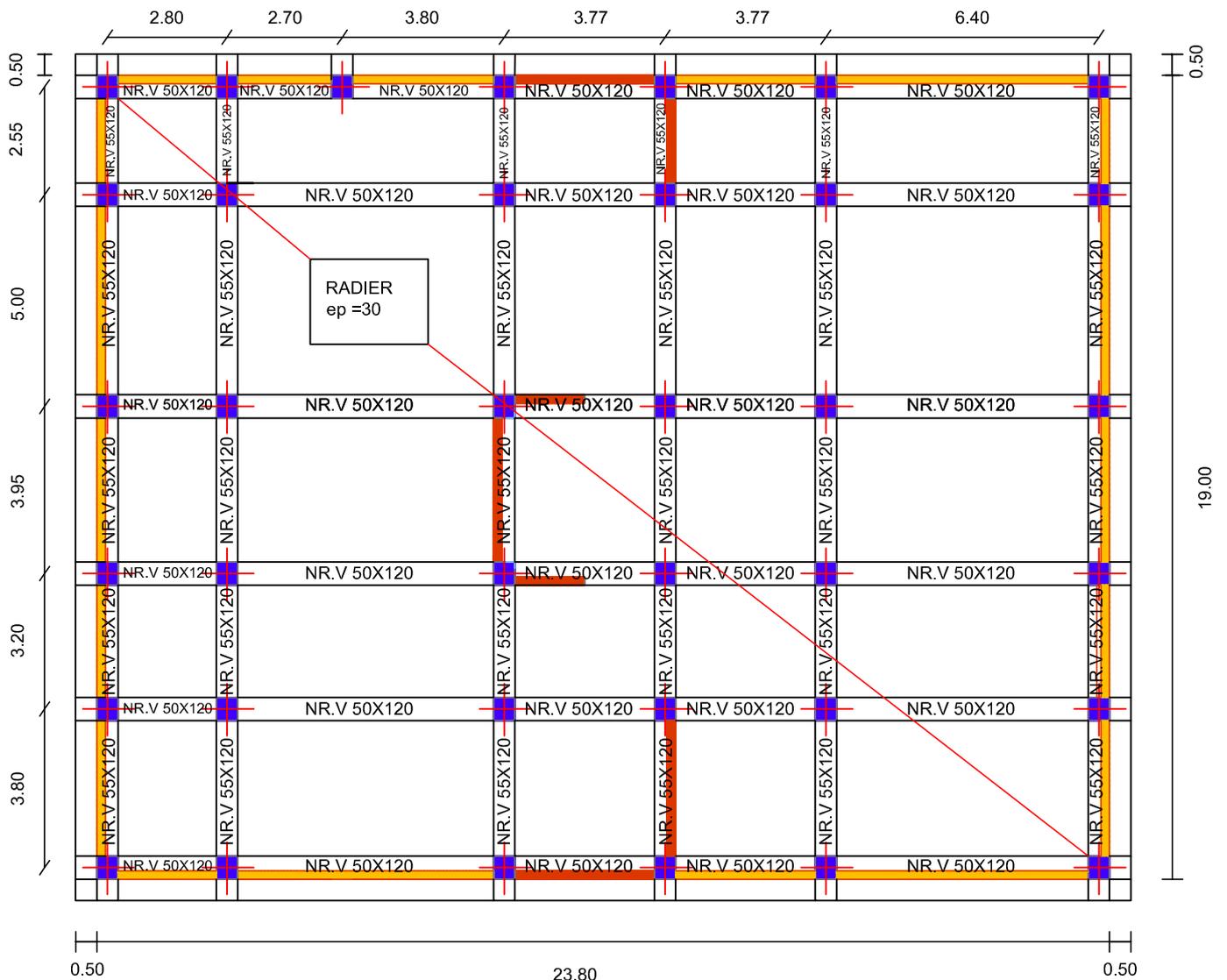


PLAN D'ETAGE 7 ET 8



PLAN D'ETAGE 09



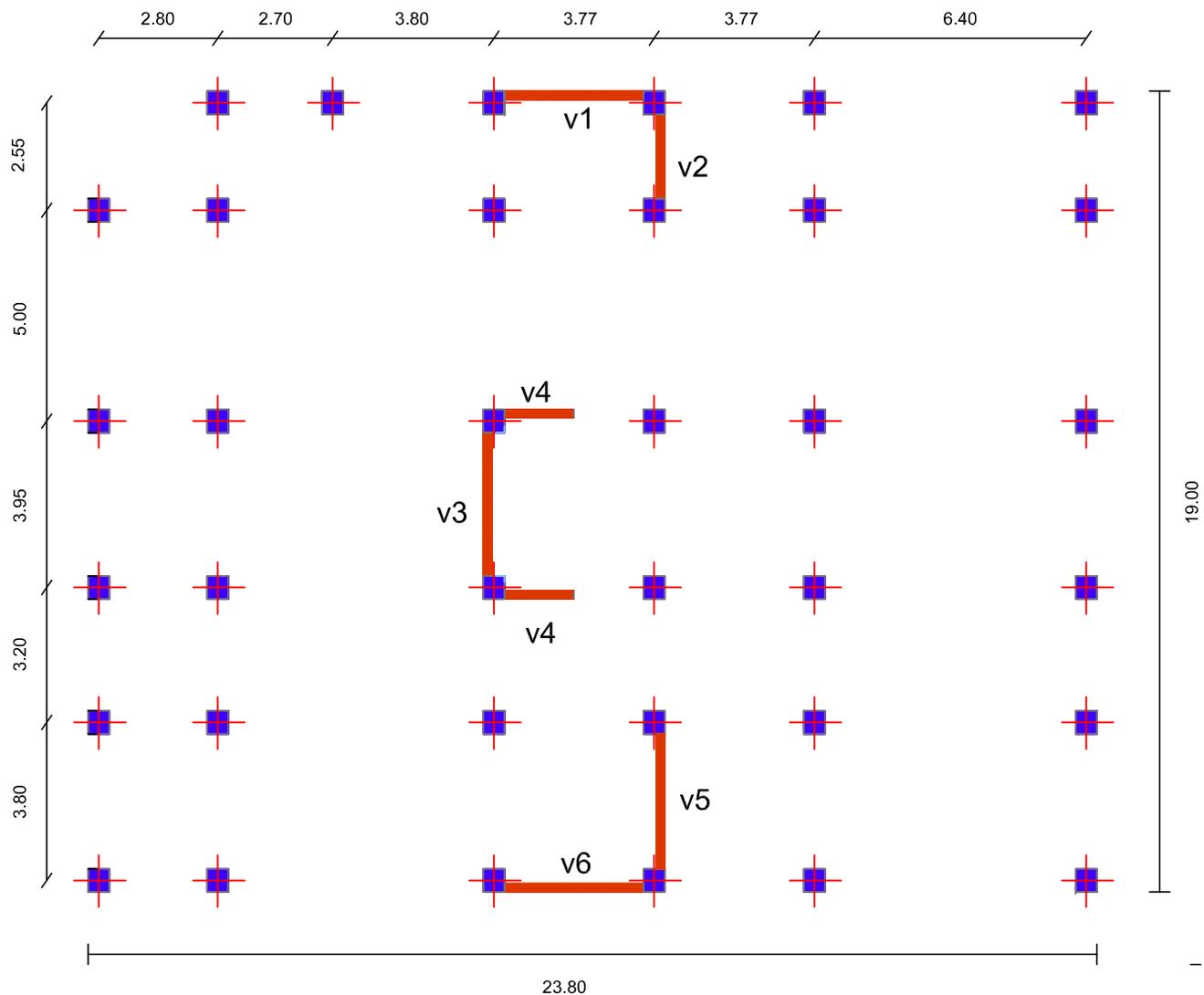


23.80
19.00
PLAN DE COFFRAGE DES FONDATIONS

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR:
Mr CHERNOUHA OTHMANE
Mr KENNAS MILOU
Mr SMAIL NORDINE
DIRIGE PAR:
Mr MOUSTEFAI
PROMOTION 2011-2012

TITRE:
Coffrage fondations



23.80
Répartition des voies des étages courants

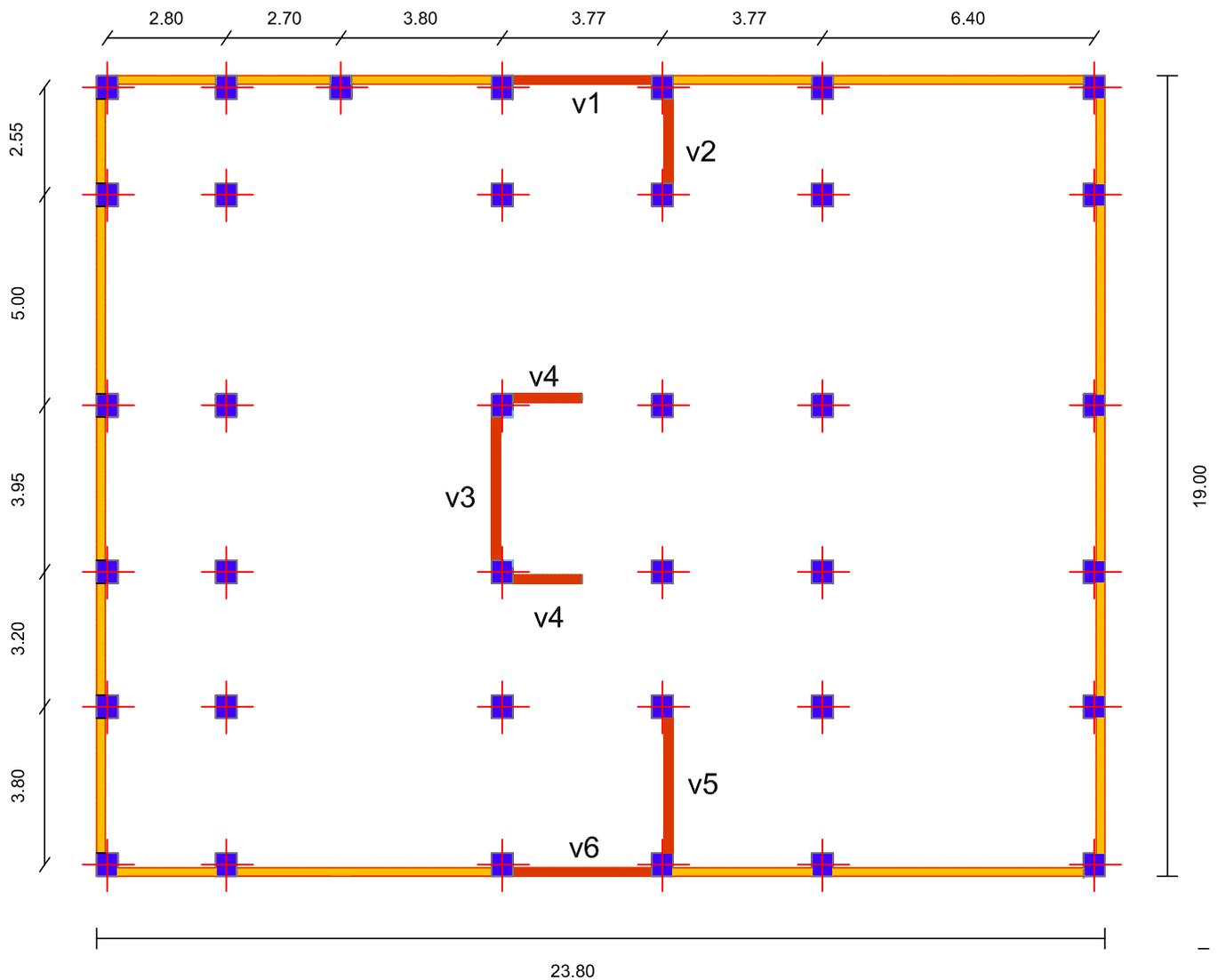
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR:
Mr CHERNOUHA OTHMANE
Mr KENNAS MILOUD
Mr SMAIL NORDINE

TITRE:
Répartition des voies
des étages courants

DIRIGE PAR:
Mr MOUSTEFAI

PROMOTION 2011-2012



23.80
Répartition des voies dans le sous-sol

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :
Mr CHERNOUHA OTHMANE
Mr KENNAS MILOU D
Mr SMAL NORDINE

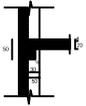
TITRE:
Répartition des voies
dans le sous-sol

DIRIGE PAR :
Mr MOUSTEFAI

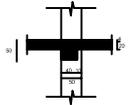
PROMOTION 2011-2012

Poutres principales:

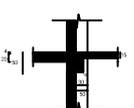
coupe 2-2



coupe 1'-1'

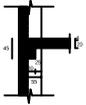


coupe 2'-2'

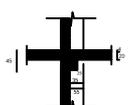


Poutres secondaires:

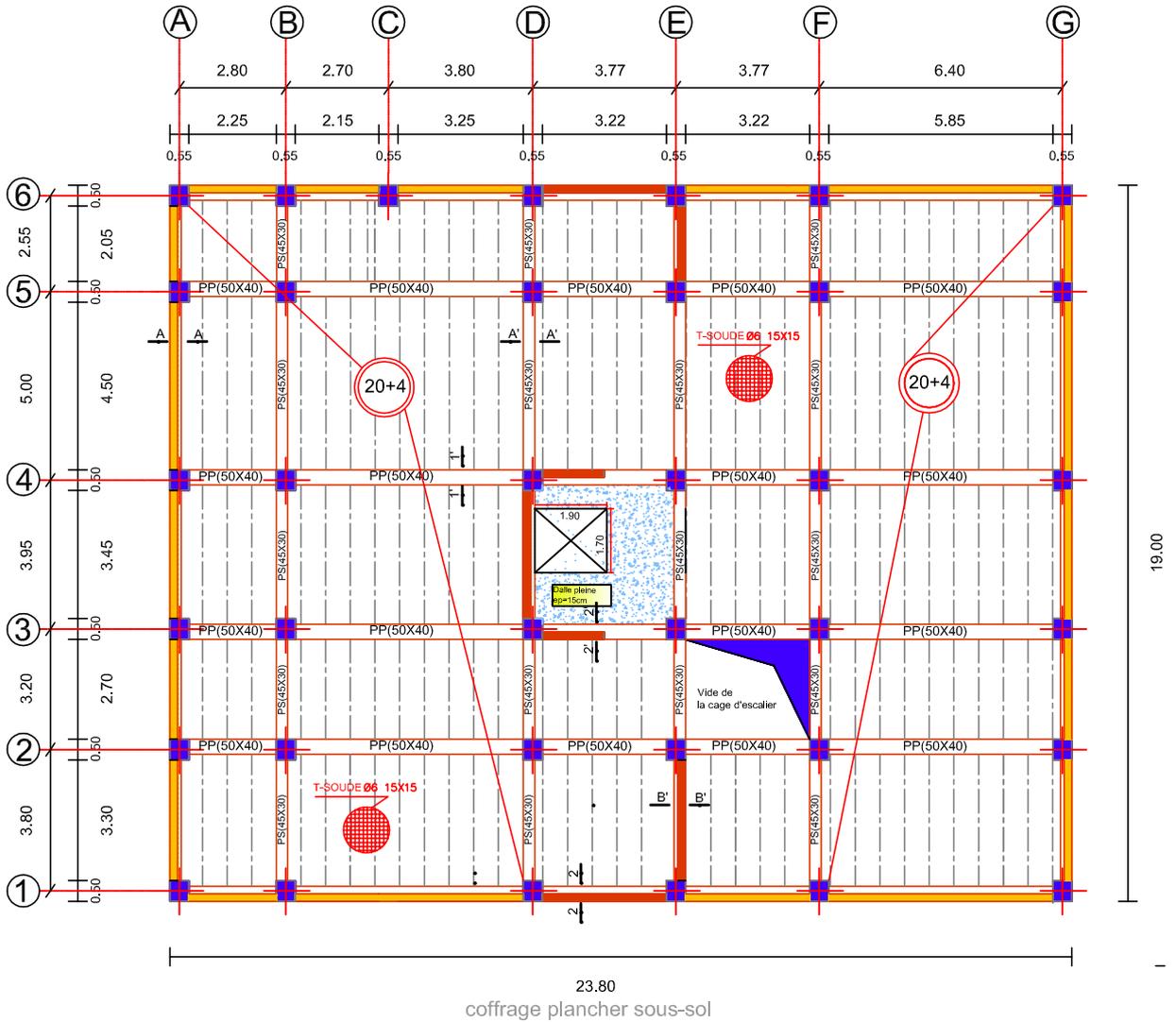
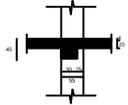
coupe A-A



coupe B'-B'



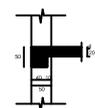
coupe A'-A'



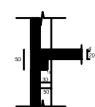
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDIE PAR : Mr CHERNOUHA OTHMANE Mr KENNAS MILOUD Mr SMAÏL NORDINE	TITRE : Coffrage plancher sous-sol
DIRIGE PAR : Mr MOUSTEFAI	
PROMOTION 2011-2012	

Poutres principales:

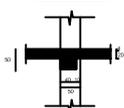
coupe 1-1



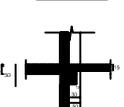
coupe 2-2



coupe 1'-1'

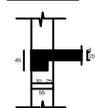


coupe 2'-2'

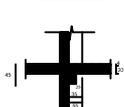


Poutres secondaires:

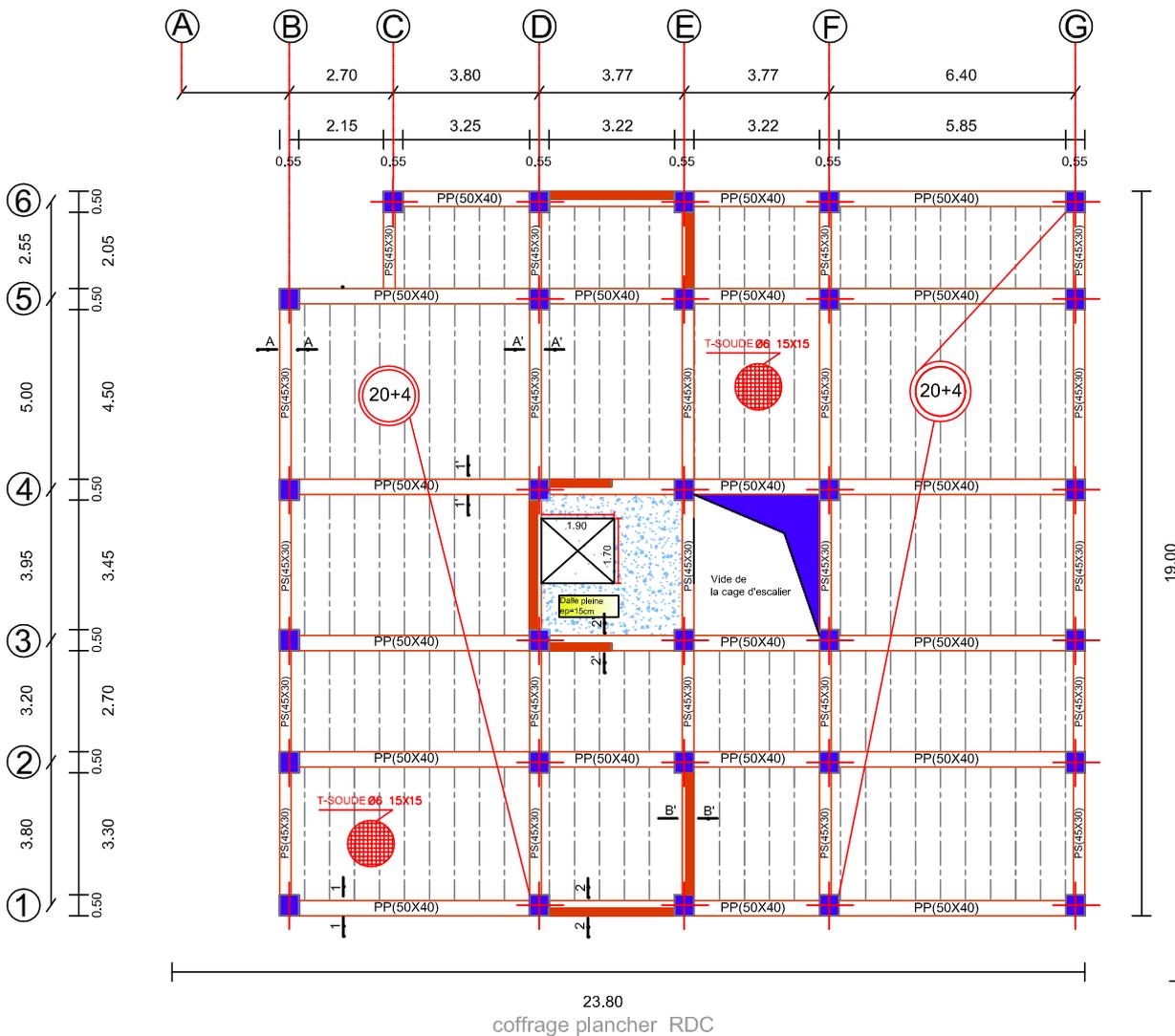
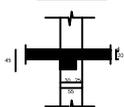
coupe A-A



coupe B-B'



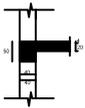
coupe A'-A'



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDIE PAR : Mr CHERNOUHA OTHMANE Mr KENNAS MILOUD Mr SMAÏL NORDINE	TITRE : coffrage plancher RDC
DIRIGE PAR : Mr MOUSTEFAI	
PROMOTION 2011-2012	

Poutres principales:

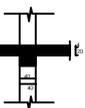
coupe 1-1



coupe 2-2



coupe 1'-1'

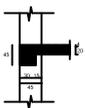


coupe 2'-2'

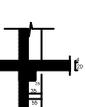


Poutres secondaires:

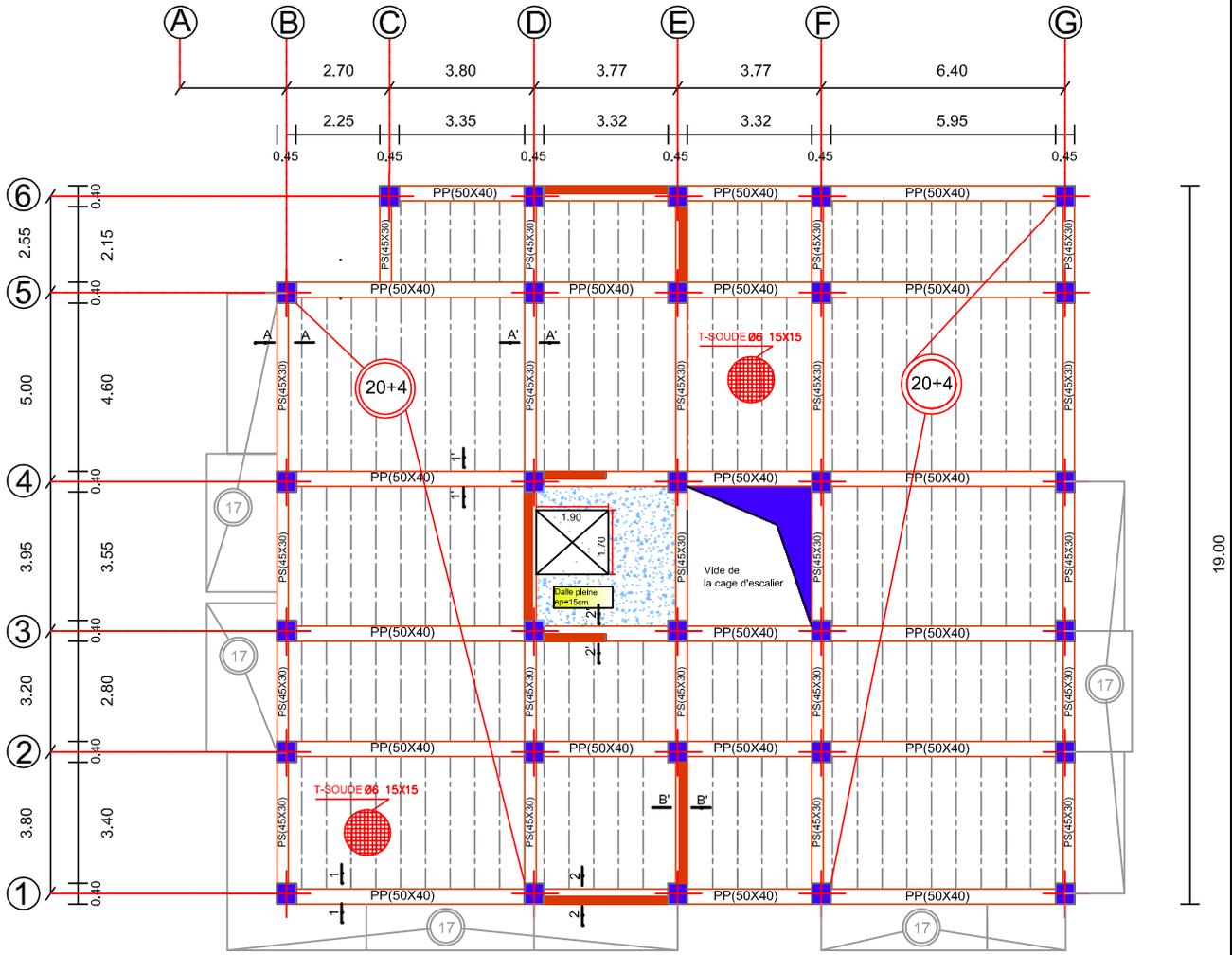
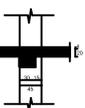
coupe A-A



coupe B'-B'



coupe A'-A'

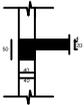


coffrage plancher étage 1

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR : Mr CHERNOUHA OTHMANE Mr KENNAS MILOUD Mr SMAÏL NORDINE	TITRE : coffrage plancher étage 1
DIRIGE PAR : Mr MOUSTEFAI	
PROMOTION 2011-2012	

Poutres principales:

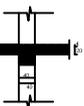
coupe 1-1



coupe 2-2



coupe 1'-1'

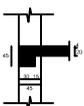


coupe 2'-2'

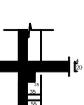


Poutres secondaires:

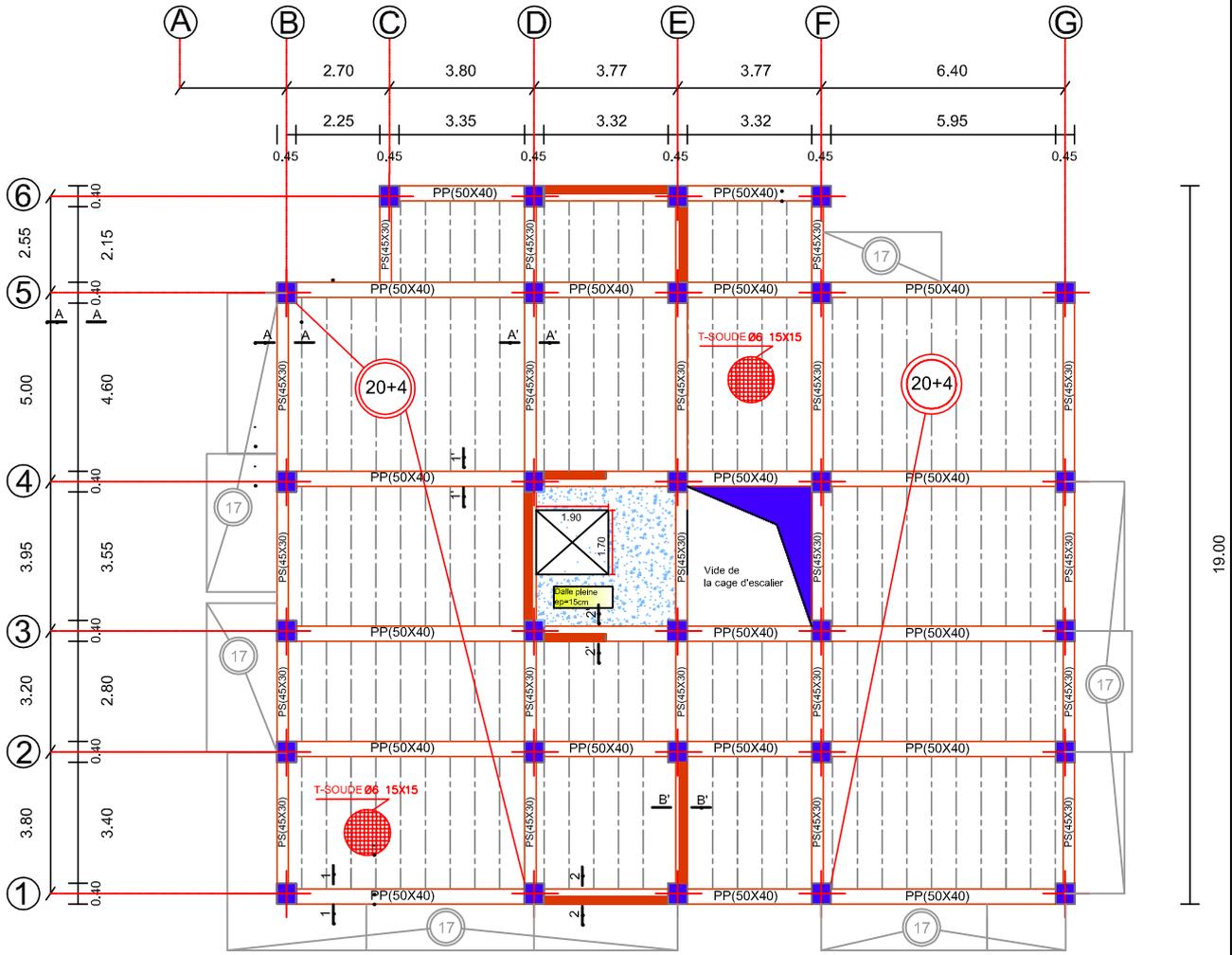
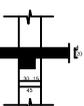
coupe A-A



coupe B'-B'



coupe A'-A'

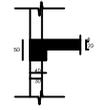


coffrage plancher étage 2

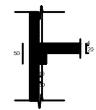
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUZ MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR : Mr CHERNOUHA OTHMANE Mr KENNAS MILOUD Mr SMAÏL NORDINE	TITRE : coffrage plancher étage:
DIRIGE PAR : Mr MOUSETFAI	2 et 3
PROMOTION 2011-2012	

Poutres principales:

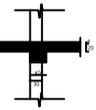
coupe 1-1



coupe 2-2



coupe 1'-1'

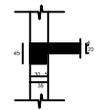


coupe 2'-2'

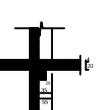


Poutres secondaires:

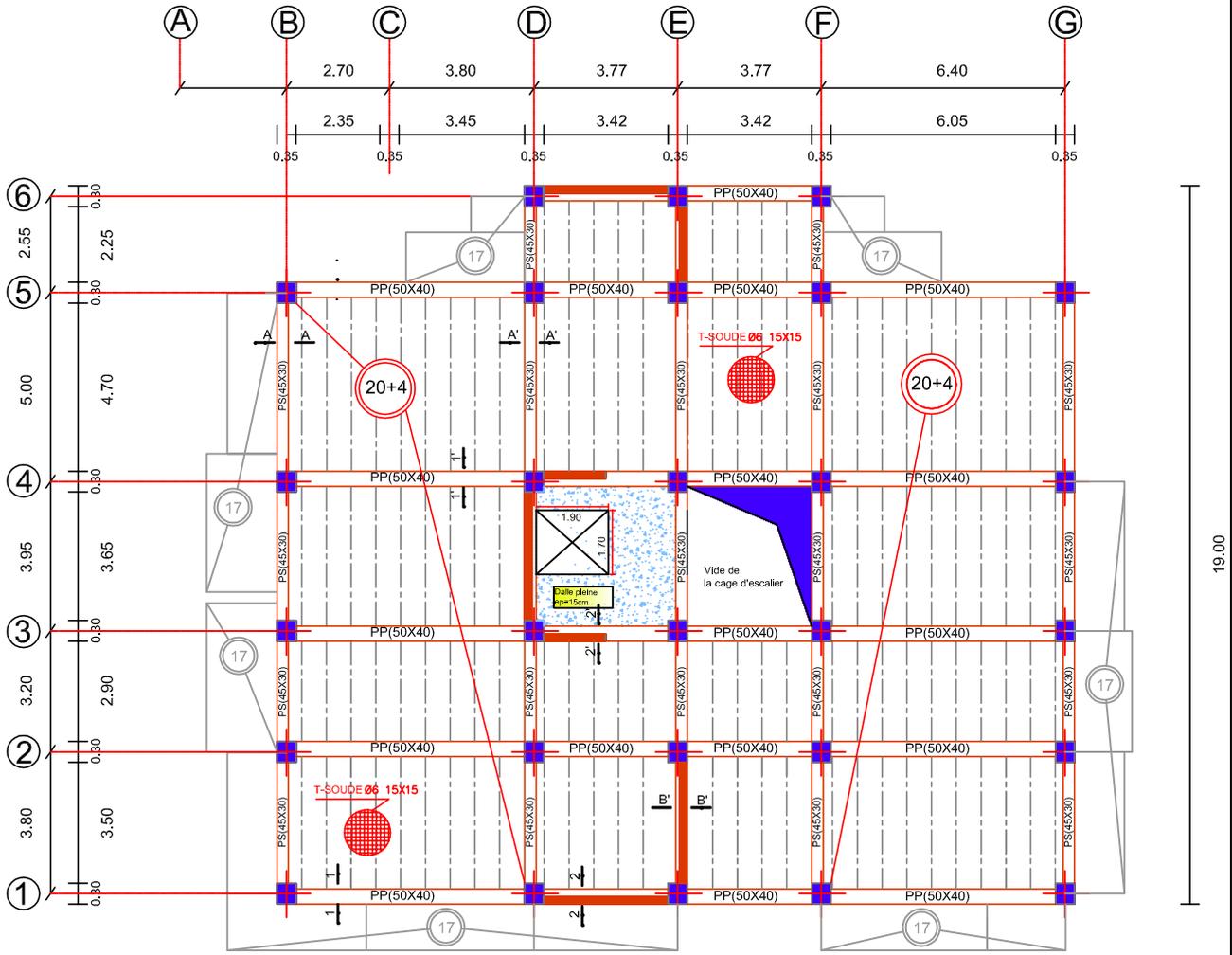
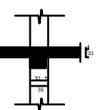
coupe A-A



coupe B-B'



coupe A'-A'

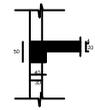


coffrage plancher étage 3,4 et 5

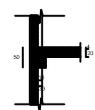
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDIE PAR : Mr CHERNOUHA OTHMANE Mr KENNAS MILOUD Mr SMAÏL NORDINE	TITRE : coffrage plancher étage:
DIRIGE PAR : Mr MOUSTEFAI	4 et 5
PROMOTION 2011-2012	

Poutres principales:

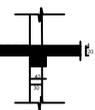
coupe 1-1



coupe 2-2



coupe 1'-1'



coupe 2'-2'

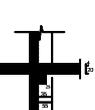


Poutres secondaires:

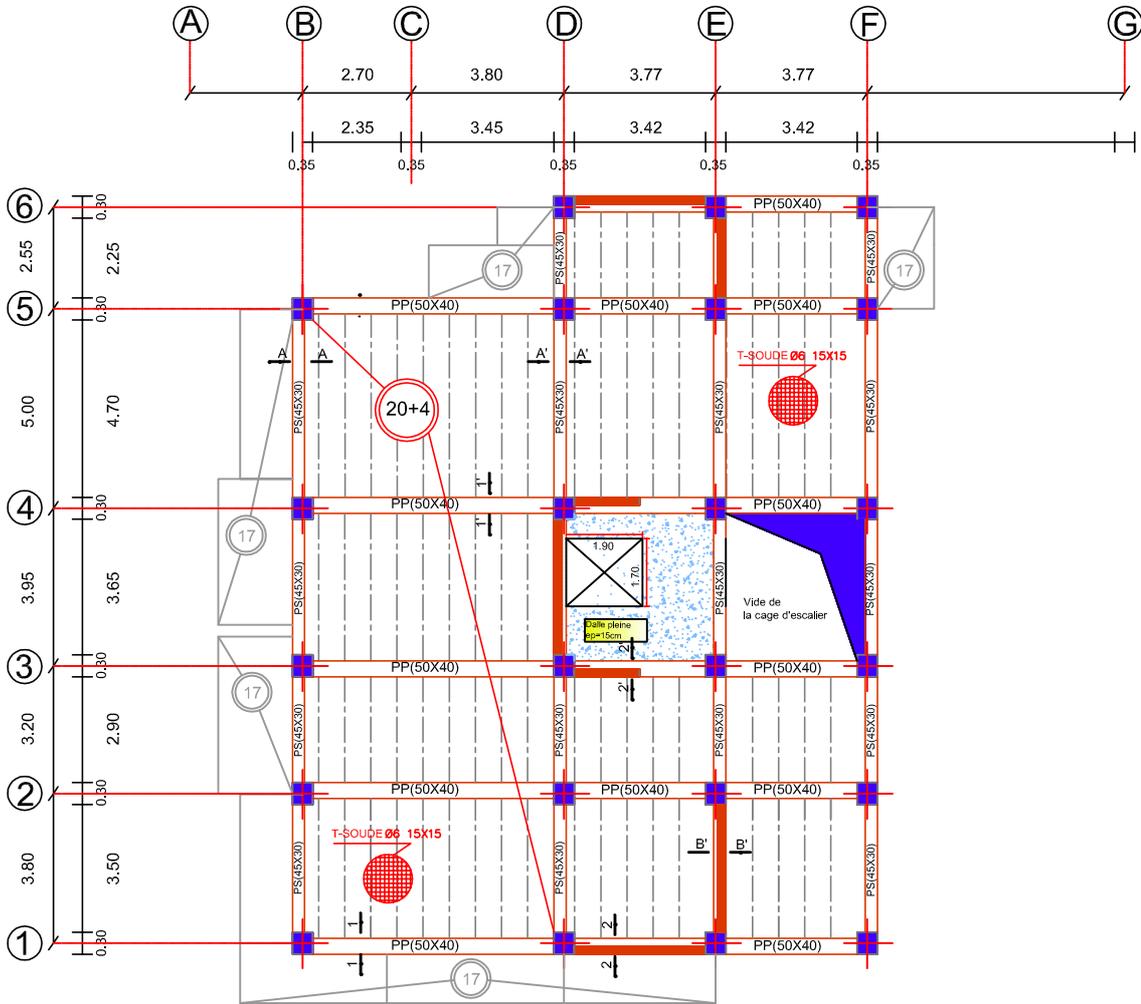
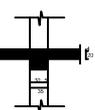
coupe A-A



coupe B'-B'



coupe A'-A'

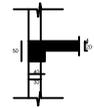


coffrage plancher étage 6

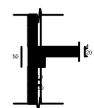
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU D MAMMARI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR : Mr CHERNOUHA OTHMANE Mr KENNAS MILOUD Mr SMAÏL NORDINE	TITRE: coffrage plancher étage:
DIRIGE PAR : Mr MOUSTEFAI	6
PROMOTION 2011-2012	(Empty cell)

Poutres principales:

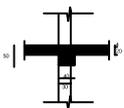
coupe 1-1



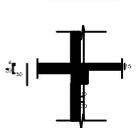
coupe 2-2



coupe 1'-1'

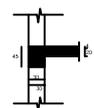


coupe 2'-2'

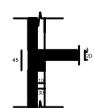


Poutres secondaires:

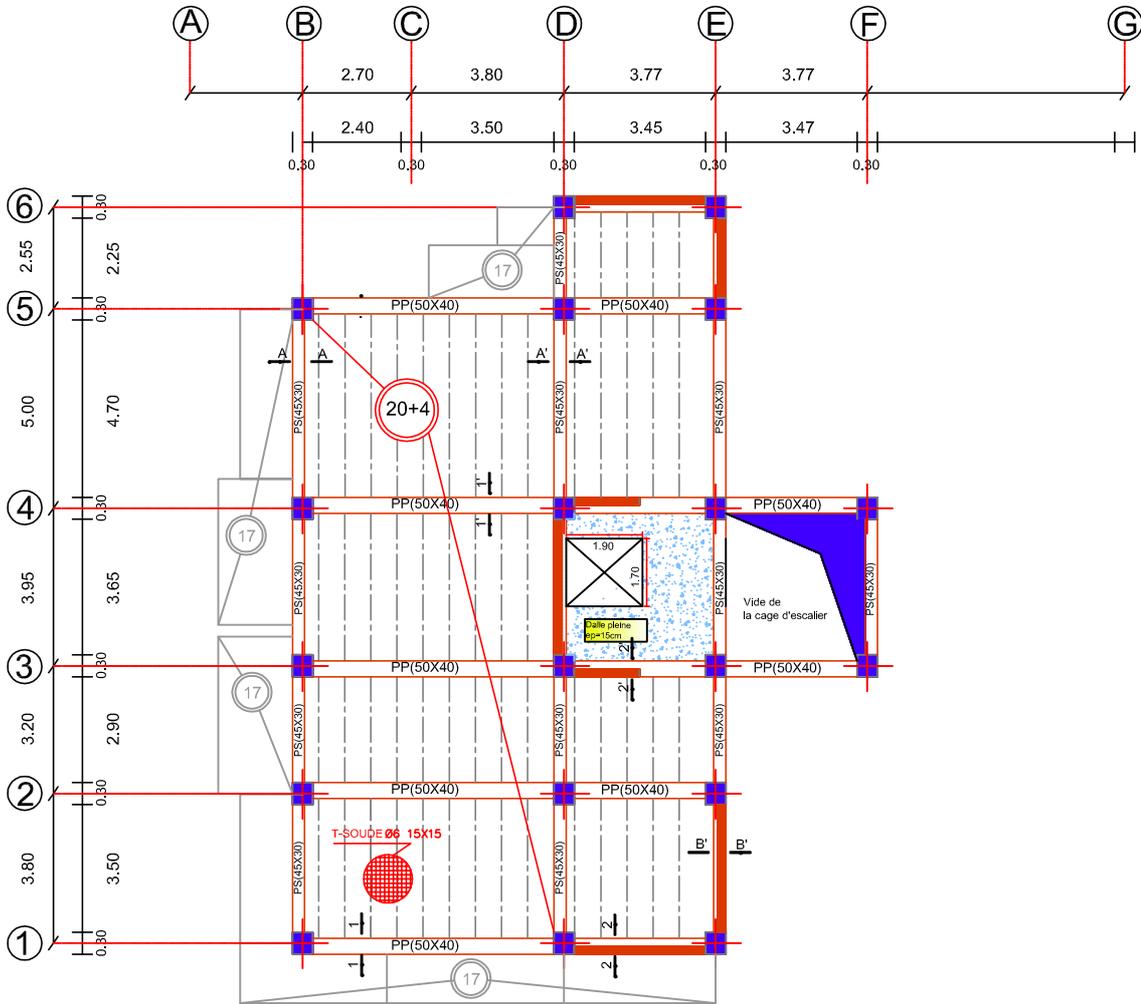
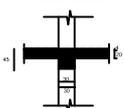
coupe A-A



coupe B'-B'



coupe A'-A'



coffrage plancher étage 7,8

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDIE PAR : Mr CHERNOUHA OTHMANE Mr KENNAS MILOUD Mr SMAÏL NORDINE	TITRE: coffrage plancher étage:
DIRIGE PAR : Mr MOUSTEFAI	7 et 8
PROMOTION 2011-2012	

INTRODUCTION GENERALE

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

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

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

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

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

L'ingénieur en génie civil est confronté aux exigences des maîtres d'œuvres.

Et il est amené alors à maîtriser ces outils numériques pour le calcul et la justification précise des structures.

Dans notre projet, la modélisation et le calcul de la structure se fera à l'aide de logiciel **ETABS**.

Chapitre 1

**Présentation de
l'ouvrage**

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

INTRODUCTION :

Ce projet proposé par bureau d'étude BART consiste à l'étude et calcul des éléments résistants d'un Bâtiment (**R+9+sous-sol**), à usage d'habitation et commercial qui est implanté à Bejaïa.

Selon le règlement parasismique algérien (RPA99 modifié en 2003) cet ouvrage est classé selon sa destination, dans la catégorie d'ouvrage de grande importance (**groupe 1B**) et situé en zone de moyenne sismicité (**IIa**).

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage avec ses différentes caractéristiques, ainsi que ses éléments constitutifs et leurs caractéristiques mécaniques.

I-1) Description de l'ouvrage :

Le projet, qui fait l'objet de cette étude, est constitué de :

- 01 sous sol.
- 01 RDC .
- 09 Étages courants.
- 01 Cages d'escaliers.
- 01 Cage d'ascenseur.

I-2) Caractéristiques géométriques :

- Longueur totale23.80 m
- Largeur totale.....19.00m
- Hauteur du sous-sol3.91 m
- Hauteur du RDC et 1^{er} étage.....3.74 m
- Hauteur de l'étage..... 3,06 m

I-3) Différents éléments de l'ouvrage :

I-3-1) Planchers :

a) Planchers en corps creux :

Tous les planchers des étages seront en corps creux, Le plancher terrasse comportera un complexe d'étanchéité et une forme de pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

b) Dalles pleine en béton armé :

Des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau de la salle machine et les balcons.

I-3-2) Maçonnerie :

Les murs extérieurs : sont en double cloisons de (25cm) d'épaisseur (en brique creuse de 10cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm (10+5+10)

Les murs intérieurs : sont en simple cloison (brique creuse de 10cm)

I-3-3) Revêtement :

Les revêtements utilisés sont :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers
- Céramique pour les salles d'eaux et cuisine
- Enduit plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds
- Enduit ciment pour les murs de façade, la cage d'escaliers et les plafonds des salles d'eaux et les locaux humides

I-3-4) Escaliers

Le bâtiment est muni d'une cage d'escaliers assurant la circulation sur toute la hauteur du bâtiment. Ces escaliers comportent deux volées et seront constituées de paliers et paillasse coulés sur place.

I-3-5) Acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé dont la hauteur, de 60 cm, vient se greffer à la périphérie de la terrasse.

I-4) Caractéristiques mécaniques des matériaux

I-4-1) le béton :

I-4-1-1) Résistance caractéristique à la compression

Dans le cas courant, le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours par un essai sur éprouvettes normalisées. Elle est notée « f_{cj} », (avec j l'âge de béton).

Dans notre cas $f_{c28} = 25$ Mpa.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge < 28 jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (**Art A.2.1,11 BAEL 91 modifiées 99**)

$$f_{cj} = \frac{j}{(4,76+0,83j)} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} < 40 \text{MPa}$$

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

I-4-1-2) Résistance caractéristique à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge « j » jours est donnée par la formule suivante (**Art A.2.1,12 BAEL91 modifiées 99**) :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa.}$$

I -4-1-3) Contraintes limites :

a) Etat limite ultime (ELU) : (Art A.4.3,41 BAEL91 modifiées 99)

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression du béton. Elle est donnée par la formule suivante

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

γ_b : Coefficient de sécurité ;

$$\gamma_b = 1,15 \text{ si la situation est accidentelle. } \Rightarrow f_{bc} = 18,50 \text{ MPa (pour } \theta = 1)$$

$$\gamma_b = 1,5 \text{ si la situation est courante. } \Rightarrow f_{bc} = 14,20 \text{ MPa (pour } \theta = 1)$$

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

$\theta = 1$ lorsque la durée d'application est supérieur à 24 heures

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

$\theta = 0,85$ lorsque la durée d'application est inférieur à 1heure

b) Contrainte limite de cisaillement: (art A.5.1.21 BAEL91 modifiées 99) :

$$\tau_u = \min (0,13 f_{c28} , 5 \text{ MPa}) \quad \text{pour une fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_u = \min (0,10 f_{c28} , 4 \text{ MPa}) \quad \text{pour une fissuration préjudiciable.}$$

c) État limite de service (ELS) (Art. A.4.5.2, BAEL91 modifiées 99) :

La contrainte de compression du béton est limitée par :

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

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

I -4-1-4) Module d'élasticité:

Le module d'élasticité est le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de module.

a-1) Module d'élasticité instantané (art A.2.1,21 BAEL91 modifiées 99) :

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

$$E_{ij} = 1100 \sqrt[3]{f_{c_j}} .$$

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Pour $F_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$

a-2) Module d'élasticité différée (art A.2.1,22 BAEL91 modifiées 99) :

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

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

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

b) Module d'élasticité transversale :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \text{ MPa} \quad \text{avec :}$$

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

ν : Coefficient de poisson.

c) Coefficient de poisson : (art A.2.1,3 BAEL91 modifiées 99) :

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales.

$$\left(\nu = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l} \right) \quad \text{Il sera pris égal à :}$$

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

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

I-4-1-5) Diagramme contrainte déformation du béton :

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

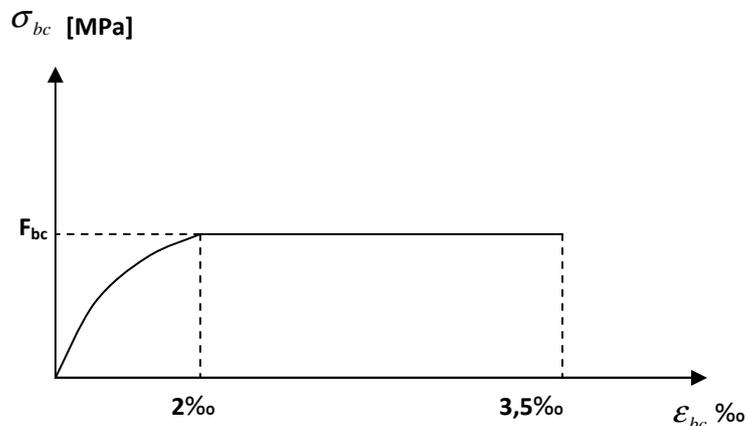


Fig I.1- Diagramme contrainte- déformation du béton (ELU)

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

ε_{bc} : Déformation du béton en compression

I-4-2) Les aciers :

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton résiste mal et l'acier résiste bien.

Le ferrailage se fera en utilisant les deux types d'aciers suivants :

- Aciers à haute adhérence H.A (feE400).....fe = 400 MPa
 - Treillis soudés (TL520).....fe = 520 MPa
- fe : limite d'élasticité.

I-4-2-1) Module de déformation longitudinale

$E_s = 2.10^5$ MPa : cette valeur sera constante quelle que soit la nuance de l'acier

I-4-2-2) limite élasticité de l'acier :

- A ELU : (Art A.4.3.2/ BAEL91 modifiée 99):

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \quad \text{pour la situation durable} \\ \gamma_s = 1,00 \quad \text{pour la situation accidentelle} \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{pour les aciers à haute adhérence FeE400}$$

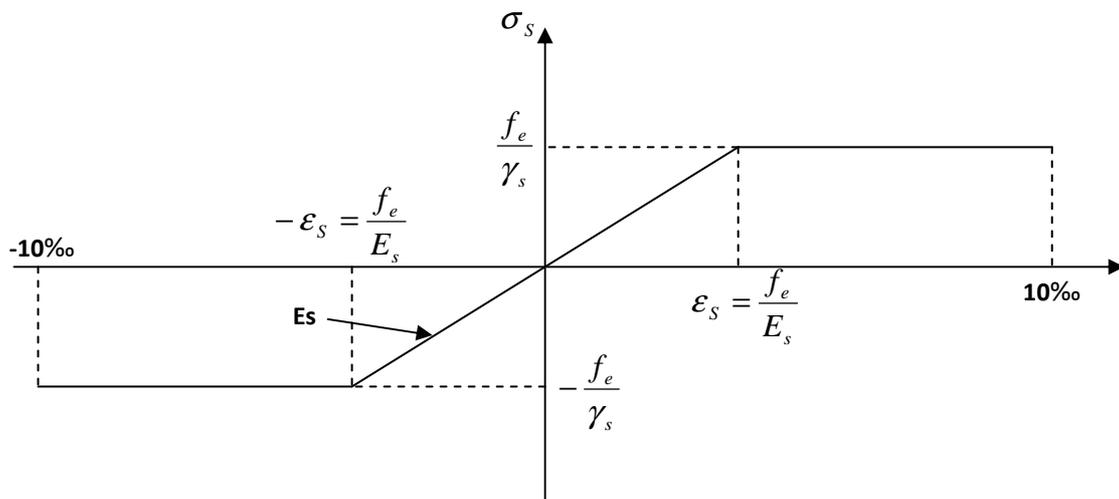


Fig. I.2 Diagramme Contrainte - Déformation de l'acier

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

➤ A ELS: (art. A.4.5,3 BAEL91 modifiées 99)

Afin de réduire le risque d'apparition des fissures et pour limiter l'importance de l'ouverture de celles-ci, on est amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service on définit :

- ✓ **Fissuration peu nuisible (Art. A.4.5,32 BAEL91 modifiées 99)** : Cas des éléments intérieurs où aucune vérification n'est nécessaire.
- ✓ **Fissuration préjudiciable (Art. A.4.5,33 BAEL91 modifiées 99)** : C'est le cas des milieux exposés aux intempéries

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110\sqrt{\eta f_{ij}})\right) MPa.$$

Avec :

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

f_e : limite d'élasticité des aciers utilisés.

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

η : coefficient de fissuration.

$$\eta = 1,6 \text{ pour les HA}$$

$$\eta = 1 \text{ pour les RL.}$$

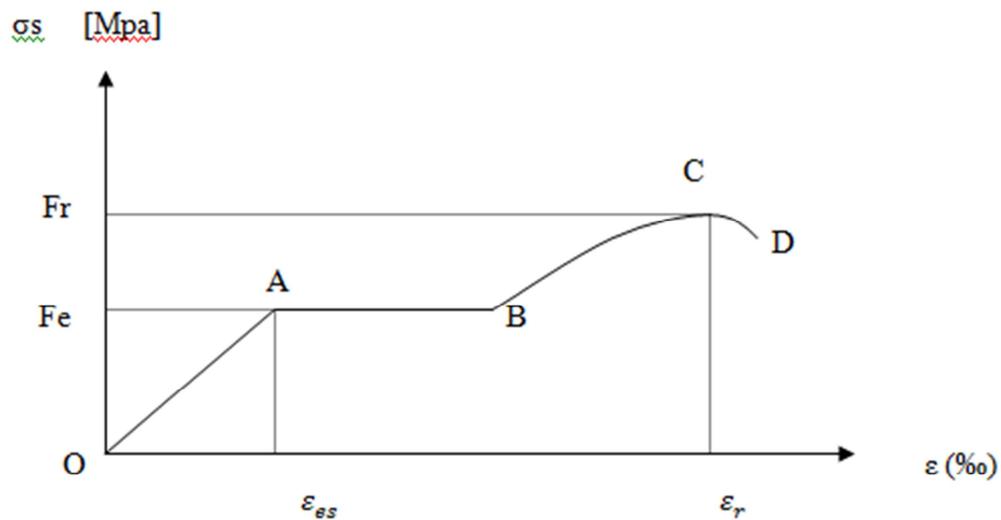
- ✓ **Fissuration très préjudiciable (Art. A.4.5,34 BAEL91 modifiées 99)** :

C'est le cas des milieux agressifs.

$$\sigma_s < \sigma_{st} \leq 0.8 \min\left[\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110\sqrt{\eta f_{ij}})\right]$$

I-4-2-3) Diagramme contraintes-déformations:

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.



Avec: F_r : Résistance à la rupture.

F_e : Limite d'élasticité.

ε_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier.

ε_r : " " " à la rupture.

Le diagramme comprend quatre zones :

Zone OA : Domaine d'élasticité linéaire.

Zone AB : Domaine de ductilité.

Zone BC : Domaine de raffermissement.

Zone CD : Domaine de striction.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I-4-2-4) Protection d'armatures: (art A. 7.2,4 BAEL91 modifiées 99) :

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

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

Chapitre II

**Pré dimensionnement des
éléments**

INTRODUCTION :

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux le constituant, on passe au pré dimensionnement des éléments tels que les planchers, les poutres principales et secondaires, les voiles et enfin les poteaux. Ce pré dimensionnement permet de déterminer les différentes charges qui seront appliquées aux différents éléments de la structure.

II-1) détermination des charges et surcharges :

Afin de pré dimensionner les éléments (planchers, poteaux) on doit d'abord déterminer le chargement à la réglementation.

II-1-1) Charges permanentes :

On commence par déterminer les charges permanentes, en effet, on calculera les charges correspondantes aux planchers (terrasse et étages courants) aux murs (extérieurs et intérieurs) à l'acrotère. Tous ces résultats sont donnés dans les tableaux suivants.

II-1-1-1) Planchers :

a) Charges permanentes du plancher terrasse (inaccessible) :

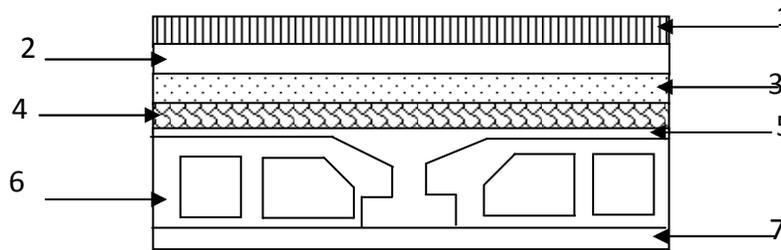


Fig.II.1 Coupe d'un plancher terrasse

Tableau II 1 : Valeur de la charge permanente G_t de plancher terrasse

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Pds volumique [KN / m^3]	Charges [KN / m^2]
1	Couche de gravillon	0,05	19,00	0,95
2	Etanchéité	0,02	6,00	0,12
3	Forme de pente en béton (1,5%)	0,07	22,00	1,54
4	Feuille de polyane	/	/	0,01
5	Isolation thermique	0,04	4,00	0,16
6	Plancher en corps creux	0,20	14,00	2,80
7	Enduit de plâtre	0,02	10,00	0,20

Sous plafond			
			$G_{pt}=5,80$

a) Charges permanentes du plancher étage courant et RDC :

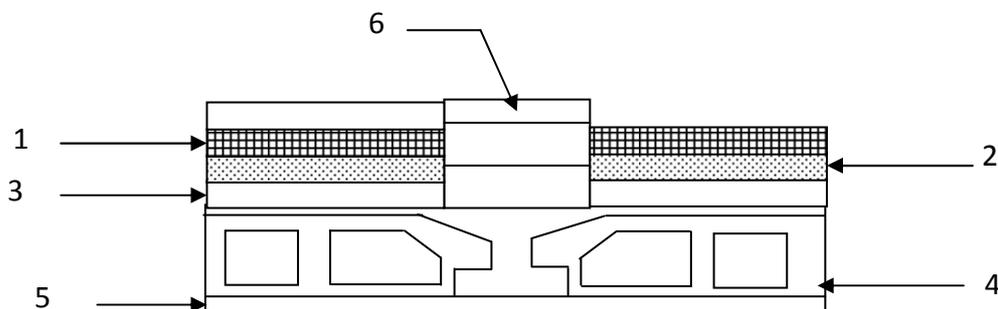


Fig.II.2) : Coupe d'un plancher étage courant & RDC

Tableau II 2 : Valeur de la charge permanente G_c de plancher étage courant, RDC & Sous-sol

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids Volumique [KN/m ³]	Charges [KN / m ²]
1	Revêtement en carrelage	0,02	20,00	0,40
2	Mortier de pose	0,03	18,00	0,54
3	Couche de sable	0,03	22,00	0,66
4	Plancher en corps creux	0,24	13,00	3,10
5	Enduit de plâtre	0,02	10,00	0,20
6	Maçonnerie en brique creuse	0,10	9,00	0,90
				$G_{pt}=5,80$

II-1-1-2) Maçonnerie :

a) Murs extérieurs :

En double cloisons (avec briques creuses) d'épaisseur égale à 25 cm

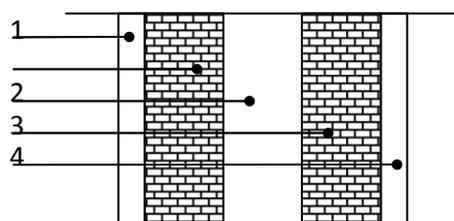


Fig.II.3. Coupe verticale de mur extérieure

Tableau II 3 : Valeur de la charge permanente de la maçonnerie (mur extérieur)

N°	Désignation	Epaisseur (m)	ρ (KN / m ³)	G (KN / m ²)
1	Enduit ciment	0,02	20,00	0.40
2	Lame d'air	0,05	/	0.00
3	Briques creuses	0,10+0,10	9,00	1,80
4	Enduit plâtre	0,02	10,00	0.20
G Total				2.40

c) Murs intérieurs :

Ils sont constitués de briques creuses de 10 cm et enduit plâtre des 2 faces.

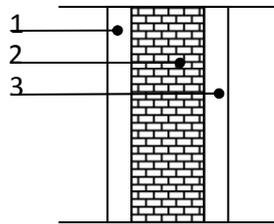


Fig.II.4. Coupe horizontale de mur intérieur

Tableau II 4: Valeur de la charge permanente de la maçonnerie (mur intérieur)

N°	Désignation	Epaisseur (m)	ρ (KN / m ³)	G (KN / m ²)
1	Enduit plâtre	0,02	10,00	0.20
2	Briques creuses	0,10	9,00	0.9
3	Enduit plâtre	0,02	10,00	0.20
G Total				1.3

II-1-2) Surcharges d'exploitations :

- Plancher terrasse inaccessible.....1 [KN/m²]
- Plancher étage courant : à usage d'habitation..... 1,5[KN/m²]
- Plancher de sous sol : à usage commercial.....4 [KN/ m²]
- Escalier.....2,5 [KN/m²]
- Balcon3,5 [KN/m²]
- Acrotère.....1[KN/m²]

II-2) Pré dimensionnement des éléments :

II-2-1) Les planchers :

Les planchers sont des aires horizontales limitant les différents niveaux d'un bâtiment, capables de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux.

Ils doivent être conçus d'une façon à :

- Supporter leurs poids propres et les surcharges.
- Isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages.
- Transmettre les efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement.

Dans notre projet, on distingue deux types de planchers :

a) Planchers en corps creux :

Il s'agit de planchers, constitués de corps creux posés sur des poutrelles préfabriquées servant de coffrage perdu d'une part, et d'isolant acoustique et thermique d'autre part, le tout complété par une dalle de compression de 4 à 6 [cm] d'épaisseur réalisée en béton coulée sur place, armée d'un treillis soudé de nuance (TLE520) dont les mailles ne dépassent pas :

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

L'épaisseur des planchers sera déterminée à partir de la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \text{ (BAEL 91 modifiées 99 Art .B.6.8,424)}$$

Avec

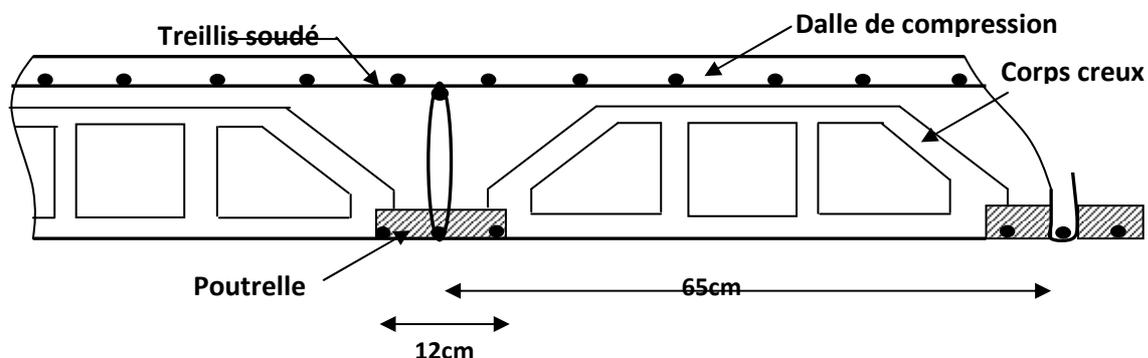
h_t : L'épaisseur des planchers

L : la portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles, dans notre cas la portée libre maximale : $L_{max} = 5.00m = 500 \text{ cm}$

$$H_t \geq \frac{470}{22.5} = 20.88 \text{ cm}$$

Soit $h_t = 21 \text{ cm}$ on opte pour un plancher (20+4)

D'où l'épaisseur du corps creux est de 20[cm] et l'épaisseur de la dalle de compression est de [4cm].



FigII. 5 : Schéma d'un plancher en corps creux

b) Dalle pleine :

C'est une dalle réalisée en béton armé uniquement. Elle repose avec ou sans continuité sur deux ou plusieurs appuis constitués de poutres ou de refends.

La réalisation d'une dalle pleine nécessite la mise en place d'un coffrage sur toute la surface concernée.

II-2-2) Les poutres :

Les poutres sont destinées à supporter les charges d'une partie de la construction, ses dimensions sont données par les relations suivantes :

- h_t : hauteur comprise entre $L/15 \leq h_t \leq L/10$.
- b : largeur comprise entre $0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$.
- L_{max} : portée libre entre nus d'appuis.

On distingue les poutres principales qui servent comme appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

I-2-2-1) Les poutres principales :

Elles sont dans le sens perpendiculaire à celui des poutrelles.

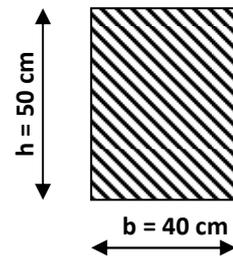
$$L = 6.5 - 0.30 = 6.2 \text{ m}$$

➤ La hauteur de la Poutre h_t :

$$620/15 \leq h_t \leq 620/10 \Rightarrow 41,31 \leq h_t \leq 62 \quad \text{soit } h_t = 50 \text{ cm}$$

➤ La largeur de la poutre b :

$$0,4(60) \leq b \leq 0,7(60) \Rightarrow 24 \leq b \leq 42 \quad \text{soit } b = 40 \text{ cm}$$



FigII. 6

Vérifications relatives aux exigences du RPA :(Art 7.5 .1du RPA99)

✓ Poutre

- $b \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots 40 \geq 20 \text{ cm}$ condition Vérifiée.
- $h_t \geq 35 \text{ cm} \dots\dots\dots 50 \geq 30 \text{ cm}$ condition Vérifiée.
- $h_t / b \leq 4 \dots\dots\dots 50 / 40 = 1,25 \leq 4$ condition Vérifiée.

II-2-2-2) Les poutres secondaires

Elles sont parallèles aux poutrelles.

$$L_{max} = 5,00 - 0,30 = 4,7 \text{ m}$$

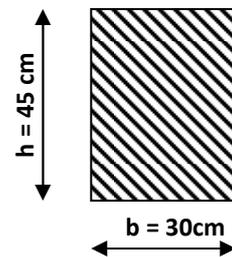
➤ La hauteur de la Poutre est :

$$470/15 \leq h_t \leq 470/10 \Rightarrow 31,33 \leq h_t \leq 47 \quad \text{soit } h_t = 45 \text{ cm}$$

➤ La largeur de la poutre b :

$$0,4(45) \leq b \leq 0,7(45) \Rightarrow 18 \leq b \leq 31.5 \quad \text{soit } b = 30 \text{ cm}$$

$$h_t / b \leq 4 \dots\dots\dots 45/30 = 1.5 \leq 4$$



FigII. 7

➤ Vérification des exigences RPA 99 version 2003 :

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ [cm]} \\ h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ [cm]} \quad , \quad h/b = 35 / 25 = 1.5 < 4 \end{array} \right\} \text{ conditions vérifiées}$$

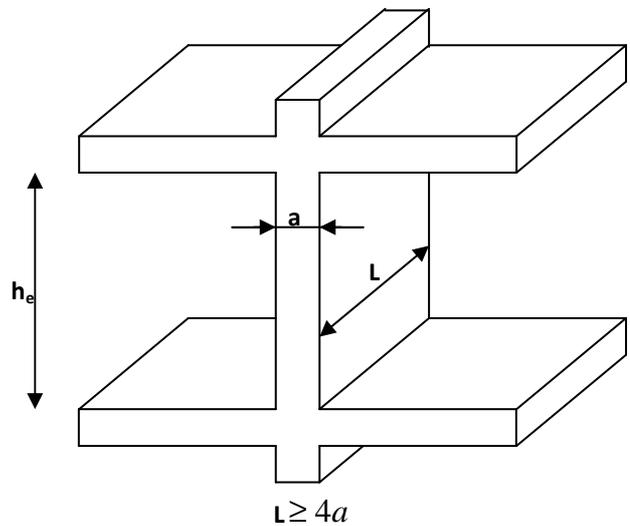
Les conditions imposées par le RPA sont toutes vérifiées, donc les sections adoptées sont :

- Poutres principales (50X40) cm² \Rightarrow Sens transversal
- Poutres secondaires (45X30) cm² \Rightarrow Sens longitudinal

II-2-3) Les voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales et à reprendre une partie des efforts dus aux charges verticales. Ils sont dimensionnés d'après le RPA épaisseur minimal d'un voile : $e_{min}=15$ cm.

De plus l'épaisseur est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités, voir schémas suivant:



FigII. 8 Coupe d'un voile en élévation

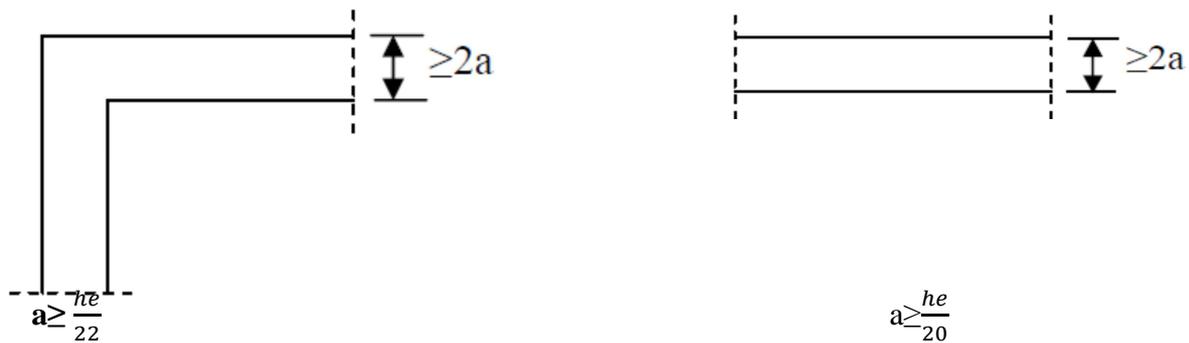


Figure II.8': Coupes de voiles en plan

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

➤ RDC

$$h_e = 374 - 24 = 350 \text{ cm}$$

$$\text{On aura donc : } a \geq \frac{350}{20} = 17.5 \text{ cm}$$

On opte pour des voiles d'épaisseur : $a=20$ cm

➤ **Etage courant :**

$$h_e = 306 - 24 = 282 \text{ cm}$$

$$\text{On aura donc : } a \geq \frac{282}{20} = 14.1 \text{ cm}$$

On pote pour des voiles d'épaisseur : $a = 20 \text{ cm}$.

➤ **Largeur minimale du voile**

- Soient $a = 20 \text{ cm}$, alors la longueur du voile doit être supérieur à 4 fois de son épaisseur pour qu'il soit considéré comme voile de contreventement.

$$\text{Soient : } L_1 \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$$

- si non le voile ne sera pas considéré comme voile de contreventement.

II-2-4) Les Poteaux :

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

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

S : section transversale du poteau.

N : effort de compression repris par les poteaux avec $N = G + Q$

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation

σ_{bc} : Contrainte limite de service du béton en compression : $\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

❖ **Remarque :**

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

II.2-5) Descente de charge:

La descente de charge est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs point d'application jusqu'aux fondations. D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (portique- voile) appelées surfaces d'influences.

II.2-5.1) Surface d'influence

Le poteau le plus sollicité est celui du rez de chaussé, correspondant au croisement des portiques

D2 comme suit :

a) **Surface revenant au poteau :**

- $S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$
- $S_1 = (3.10 \times 1.45) = 4.50 \text{ m}^2$.
- $S_2 = (1.86 \times 1.45) = 2.70 \text{ m}^2$
- $S_3 = (1.86 \times 1.725) = 3.20 \text{ m}^2$.
- $S_4 = (3.10 \times 1.725) = 5.35 \text{ m}^2$
- $S = 4.5 + 2.70 + 3.2 + 5.35$
- $S = 15.75 \text{ m}^2$.
-

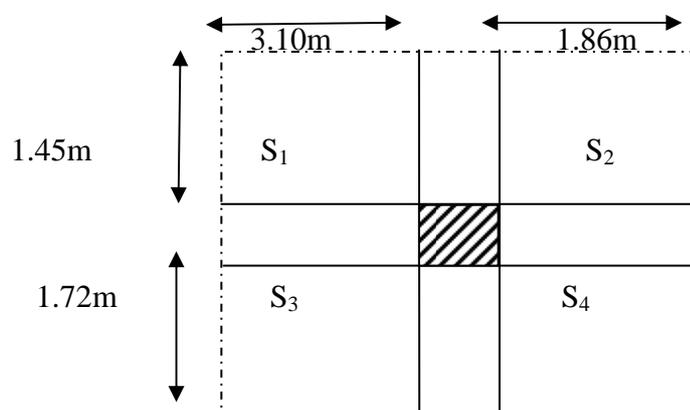


Figure II.9 : surface revenant au poteau

b) Les efforts revenant au poteau le plus sollicité :

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

Poids du plancher : $P=G \times S$

$$P_{pc} = G_c \times S = 5.8 \times 15.75 = 91.35 \text{ KN.}$$

Poids plancher terrasse inaccessible.

$$P_{ter} = G_{ter} \times S = 5.51 \times 15.75 = 86.78 \text{ KN}$$

❖ **Poids revenant a chaque poutre**

• **Poutres principales**

$$- P_{pp} = (0.40 \times 0.50 \times 3.10) \times 25 = 20.38 \text{ KN.}$$

• **Poutres secondaires:**

$$- P_{ps} = (0.3 \times 0.45 \times 3.175) \times 25 = 10.71 \text{ KN.}$$

Poids total des poutres :

$$- P_{ptot} = P_{pt} + P_s = 10.71 + 20.38 = 31.10 \text{ KN}$$

• **Section brute:**

$$- S_b = 3.475 \times 5.26 = 18.28 \text{ m}^2$$

❖ **surcharge d'exploitation**

Plancher terrasse : $Q_0 = 1.00 \times 18.28 = 18.28 \text{ kN}$

Plancher étage courant : $Q_1 = Q_2 = \dots \dots \dots Q_{10} = 1.5 \times 18.28 = 27.42 \text{ kN}$

Plancher a usage bureau: $Q_{10} = 2.5 \times 18.28 = 45.7 \text{ KN}$

Plancher a usage hall a guichet $Q_{11} = 4 \times 18.28 = 73.12 \text{ KN}$

c) Loi de dégression de charges :

Les règles du BAEL 99 exigent l'application de la dégression des charges d'exploitations aux bâtiments à grands nombres d'étages ($n \geq 5$).

La loi de dégression est :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=0}^n Q_i \quad \text{Pour } n \geq 5$$

Q_0 : charge d'exploitation à terrasse inaccessible,

Q_i : charge d'exploitation d'étage i ,

n : nombres d'étages du haut vers le bas,

Q_n : charge d'exploitation à l'étage n en tenant compte de la dégression des charges

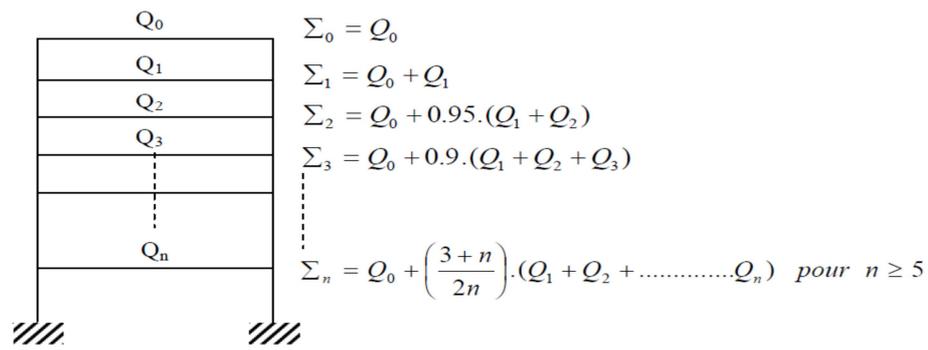


Figure 2.10 : Loi de dégression des surcharges Q_n

Coefficient de dégression de charges

Niveaux	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
coeff	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.71	0.68	0.66	0.65

On obtient les surcharges Q_n suivantes:

$$S_{11} = Q_1 = 18.28 \text{KN.}$$

$$S_{10} = Q_1 + Q_2 = 45.7 \text{KN.}$$

$$S_9 = Q_1 + 0.95(Q_2 + Q_3) = 70.378 \text{KN.}$$

$$S_8 = Q_1 + 0.90(Q_2 + Q_3 + Q_4) = 92.314 \text{KN.}$$

$$S_7 = Q_1 + 0.85(Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 111.508 \text{KN.}$$

$$S_6 = Q_1 + 0.80(Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 127.96 \text{KN.}$$

$$S_5 = Q_1 + 0.75(Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 141.67 \text{KN.}$$

$$S_4 = Q_1 + 0.71(Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 154.557 \text{KN.}$$

$$S_3 = Q_1 + 0.68(Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 167.444 \text{KN.}$$

$$S_2 = Q_1 + 0.66(Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 193.25 \text{KN.}$$

$$S_1 = Q_1 + 0.65(Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11}) = 238.09 \text{KN.}$$

d) poids des poteaux

Le dimensionnement des poteaux est le but principal de ce chapitre pour calculer leurs poids, nous avons supposé les dimensions suivantes pour tous les poteaux de notre structure :

- $b = 30 \text{cm}$
- $h = 30 \text{cm}$

Tableau II.5 : descente de charges sur le poteau :

Niv	KN								cm ²	
	plancher	poutre	poteau	G _{tot}	G _{cum}	Q	Q _{cum}	N=G _c +Q _c	S _{trouvée}	S _{adoptée}
11	86.78	31.10	0.00	122.45	122.45	18.28	18.28	140.73	93.82	30x30
10	91.35	31.10	6.885	129.34	251.79	45.70	63.98	315.77	210.51	30x30
9	91.35	31.10	6.885	129.34	381.13	70.37	134.35	515.48	343.65	30x30
8	91.35	31.10	6.885	129.34	510.47	92.31	226.66	737.13	491.42	30x35
7	91.35	31.10	6.885	129.34	639.81	111.51	338.17	977.98	651.98	30x35
6	91.35	31.10	6.885	129.34	769.15	127.96	479.84	1248.99	832.66	30x35
5	91.35	31.10	6.885	129.34	898.49	141.67	634.40	1532.89	1021.92	40x45
4	91.35	31.10	6.885	129.34	1027.83	154.57	801.85	1829.68	1219.78	40x45
3	91.35	31.10	8.42	130.87	1158.7	167.45	995.10	2153.80	1435.86	40x45
2	91.35	31.10	8.42	130.87	1289.59	193.25	1188.35	2477.94	1651.96	50x55
1	91.35	31.10	8.80	131.25	1420.82	238.10	1426.45	2847.27	1898.18	50x55

Remarque :

Suite aux dégâts constatés lors du séisme 21 Mai à BOUMERDES, il est recommandés de concevoir des poteaux forts est des poutres faibles devant ces poteaux a fin de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non pas au niveau du poteau (pour éviter la rotule plastique)

Ceci nous à conduits à augmenter la section de nos poteaux a fin de respecter les recommandations des experts.

➤ Les sections des poteaux adoptées sont :

niveau	Sections de poteaux (cm ²)
9,10,11	(30 x 30)
6,7,8	(30 x 35)
3,4,5	(40x 45)
1,2	(50 x55)

e) Vérification des conditions du RPA 99 (modifié en 2003)

Il y a 3 conditions à vérifier :

- $\min (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ en zone II
- $\min (b_1, h_1) \geq h_e / 20$
- $0.25 \leq b_1 / h_1 \leq 4$
- h_e : hauteur libre de poteau

Les vérifications sur notre projet qui se situe en zone II sont :

- $\min (b_1, h_1) = 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$
- $h_e / 20 = 282 / 20 = 14.1$
 ➤ $\text{Min} (b_1, h_1) = 30 \text{ cm} > 14.1 \text{ cm}$
- $b / h = 1$
 $0,25 \leq b_1 / h_1 \leq 4$

Ainsi les valeurs sont retenues car elles sont conformes aux exigences du **RPA99 (modifié en 2003)**

➤ Vérification de la résistance des poteaux au flambement

Pour éviter tout risque de flambement des poteaux, l'élancement de ces derniers doit satisfaire la condition suivante :

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

$l_f = 0,7L_0$: longueur du flambement du poteau,

$L_0 = h_e$: hauteur libre du poteau,

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

I : moment d'inertie, $I = \frac{bh^3}{12}$,

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

D'où:

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0,7 l_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

➤ poteau du 7^{ieme} → 9^{ieme} étage (30x30) $\text{cm}^2 \Rightarrow \lambda = 22.8 < 50$ vérifier.

Conclusion:

Tous les poteaux de l'ossature sont vérifiés au flambement.

Chapitre III

**Calcul des
Éléments**

III-1) L'acrotère

Introduction :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure Il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse.

Il est soumis à un effort G dû à son poids propre et à un effort latéral Q dû à la main courante, engendrant un moment de renversement M dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bonde de 1m de longueur.

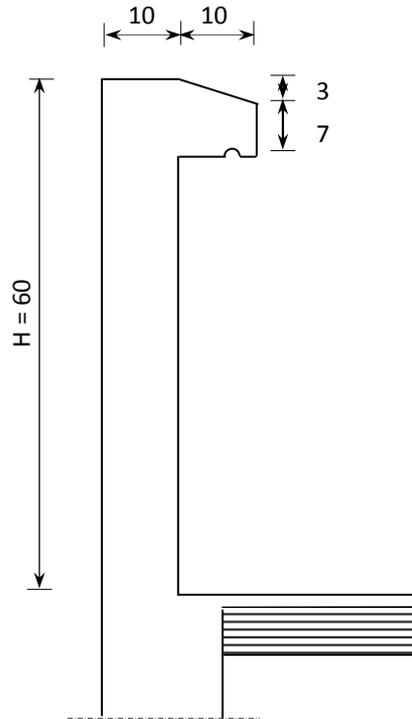


Fig III-1-1 : Coupe verticale de l'acrotère.

III-1-1) Schémas statiques :

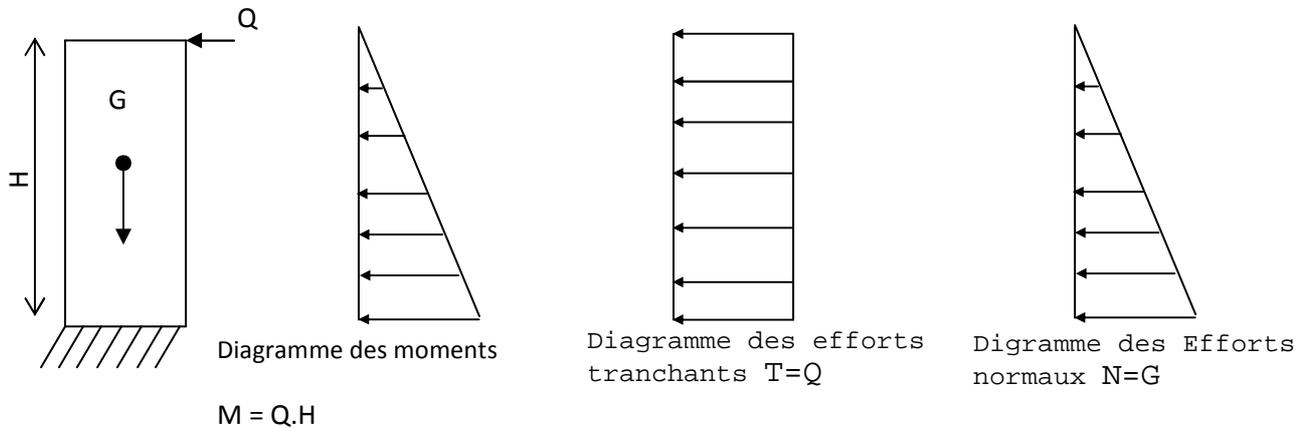


Fig III-1-2

Chapitre III : Calcul des éléments

III-1-2) Calcul des efforts :

Effort normal dû au poids propre :

$$G = \rho \cdot S$$

$$G = \left[(0,6 \times 0,1) + (0,07 \times 0,1) + \left(\frac{0,03 \times 0,1}{2} \right) \right] \times 25$$

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

Avec :

ρ : Masse volumique du béton

S : Section longitudinale de l'acrotère.

Effort horizontal dû à la main courante :

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

Effort normal :

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

Moment de renversement M dû à l'effort horizontal : $M = Q \times H = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$

III-1-3) Combinaisons de charges :

a) **E L U** : La combinaison est : $1,35 G + 1,50 Q$

Effort normal de compression dû à G : $N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,712 = 2,311 \text{ KN/ml}$

Moment de renversement dû à Q : $M_u = 1,50 \times MQ = 1,50 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$

b) **E L S** : La combinaison est $G + Q$

Effort normal de compression : $N_s = G = 1,712 \text{ KN/ml}$

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

III-1-4) Ferrailage

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée.

e : Excentricité

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

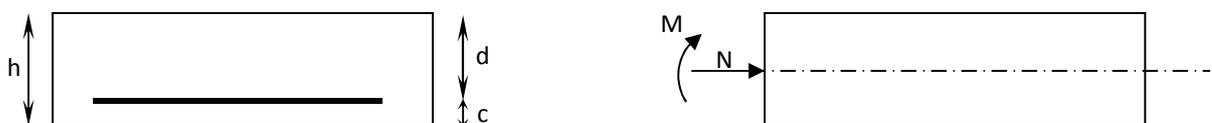


Fig III-1-3

Chapitre III : Calcul des éléments

$h = 10 \text{ cm}$ (épaisseur de l'acrotère)

$b = 100 \text{ cm}$ (longueur de la section)

$d = 8 \text{ cm}$

$c = 2 \text{ cm}$ (enrobage)

a) Calcul de l'excentricité :

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

$$e_u = \frac{0,9}{2,311} = 0,389 \text{ m}$$

$$e_u = 39,94 \text{ cm}$$

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

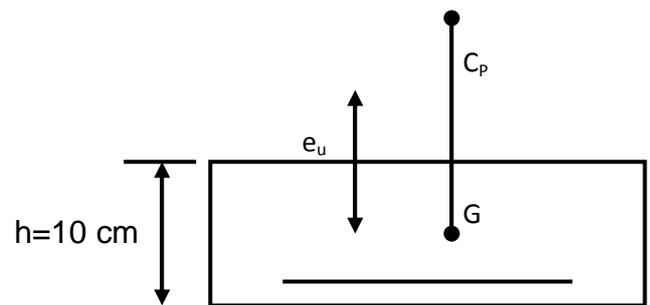


Fig III-1-4

$$e_u = 39,94 > h/2 - c = 3$$

D'où Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal (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 M_f puis on se ramène à la flexion composée.

b) Calcul en flexion simple

$$g = e_u + (h/2 - c) = 0,389 + (0,1/2 - 0,02) = 0,419 \text{ m}$$

-Moment fictif : $M_f = N_u \times g = 2,311 \times 0,419 = 0,968 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,968 \times 10^6}{1000 \times (80)^2 \times 14,2} = 0,0106$$

$$\mu_b = 0,0106 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S. S. A}$$

$$\mu_b = 0,0106 \Rightarrow \beta = 0,995$$

- Les armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0,968 \times 10^6}{0,995 \times 80 \times 348}$$

$$A_f = 34,94 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_f = 0,349 \text{ cm}^2$$

c) Calcul en flexion composée :

La section réelle des armatures :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = (0,349 \times 100) - \frac{2,311 \times 10^3}{348}$$

$$A = 28,259 \text{ mm}^2 \quad \Rightarrow \quad A = 0,282 \text{ cm}^2$$

III-1-5) Vérification à l'ELU :

III-1-5-1) Condition de non fragilité (la section minimale) (BAEL91 modifié 99/ Art A 4.2.1) :

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

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6 \times 100}{1,712} = 35,04 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 1000 \times 80 \times 2,1}{400} \times \frac{35,04 - 0,455 \times 80}{35,04 - 0,185 \times 80}$$

$$A_{\min} = 90,384 \text{ mm}^2 \quad \Rightarrow \quad A_{\min} = 0,904 \text{ cm}^2 > A_{\text{calculer}} = 0,282 \text{ cm}^2$$

Par conséquent nous prenons :

$$A = A_{\min} = 0,904 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 \Rightarrow $A = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

$$S_t \leq \text{Min} \{3h ; 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \quad \text{soit : } S_t = 25 \text{ cm}$$

Armatures de répartition

$$A_r = A / 4 = 2,01 / 4 = 0,502 \text{ cm}^2.$$

Soit :

$$4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \text{Min}\{4h ; 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm} \quad \text{soit : } S_t = 25 \text{ cm}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

III-1-5-2) Vérification au cisaillement (art .A.5, 1.1 /BAEL 91 modifiées 99) :

Nous avons une fissuration préjudiciable, d'où

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

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

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 1000}{1000 \times 80} = 0,0187\text{MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$: La condition est vérifiée donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III-1-5-3) Vérification de l'adhérence des barres (art .A.6,1.3 /BAEL91 modifiées 99)

$$\tau_{se} \leq \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

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

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des armatures

$$\sum u_i = 4 \times 3,14 \times 0,8 = 10,05\text{cm} \quad \Rightarrow \sum u_i = 100,50 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 1000}{0,9 \times 80 \times 100,5}$$

$$\tau_{se} = 0,207 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

1-5-4) Vérification des contraintes à L'E L S :

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

$$N_s = 1,712 \text{ KN}$$

$$M_s = 0,6 \text{ KN/m}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6 \times 100}{1,712} = 35,04 \text{ cm}$$

$$e_s = 35,04 \text{ cm} > \frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1,67 \text{ cm}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

⇒ La section est partiellement comprimée.

On doit vérifier :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \quad \sigma_{st} : \text{contrainte dans les aciers tendues}$$

$$\sigma_{sc} \leq \bar{\sigma}_{sc} \quad \sigma_{sc} : \text{contrainte dans les aciers comprimée}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \sigma_{bc} : \text{Contrainte dans le béton comprimée}$$

$\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte limite dans les aciers tendues

$\bar{\sigma}_{sc}$: Contrainte limite dans les aciers comprimée

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimée.

➤ $\sigma_{sc} \leq \bar{\sigma}_{sc}$ il n'y a pas lieu de vérifier car il n'y a pas d'acier comprimée. (SSA)

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

$\eta = 1,6$; Barre H.A

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ 266,67; 201,63 \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

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

$$\rho_1 = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251$$

$$\rho_1 = 0,251 \Rightarrow \beta_1 = 0,920$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^6}{0,920 \times 80 \times 201} = 40,558 \text{ MPa}$$

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

➤ contrainte limite dans le béton comprimé :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

On a : $\rho_1 = 0,251$; et d'après le tableau : $\beta_1 = 0,920$ et $\alpha = 3(1 - \beta_1) = 0,240$

$$\text{Donc : } K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} = 0,021$$

$$\sigma_{bc} = 0,021 \times 40,558 = 0,852 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \quad \Rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée}$$

III-1-5-5) Vérification de l'acrotère au séisme :

Les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (voir tableau 6.1)

W_p Poids de l'élément considéré

L'action des forces horizontales F_p , doit être inférieure ou égale à l'action de la main courante Q

$$A = 0,15$$

$$C_p = 0,8$$

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

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,712$$

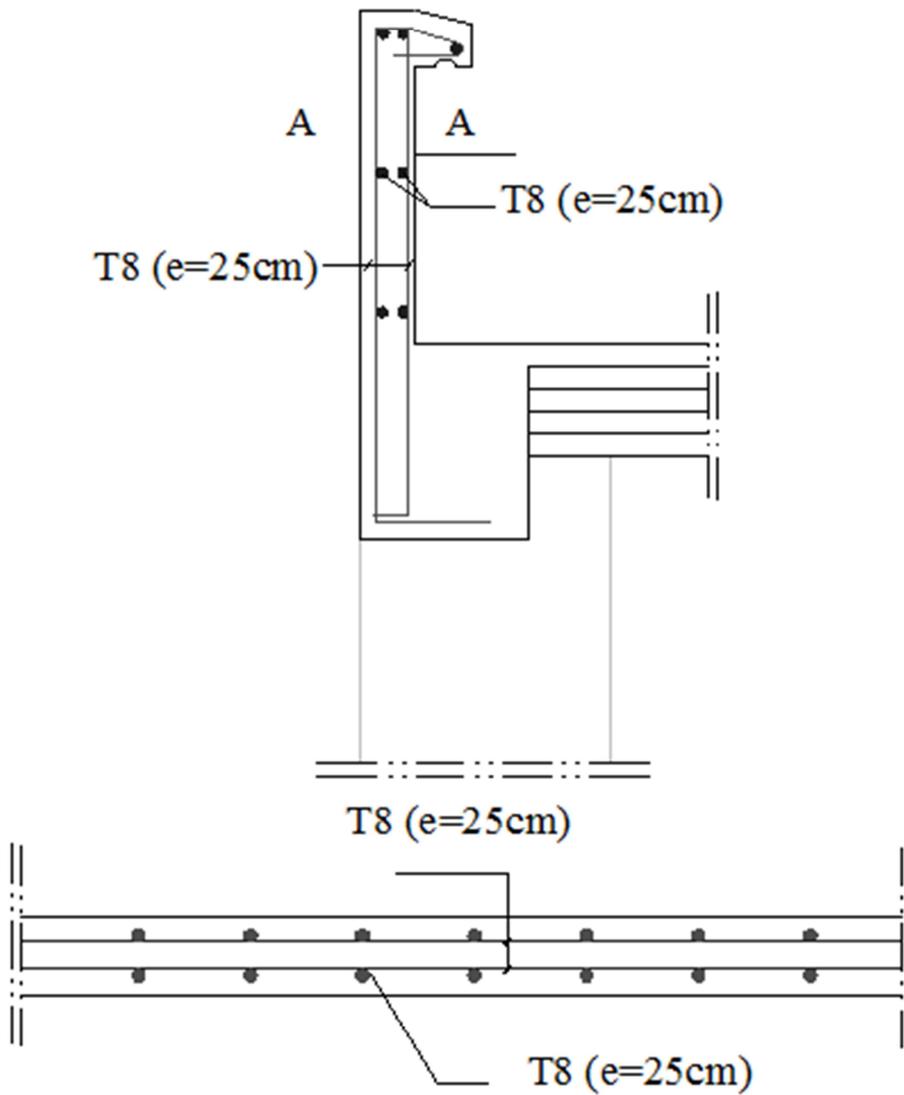
$$F_p = 0,822 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

Conclusion : la condition étant vérifiée, d'où le calcul au séisme est inutile.

III-1-5-6) ferrailage adopté :

$$\text{Armatures principales : } 4\text{HA}8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Armatures secondaires : } 4\text{HA}8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2$$



Coupe A-A

Fig III-1-5 : Coffrage et ferrailage de l'acrotère

PLANCHER

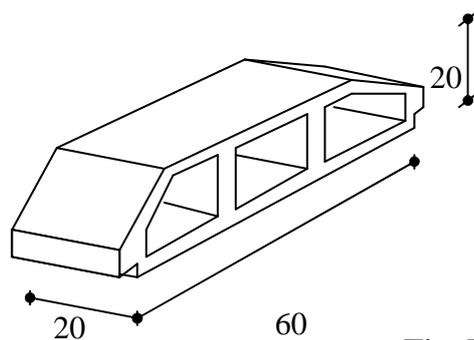
III.2 Calcul des planchers

III.2.1) Planchers en corps creux :

Tous les planchers de notre bâtiment sont a corps creux d'épaisseur (20 + 4) ,avec une dalle de compression de 4cm ,sauf pour les balcons, le porte à faux, et le plancher porteur de l'appareil de levage (ascenseur) .

Le plancher en corps creux est constitué de :

1. Nervures appelées poutrelles de section en T.
2. Corps creux, sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique sa dimension est de 20cm.
3. Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur elle est armée d'un quadrillage d'armature ayant pour buts :
 - Limiter les risques de fissuration par retrait ;
 - Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites ;
 - Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges,
 - localisée notamment celles correspondant aux charges.



Corps Creux

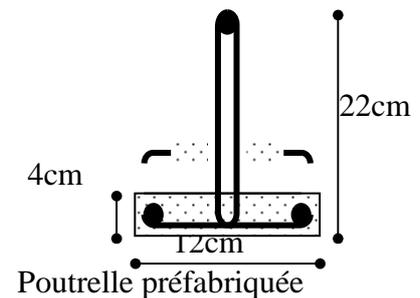


Fig :III.2.1

III.2..2) Détermination des dimensions de la section en T :

- $h = 20+4 = 24$ cm (hauteur de la section)
 $h_0 = 4$ cm (épaisseur de la dalle de compression)
 $C = 2$ cm (enrobage)
 $d = 22$ cm (hauteur utile)

III.2.3) Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 04 cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage de barres (treillis soudés).

Chapitre III : Calcul des éléments

L'espacement ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- 20 cm (5p.m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 30 cm (4p.m) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

III.2.3.1) Calcul des armatures :

➤ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles:**

$$A_{\perp} = 4.L / f_e = 4 \times 65 / 520 = 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

L: Distance entre axes des poutrelles (L = 65cm)

Nous adaptons :

Soit : $6\Phi 6 / \text{ml}$, $A = 1.7 \text{ cm}^2$
 $S_t = 15\text{cm}$

➤ **Armatures parallèles aux poutrelles:**

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 1.7 / 2 = 0.85 \text{ cm}^2$$

Soit : $6\Phi 6 / \text{ml}$, $A = 1.7 \text{ cm}^2$
 $S_t = 15 \text{ cm}$

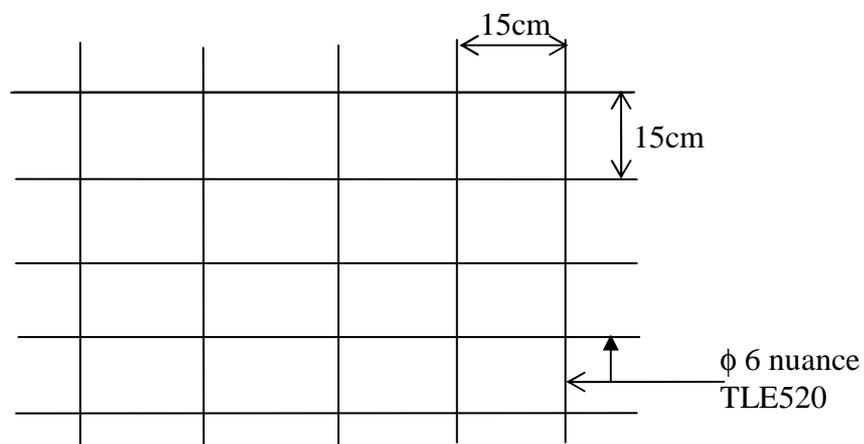


Figure III.2.2 : Treillis soudé de 15x15cm

Conclusion :

Nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (**TLE520**) de dimension (6x 6x 150x150) mm².

III.2.3.2 Calcul de la poutrelle:

➤ **Dimensionnement de la poutrelle :**

Dans ce qui va suivre, on s'intéressera à l'étude de la poutrelle du plancher le plus sollicité, c'est à dire celui qui support la plus grande charge d'exploitation.

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

$$b_1 \leq \frac{L}{2} \quad (1)$$

$$b_1 \leq \frac{L_1}{10} \quad (2)$$

$$b_1 \leq \frac{2}{3}x \quad (3)$$

$$b_1 \leq \frac{L_1 + L_2}{40} + \frac{2}{3}x \quad (4)$$

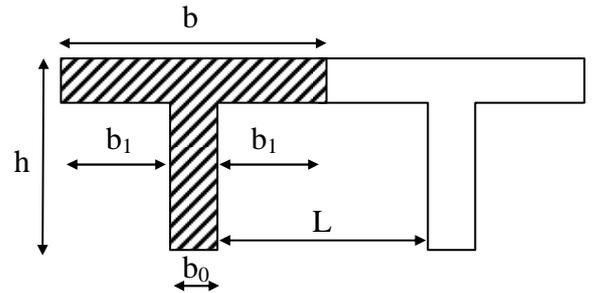


Fig : III.2.3

Avec : L : distance entre faces voisines de deux nervures.

L_1, L_2 : distance de la portée des poutres.

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

$$(1) \Rightarrow b_1 \leq \frac{65-12}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

$$(2) \Rightarrow b_1 \leq \frac{460}{10} = 46,0 \text{ cm}$$

Donc $b_1 \leq 26,5 \text{ cm}$, on prend $b_1 = 26,5 \text{ cm}$

b : largeur de la dalle de compression.

b_0 : la largeur de la nervure.

$$b = 2b_1 + b_0 = 2(26,5) + 12 = 65 \text{ cm}$$

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes

1^{ère} étape : Avant coulage de la dalle de compression :

Avant le coulage de la dalle de compression les poutrelles sont considérées comme étant posées sur deux appuis simples et soumises aux charges suivantes :

- ✓ poids propre de la poutrelle : $25 \times 0,12 \times 0,04 = 0,12 \text{ KN/ml}$
- ✓ poids propre du corps creux : $0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ KN/ml}$
- ✓ surcharge Q due au poids propre de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Chapitre III : Calcul des éléments

1) Ferrailage a l'ELU :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable.

a) combinaison d'actions:

$$\text{A l'ELU : } Q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 2.50 \text{ KN/ml}$$

b) calcul du moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2.50 \times 5^2}{8} = 7.81 \text{ KN.m.}$$

$$V = \frac{q_u l}{2} = \frac{2.50 \times 5}{2} = 6.25 \text{ KN}$$

c) ferrailage de la poutrelle:

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

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_b} = \frac{7.81 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 11.45 > 0,392$$

$$\mu_b > \mu_c = 0,392 \Rightarrow \text{S.D.A}$$

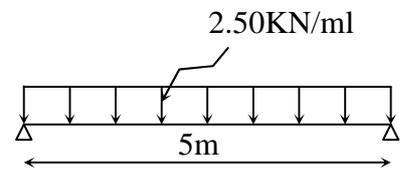
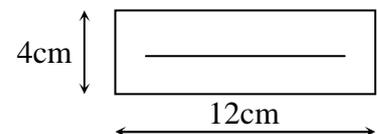


Fig :III.2.4



Remarque :

Vu la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures. Par conséquent, il est nécessaire de prévoir un étayage pour soulager la poutrelle des charges auxquelles elle est soumise avant coulage de la dalle de compression.

2^{ème} étape : Après coulage de la dalle de compression :

A) plancher de sous-sol :

Après coulage de la dalle de compression la poutrelle étant de celle-ci, elle sera calculée comme une poutre en T qui repose sur plusieurs appuis, elle est soumise aux charges suivantes :

- poids du plancher : $G = 5.8 \times 0.65 = 3.77 \text{ KN/ml}$
- surcharge d'exploitation : $Q = 4 \times 0.65 = 2,6 \text{ KN/ml}$

➤ combinaison d'actions:

$$\text{À l'ELU : } Q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 8.989 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{À l'ELS : } Q_s = G + Q = 6.37 \text{ KN/ml.}$$

A.1.)Choix de la méthode de calcul:

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

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

Chapitre III : Calcul des éléments

❖ Méthode forfaitaire:

- $Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN}) \Rightarrow Q = 2,6 \text{ KN} < \max(2G, 5 \text{ KN}) \Rightarrow \text{OK}$
- La section transversale de la poutre est constante dans toutes les travées.
 $\Rightarrow \text{OK}$
- Les portées successives l_i et l_{i+1} doivent être vérifiées :

$$0,8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1,25. \quad 4,6 / 2,15 = 2,13 > 1,25$$

Donc dans notre cas la méthode forfaitaire n'est pas applicable, le calcul se fera par la méthode des trois moments.

A.1.1) Rappel sur la méthode des trois moments :

➤ Moment aux appuis :

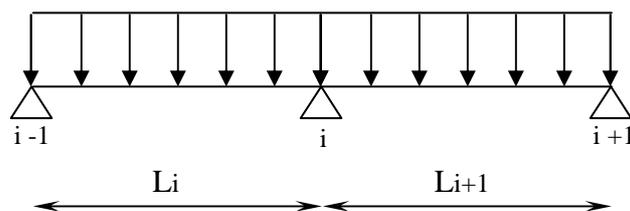
$$M_{i-1} \frac{L_i}{I_{i-1}} + 2M_i \left(\frac{L_i}{I_i} + \frac{L_{i+1}}{I_{i+1}} \right) + M_{i+1} \frac{L_{i+1}}{I_{i+1}} = -6E(W_i^g + W_i^d)$$

$$\text{Avec : } W_i^g = Q_i \frac{L_i^3}{24EI_i}$$

$$W_i^d = Q_{i+1} \frac{L_{i+1}^3}{24EI_{i+1}}$$

W_i^g , W_i^d respectivement les rotations à gauche et à droite de l'appui i

M_{i-1} , M_i , M_{i+1} sont les moments aux appuis, $i-1$, i , $i+1$ respectivement



➤ Moment en travées :

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

$$\mu(X) = q \cdot \frac{L_{i+1}}{2} \cdot X - q \cdot \frac{X^2}{2}$$

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

$$X = \frac{L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot L_{i+1}}$$

➤ **Efforts tranchants :**

$$T(X) = \frac{dM(X)}{dX} = \frac{q \cdot L_{i+1}}{2} - q \cdot X + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

$$\rightarrow T(i) = \frac{q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

Pour $X = i$

$$\text{Pour } X = i + 1 \rightarrow T(i + 1) = \frac{-q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

A.1.2) Application de la méthode :

- **Calcul à L'ELU :**

$$\text{ELU : } q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 8.98 \text{ KN/ml}$$

a) Calcul des efforts :

La méthode des trois moments surestime les moments sur appuis à l'encontre de ceux en travées, pour cela on réduit les moments sur appui de $\frac{1}{3}$ des valeurs trouvées ainsi qu'on augmente les moments en travée de $\frac{1}{3}$ des valeurs trouvées, de plus on considère un semi encastrement aux niveaux des appuis de rive.

On aura donc :

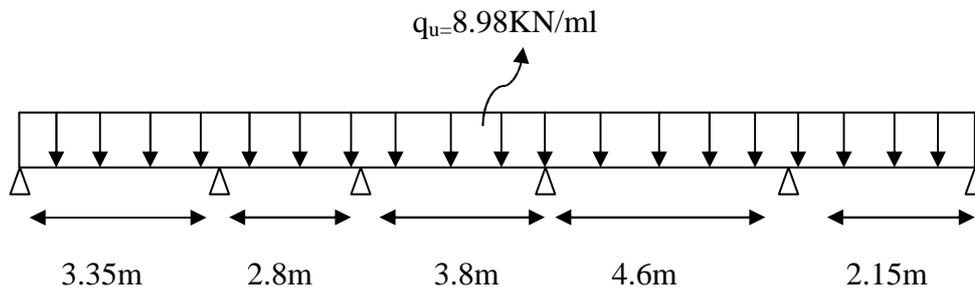


Fig III.2.5) Schéma statique de calcul

a.1) Calcul des moments aux appuis :

La méthode des trois moments nous donne le système d'équation suivant :

Les moments aux appuis de rive sont nulles $M_1 = M_6 = 0$ (appuis double)

- Appuis2: $12.3M_2 + 2.8M_3 = -14.88q_u$
- Appuis3: $2.8M_2 + 13.2M_3 + 3.8M_4 = -19.206q_u$
- Appuis4: $3.8M_3 + 16.8M_4 + 4.6M_5 = -38.05q_u$
- Appuis5: $4.6M_4 + 13.5M_5 = -26.81q_u$

Chapitre III : Calcul des éléments

La résolution de système d'équation nous donne les résultats suivants:

Tableau III.2.1

Moment aux appuis (KN.m)					
M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	M ₆
0	-9.349	-6.653	-15.38	-12.59	0

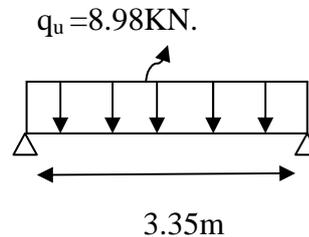
Remarque :

Pour tenir compte des semi encastrement des appuis de rive on multiplie les moments isostatiques des travées de rive par le coefficient 0.3.

❖ **Appuis M₁:**

$$M_{t1} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{8.98 \times 3.35^2}{8} = 12.6 \text{ KN/m}$$

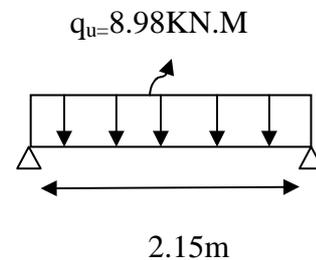
Donc : $M_1 = 12.6 \times 0.3 = -3.78 \text{ KN/m}$



❖ **Appuis M₆ :**

$$M_{t6} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{8.98 \times 2.15^2}{8} = 5.18 \text{ KN/m}$$

Donc : $M_6 = 5.18 \times 0.3 = -1.55 \text{ KN/m}$



M₁ = -3.78 KN/m et **M₆ = -1.55 KN/m**

a.2) Calcul des moments en travée:

x : la position du point dont le moment est maximale.

$$x = \frac{\ell}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q_u \ell}$$

Travée 1 $\Rightarrow x_1 = 1,58\text{m} \Rightarrow M_{\max} = 7.46 \text{ KN.m.}$

Travée 2 $\Rightarrow x_2 = 1,47\text{m} \Rightarrow M_{\max} = 3.22 \text{ KN.m.}$

Travée 3 $\Rightarrow x_3 = 1,72\text{m} \Rightarrow M_{\max} = 8.64 \text{ KN.m.}$

Chapitre III : Calcul des éléments

Travée 4 $\Rightarrow x_4 = 2.34\text{m} \Rightarrow M_{\max} = 13.96 \text{ KN.m.}$

Travée 5 $\Rightarrow x_5 = 1.45\text{m} \Rightarrow M_{\max} = 3.72 \text{ KN.m.}$

La méthode des trois moments surestime les moments sur appuis à l'encontre de ceux en travées, puisque le béton est matériau hétérogène pour cela on réduit les moments sur appuis de $\frac{1}{3}$ des valeurs trouvées.

Récapitulatif: Tableau III.2.2

Moment aux appuis (KN.m)					
M_1	M_2	M_3	M_4	M_5	M_6
-3.78	-6.54	-4.65	-10.76	-8.813	-1.55
Moment en travée(KN.m)					
M_{t1}	M_{t2}	M_{t3}	M_{t4}	M_{t5}	
7.46	3.22	8.64	13.96	3.72	

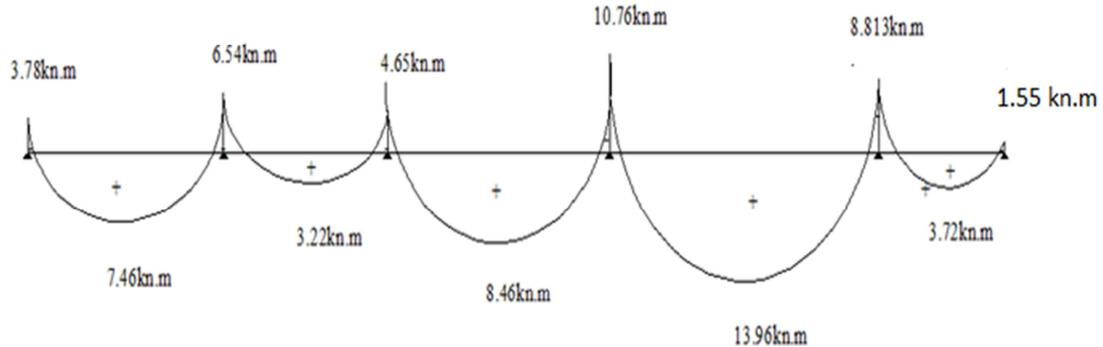


Fig : III.2.6) Diagramme des moments fléchissant

b) Calcul des efforts tranchants :

$$T(X) = \frac{dM(X)}{dX} = \frac{q \cdot L_{i+1}}{2} - q \cdot X + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

$$\text{Pour } X = i \rightarrow T(i) = \frac{q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

$$\text{Pour } X = i + 1 \rightarrow T(i + 1) = \frac{-q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

Tableau : III.2.3

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
M_w (kn.m)	3.78	6.54	4.65	10.77	8.81
M_e (kn.m)	6.54	4.65	10.77	8.81	1.55
T_w (kn)	-15.86	-11.89	-18.67	-20.22	-6.27
T_e (kn)	14.22	13.25	15.45	21.08	13.03

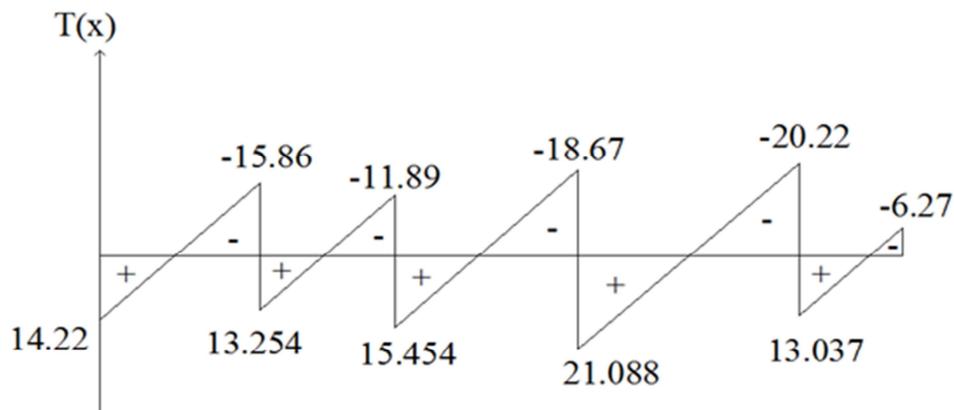


Fig : III.2.7) Diagramme des efforts tranchants

A.1.3) Ferrailage à l'ELU :

Le ferrailage se fera à l'ELU en prenant le moment maximal sur appuis et en travée.

❖ Armatures longitudinales:

➤ Sur appuis:

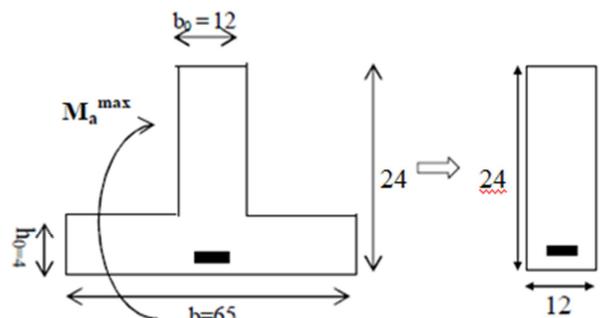
La table est entièrement tendue, la section à considérer pour le calcul est une section rectangulaire de hauteur utile $d=22$ cm, et de largeur $b_0=12$.

$$M_{a \max} = 10.77 \text{ KN. M}$$

$$\mu = \frac{M_{a \max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{10.77 \times 10^5}{12 \times (22)^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,13$$

$$\mu = 0,13 < \mu_0 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$A_a = \frac{M_{a \max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{10.77 \times 10^5}{0,930 \times 22 \times 348 \times 10^2} = 1.51 \text{ cm}^2.$$



Nous optons : $A_a = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$

Chapitre III : Calcul des éléments

➤ **En travée :**

$$M_u = 13.96 \text{ KN.m}$$

Le moment équilibré par la table:

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

$$M_0 = 14,2 \cdot 10^3 \cdot 0,65 \cdot 0,04 (0,22 - 0,02)$$

$$M_0 = 73.84 \text{ KN.m} > M_u = 13.96 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre tombe dans la table de compression, on aura à calculer une section rectangulaire (b x h)

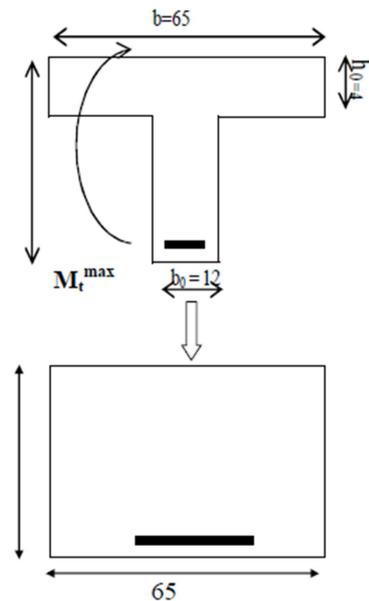
$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{13.96 \times 10^5}{65 \times (22)^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,031$$

$$\mu = 0,031 < \mu_0 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,034 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,984$$

$$A_t = \frac{M_{t \max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{13.96 \times 10^5}{0,984 \times 22 \times 348 \times 10^2} = 1,85 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_t = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$.



❖ **Armatures transversales :**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par BAEL91.

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{b_0}{10}, \frac{h}{35}, \Phi_\ell^{\max} \right) = \left(\frac{12}{10}, \frac{24}{35}, 1.4 \right) = 0,68 \text{ cm}.$$

Φ_ℓ^{\max} : Diamètre maximale des armatures longitudinales.

On prend $2 \Phi_t = 8 \text{ mm}$

➤ **Espacement des armatures :** (Art. A .5 .1, 22, BAEL 91 modifiées 99) :

$$S_t^{\min} \leq (0.9d, 40 \text{ cm}) = 19,8 \text{ cm}$$

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

A.1.4) vérifications a l'ELU:

a) Condition de non fragilité :(BAEL91, A.4.2.1modifiées 99) :

$$A_{\min} \geq 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 22 \times \frac{2,1}{400} = 0,32 \text{ cm}^2.$$

❖ **Aux appuis** : $A_a = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,32 \text{ cm}^2$.

❖ **En travée** : $A_t = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,32 \text{ cm}^2$. \Rightarrow Condition vérifiée.

b) Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{\max} = 21,88 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} = \frac{21,88 \times 10^3}{120 \times 220} = 0,828 \text{ MPa}.$$

Fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = \min(3,33, 5) = 3,33 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0,828 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (BAEL91/Art5.1.313 modifiées 99).

$$T_{\max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b_0$$

Avec: $a \leq 0,9d$.

➤ Appuis de rive :

$$T_{\max} = 21,88 \text{ KN} \leq 0,4 \times 0,9 \times 0,22 \times 0,12 \frac{25}{1,5} \times 10^3 = 151,2 \text{ KN}. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Appuis intermédiaires :

$$T_{\max} = 21,88 \text{ KN} < 151,2 \text{ KN}. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d) Influence de l'effort tranchant sur les armatures : (BAEL 91A5.1.321 modifiées 99).

Lorsque : $T > \frac{M_u}{0,9d}$ on doit prolonger au delà du bord de l'appareil d'appuis

(coté travée) et y ancrer une section d'armature suffisante pour équilibrer un effort

$$\text{égal à : } T + \frac{M_u}{0,9d}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

➤ Appui intermédiaire:

$$T = 21,88 \text{ KN} \left\langle \frac{M_u}{0,9d} = \frac{13,96}{0,9 \times 0,22} = 70,50 \text{ KN} \right.$$

➤ Appuis de rive:

$$T = 21,88 \text{ KN} \left\langle \frac{M_u}{0,9d} = \frac{10,77}{0,9 \times 0,22} = 54,40 \text{ KN} \right.$$

Conclusion:

Il n'y a pas lieu de prévoir une section supplémentaire.

e) Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de la jonction table nervure : (Art A.5.3,2/BAEL91 modifiées 99):

S : l'effort tangent par unité de longueur relatif à la largeur b_1 de l'hourdis.

$$S = \frac{V_u}{Z} = \frac{b_1}{b} = \frac{V_U(b-b_0)}{1,8bd}$$

τ_u : Contrainte de cisaillement du béton dans la section de jonction avec la nervure.

Alors pour assurer la liaison des membrures d'une poutre avec l'âme, il faut vérifier que $\tau_u < \bar{\tau}_u$

➤ Au niveau de la jonction table nervure :

$$= \frac{V_U(b-b_0)}{1,8bdh_0} = \frac{21,88 \cdot 10^3 (650-120)}{1,8 \times 650 \times 220 \times 40} = 1,12 \text{ MPa}.$$

$$\tau = 1,12 \text{ MPa} \left\langle \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.} \right.$$

f) Vérification de l'adhérence au niveau des appuis : (BAEL91 Art A.6.1.21 modifiées 99) :

$$\tau_{se,u} = \Psi_s f_{tj} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}.$$

Avec : $\Psi_s = 1,5$ pour les HA

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9d \sum u} = \frac{21,88 \times 10^3}{0,9 \times 220 \times 3 \times 3,14 \times 10} = 1,7 \text{ MPa}.$$

$$\tau_{se} \left\langle \bar{\tau}_{se,u} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.} \right.$$

Chapitre III : Calcul des éléments

g) Condition de non fragilité : (BAEL91 Art A.4.2 modifiées 99)

➤ en travée :

➤

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 650 \times 220 \times 2.1}{400} = 1.72 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2.35 > A_{\min} = 1.72 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ Sur appuis :

➤

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 120 \times 220 \times 2.1}{400} = 0.32 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.32 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

h) Calcul du scellement droit :

$$L_s = \frac{\Phi f_e}{4 \tau_{se}} = \frac{10 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

A défaut de calcul plus précis, on peut admettre que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée hors crochet est au moins égale à :

➤ $0.6I_s$ s'il s'agit d'une barre lisse de classe FeE215 ou FeE235

➤ $0.4I_s$ s'il s'agit d'une barre à haute adhérence de classe FeE400

ou FeE500 (BAEL1A.6.1.253).

$$L_s = 0.4I_s = 0.4 \times 35.27 = 14.08 \text{ cm.}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

A.1.5) CALCUL A L'ELS:

$$q_s = G + Q = (5.8 + 4)0.65 = 6.37 \text{KN/ml}$$

a.1) Moments fléchissant :

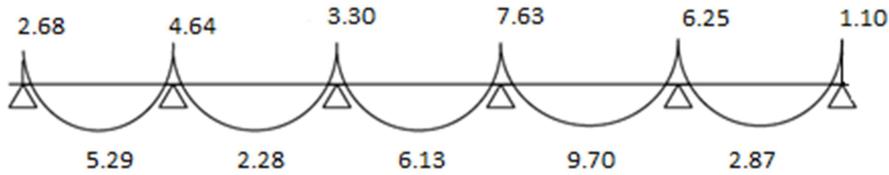


Fig : III.2.8) diagramme des moments fléchissant.

a.2) calcul de l'effort tranchant :

Tableau III.2.4

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
M _w	2.68	4.64	3.30	7.63	6.25
M _e	4,64	3,30	7,63	6,25	1,1
T _w	-11,25	-8.44	-13.24	-14.35	-4.45
T _e	10.09	9.39	10.96	14.95	9.24

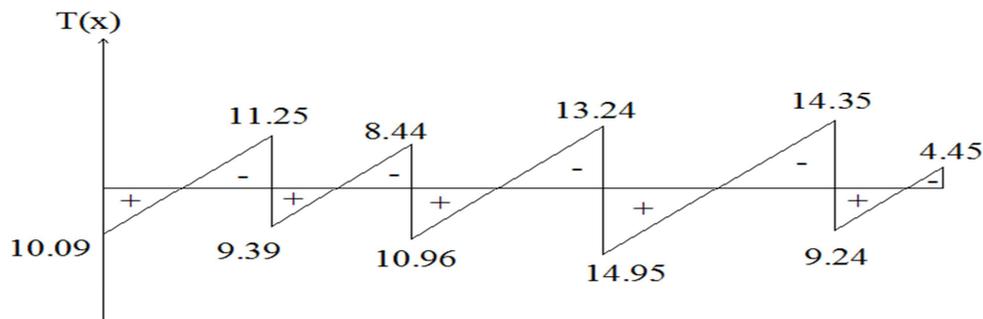


Fig : III.2.9) Diagramme des efforts tranchants

b) VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS :

b.1) Etat limite de résistance du béton en compression :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \quad \text{et} \quad \sigma_s = k_1 \cdot \sigma_{bc} \quad \text{et} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

1) EN Travée :

➤ CONTRAINTE DANS L'ACIER :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \quad \rho_1 = \frac{100.A_s}{b_0.d} \Rightarrow \rho_1 = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 22} = 0.89$$

$$\rho_1 = 0.89 \rightarrow K_1 = 22.31 \rightarrow \beta_1 = 0.866$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1.d.A_s} = \frac{9.7 \times 10^6}{0.866 \times 22 \times 2.35 \times 10^3} = 216.65 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{st} = 216.65 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa} \Rightarrow \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

➤ CONTRAINTE DANS LE BETON :

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

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

$$\sigma_s = k_1 \cdot \sigma_{bc} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{216.65}{22.31} = 9.71 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 9.71 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

2) SUR APPUIS :

➤ CONTRAINTE DANS L'ACIER :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \quad \rho_1 = \frac{100.A_s}{b_0.d} \Rightarrow \rho_1 = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 22} = 0.594$$

$$\rho_1 = 0.594 \rightarrow K_1 = 28.86 \rightarrow \beta_1 = 0.886$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1.d.A_s} = \frac{7.63 \times 10^6}{0.886 \times 22 \times 1.57 \times 10^3} = 249.32 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{st} = 249.32 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa} \Rightarrow \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

➤ CONTRAINTE DANS LE BETON :

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

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

$$\sigma_s = k_1 \cdot \sigma_{bc} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{249.32}{28.86} = 8.64 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.64 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion : Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

b.2) Etat limite d'ouverture des fissures :

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

Chapitre III : Calcul des éléments

b.3) Etat limite de déformation (vérification de la flèche BAEL91A.3.6.51):

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{15} \times \frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e}$

$$\checkmark \frac{h}{l} = \frac{24}{460} = 0.052 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\checkmark \frac{h}{l} = \frac{24}{460} = 0.052 \geq \frac{1}{15} \times \frac{M_t}{M_0} = \frac{9.7}{15 \times 16.84} = 0.038 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\checkmark \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2.35}{12 \times 22} = 0.008 < \frac{3.6}{400} = 0.09 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées ; alors les poutrelles du plancher étage courant seront ferrillées comme suite :

❖ Armatures longitudinales :

3HA10 pour le lit inférieur.

1HA10 pour la barre de montage du lit supérieur

2 HA10 pour le lit supérieur au niveau des appuis.

❖ Armatures transversales :

letrier en $\Phi 8$.

Disposition des armatures dans la poutrelle d'étage courant

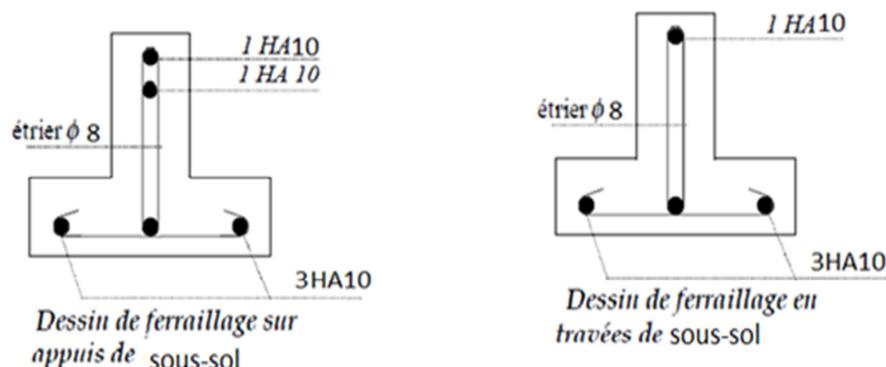


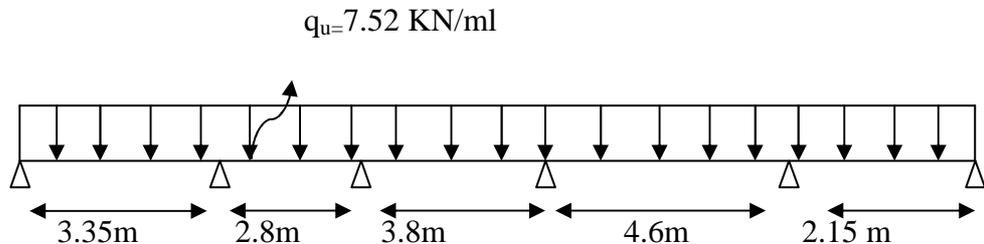
Fig : III.2.10)

Chapitre III : Calcul des éléments

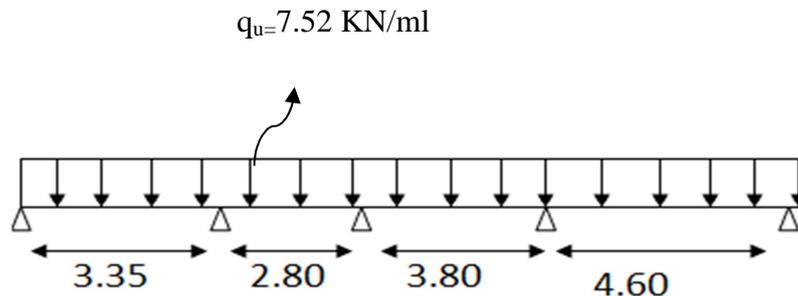
B) Plancher RDC :

Dans ce plancher on à 2 types des poutrelles qui sont représentées dans le schéma si dessous.

- 1^{er} Type :



- 2^{ieme} Type :



Pour le premier type :

a) combinaison d'actions:

À l'ELU :

$$q_u = [1,35 G + 1,5 Q] \times 0,65 = [1,35 (5,8) + 1,5(2,5)] \times 0,65 = 7,52 \text{ KN/ml.}$$

B.1) Calcul à l'ELU :

➤ Calcul des moments aux appuis :

La méthode des trois moments nous donne le système d'équation suivant :

Les moments aux appuis de rive sont nulles $M_1 = M_6 = 0$ (appuis double)

- Appuis2: $12,3M_2 + 2,8M_3 = -14,88q_u$
- Appuis3: $2,8M_2 + 13,2M_3 + 3,8M_4 = -19,206q_u$
- Appuis4: $3,8M_3 + 16,8M_4 + 4,6M_5 = -38,05q_u$
- Appuis5: $4,6M_4 + 13,5M_5 = -26,81q_u$
-

Chapitre III : Calcul des éléments

La résolution de système d'équation nous donne les résultats suivants:
tableau : III.2.5)

Moment aux appuis (KN.m)					
M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	M ₆
0	-7.83	-5.54	-12.95	-10.29	0

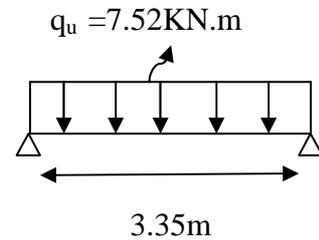
Remarque :

Pour tenir compte des semi encastrement des appuis de rive on multiplie les moments isostatiques des travées de rive par le coefficient 0.3.

- **Appuis M₁:**

$$M_{t1} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{7.52 \times 3.35^2}{8} = 10.55 \text{ KN/m}$$

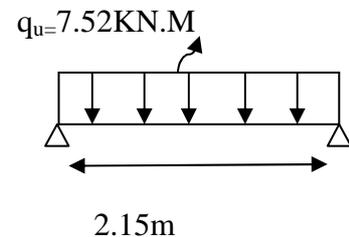
Donc : $M_1 = 10.55 \times 0.3 = -3.165 \text{ KN/m}$



- **Appuis M₆ :**

$$M_{t6} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{7.52 \times 2.15^2}{8} = 4.34 \text{ KN/m}$$

Donc : $M_6 = 4.34 \times 0.3 = -1.30 \text{ KN/m}$



M₁ = -3.165 KN/m et M₆ = -1.30 KN/m

➤ **Calcul des moments en travée:**

x : la position du point dont le moment est maximale.

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

Travée 1 ⇒ x₁ = 1,59m ⇒ M_{max} = 6.37 KN.m.

Travée 2 ⇒ x₂ = 1,47m ⇒ M_{max} = 2.91 KN.m.

Travée 3 ⇒ x₃ = 1,72m ⇒ M_{max} = 7.49 KN.m.

Travée 4 ⇒ x₄ = 2.35m ⇒ M_{max} = 12.12 KN.m.

Travée 5 ⇒ x₅ = 1.42m ⇒ M_{max} = 0.692 KN.m.

Chapitre III : Calcul des éléments

La méthode des trois moments surestime les moments sur appuis à l'encontre de ceux en travées, puisque le béton est matériau hétérogène pour cela on réduit les moments sur appuis de $\frac{1}{3}$ des valeurs trouvées.

Récapitulatif: tableau : III.2.6)

Moment aux appuis KN.m					
M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	M ₆
-3.165	-5.24	-3.71	-8.67	-6.89	-1.30
Moment en travée KN.m					
M _{t1}	M _{t2}	M _{t3}	M _{t4}	M _{t5}	
6.37	2.91	7.49	12.12	0.692	

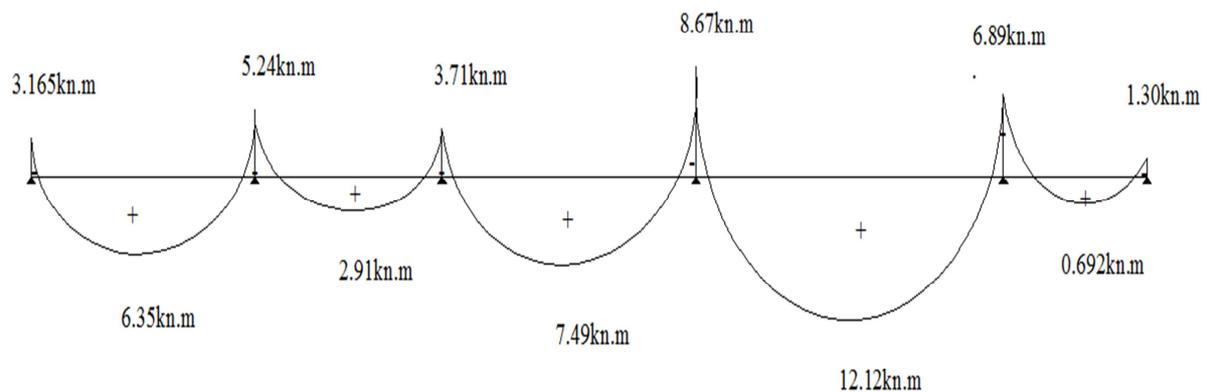
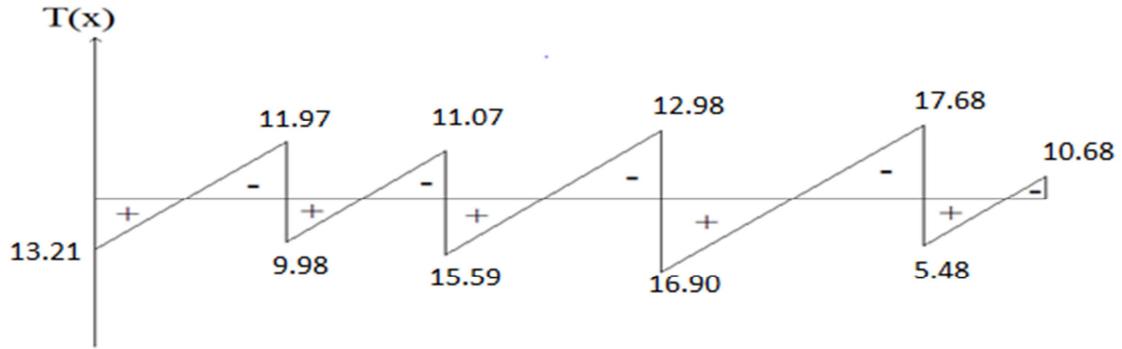


Fig III.2.11) Diagramme des moments fléchissant

➤ **Calcul des efforts tranchants : tableau : III.2.7)**

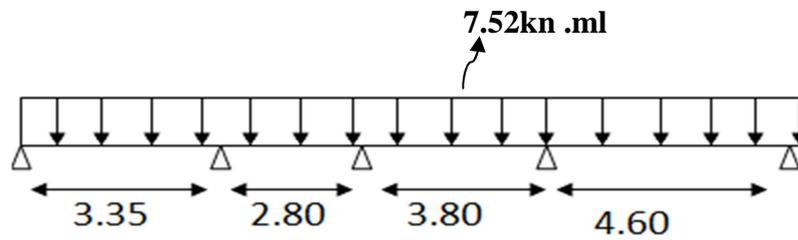
Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
M _w	3.165	5.24	3.71	8.67	6.89
M _e	5.24	3.71	8.67	6.89	1.3
T _w	-11.97	-11.07	-12.98	-17.68	-10.68
T _e	13.21	9.98	15.59	16.9	5.48

Chapitre III : Calcul des éléments



FigIII.2.12) Diagramme des efforts tranchant

Pour le deuxième type :



Récapitulatif: tableau : III.2.8)

Moment aux appuis KN.m					
M_1	M_2	M_3	M_4	M_5	
-3.16	-5.38	-3.102	-10.706	-5.967	
Moment en travée KN.m					
M_{t1}	M_{t2}	M_{t3}	M_{t4}		
6.30	3.17	5.98	11.62		

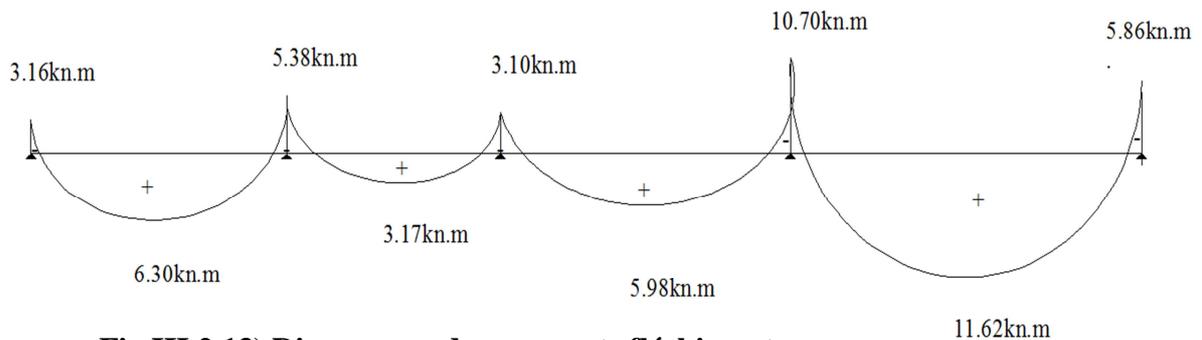
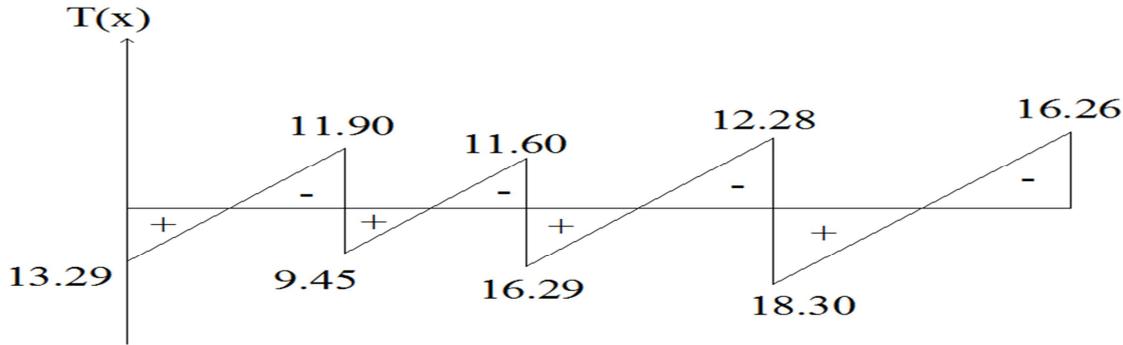


Fig III.2.13) Diagramme des moments fléchissant

Chapitre III : Calcul des éléments

Calcul de l'effort tranchant : tableau : III.2.9)

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5
M_w	3.16	5.38	3.10	10.70
M_e	5.38	3.10	10.70	5.96
T_w	-11.90	-11.60	-12.28	-16.26
T_e	13.29	9.45	16.29	18.33



FigIII.2.14) Diagramme des efforts tranchants

B.2) Calcul des armatures :

1)- Ferrailage à l'ELU

Le ferrailage se fera à l'ELU en prenant le moment maximal sur appuis et en travée.

Armatures longitudinales :

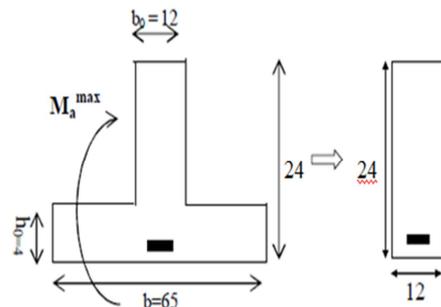
➤ Sur appuis:

La table est entièrement tendue, la section à considérer pour le calcul est une section rectangulaire de hauteur utile $d=22$ cm, et de largeur $b_0=12$.

$$M_{a \max} = 10.77 \text{ KN. M}$$

$$\mu = \frac{M_{a \max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{10.77 \times 10^5}{12 \times (22)^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,13$$

$$\mu = 0,13 < \mu_0 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$



$$A_a = \frac{M_{a \max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{10.77 \times 10^5}{0,930 \times 22 \times 348 \times 10^2} = 1.51 \text{ cm}^2.$$

Nous optons : $A_a = 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$

Chapitre III : Calcul des éléments

➤ En travée :

$$M_{u\max} = 12.12 \text{ KN. m}$$

a) Le moment équilibré par la table:

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

$$M_0 = 14,2 \cdot 10^3 \cdot 0,65 \cdot 0,04 (0,22 - 0,02)$$

$$M_0 = 73.84 \text{ KN.m} > M_u = 12.12 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre tombe dans la table de compression, on aura à calculer une section rectangulaire (b x h)

$$\mu = \frac{M_{t\max}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{12.12 \times 10^5}{65 \times (22)^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,027$$

$$\mu = 0,027 < \mu_0 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,027 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,986$$

$$A_t = \frac{M_{t\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{12.12 \times 10^5}{0,986 \times 22 \times 348 \times 10^2} = 1.61 \text{ cm}^2.$$

Soit: $A_t = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2.$

Conclusion :

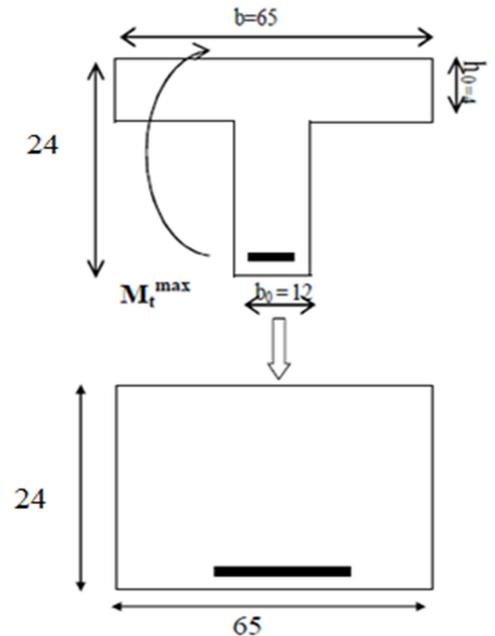
On adopte le même ferrailage que celui adopté pour le plancher de sous-sol, alors les poutrelles de RDC seront ferrillées comme suite :

Armatures longitudinales :

- 3HA10 pour le lit inférieur.
- 1HA10 pour la barre de montage du lit supérieur
- 2 HA10 pour le lit supérieur au niveau des appuis.

Armatures transversales :

- letrier en $\Phi 8.$



Chapitre III : Calcul des éléments

Disposition des armatures dans la poutrelle RDC

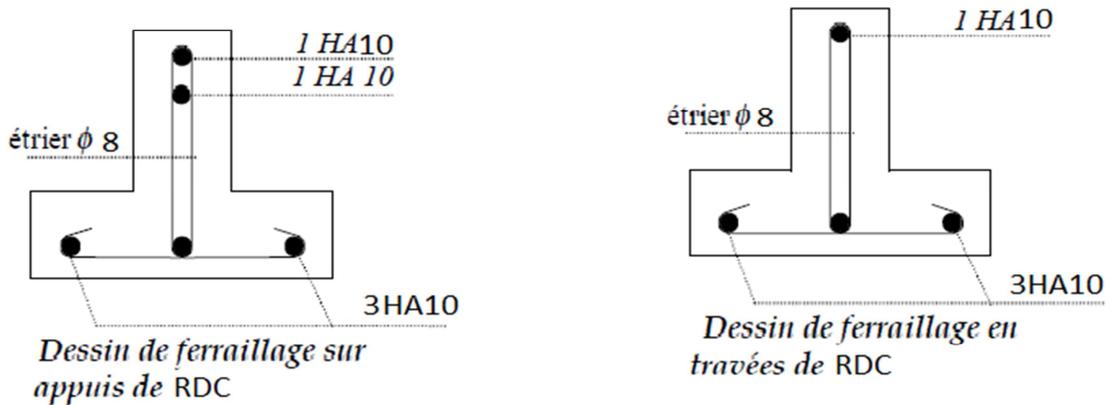
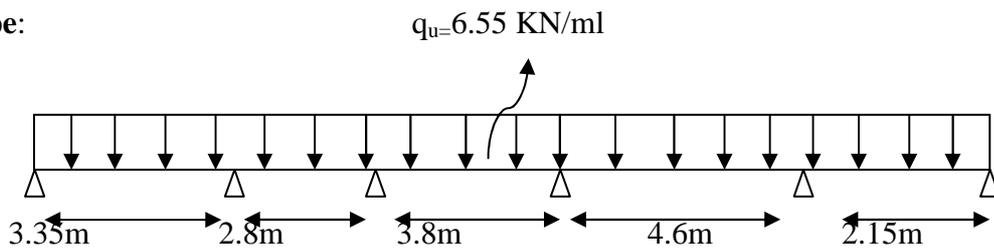


Fig : III.2.15)

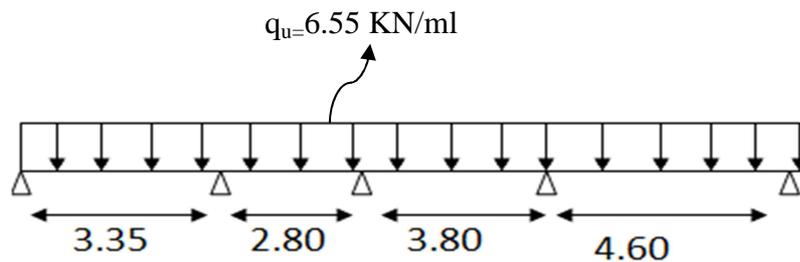
C) Plancher d'étage courant :

Dans ce plancher on à 3 types des poutrelles qui sont représentées dans les Schémas si dessous.

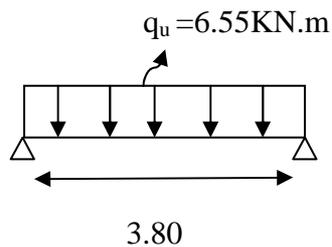
1^{er} Type:



2^{ieme} Type :



3^{ieme} Type :



Chapitre III : Calcul des éléments

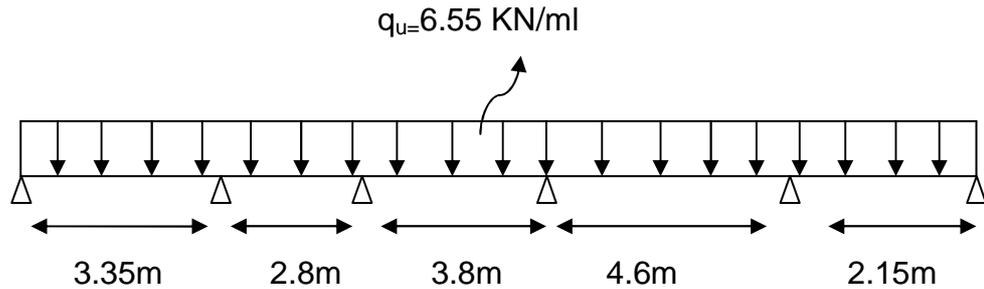
➤ **combinaison d'actions:**

À l'ELU :

$$q_u = [1,35 G + 1,5 Q] \times 0,65 = [1,35 (5,8) + 1,5(1,5)] \times 0,65 = 6,55 \text{ KN/ml.}$$

C.1) Calcul à l'ELU :

➤ **Calcul des moments :**



Récapitulatif: tableau : III.2.10)

Moment aux appuis KN.m					
M_1	M_2	M_3	M_4	M_5	M_6
-2.75	-4.80	-3.30	-7.92	-6.26	-1.13
Moment en travée KN.m					
M_{t1}	M_{t2}	M_{t3}	M_{t4}	M_{t5}	
5.43	2.38	6.31	10.23	0.51	

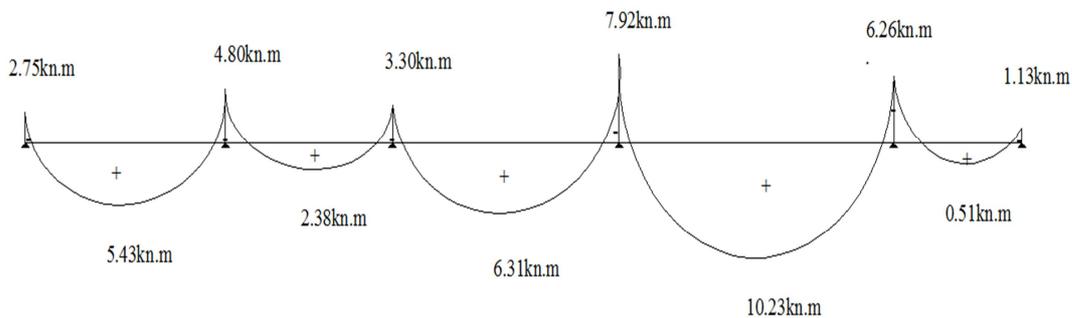


Fig : III.2.16) Diagramme des moments fléchissant

Chapitre III : Calcul des éléments

➤ Calcul des efforts tranchants : tableau : III.2.11)

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
M_w	2.75	4.8	3.30	7.92	6.26
M_e	4.80	3.30	7.92	6.26	1.13
T_w	-11.58	-7.16	-13.66	-14.70	-4.65
T_e	10.36	11.18	11.23	15.43	9.62

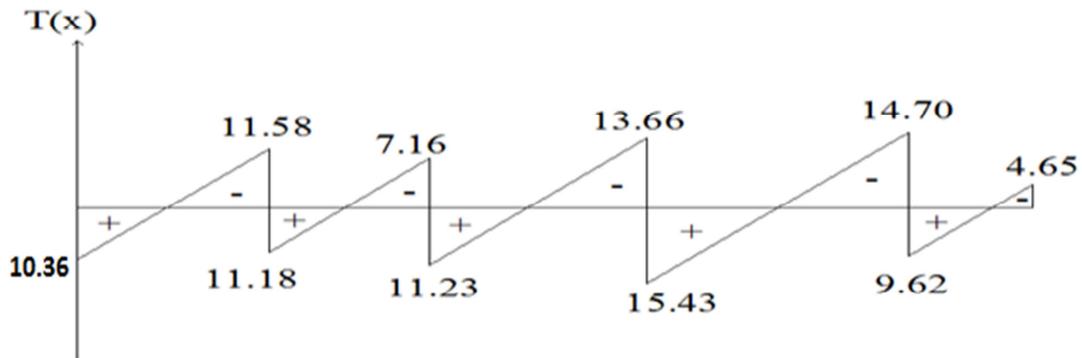
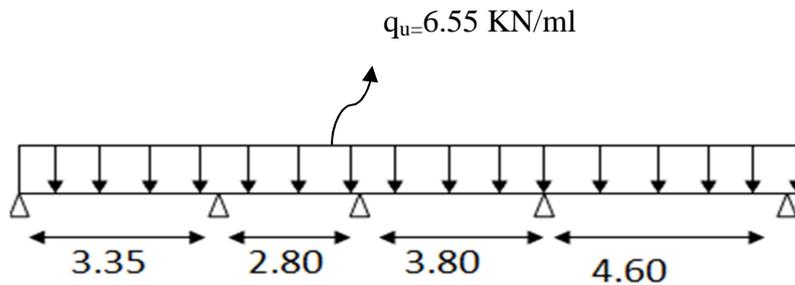


Fig : III.2.17) Diagramme des efforts tranchants

2^{ème} Type :



➤ Calcul des moments fléchissant : tableau : III.2.12)

Récapitulatif :

Moment aux appuis KN.m					
M_1	M_2	M_3	M_4	M_5	
-2.75	-4.9	-2.82	-9.70	-5.20	
Moment en travée KN.m					
M_{t1}	M_{t2}	M_{t3}	M_{t4}		
5.38	2.60	5.38	9.94		

Chapitre III : Calcul des éléments

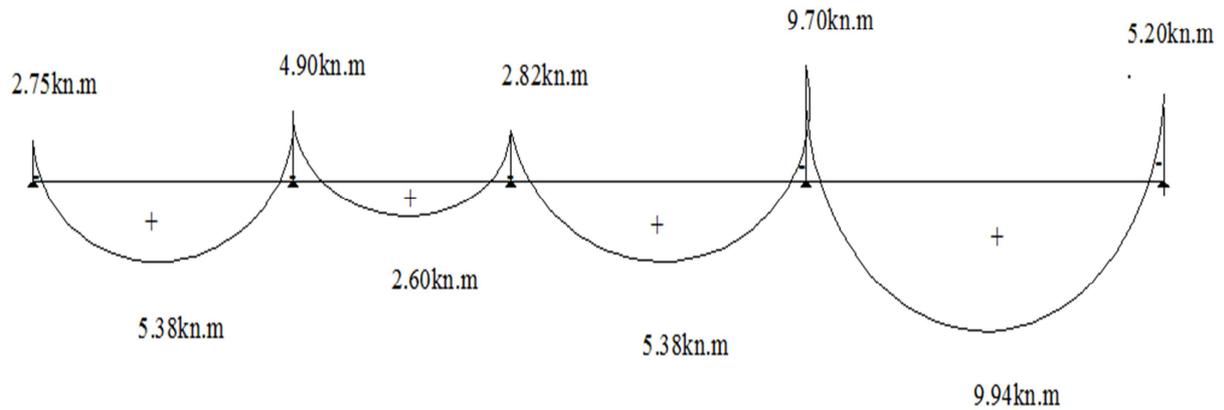


Fig : III.2.18) Diagramme des moments fléchissant

➤ Calcul des efforts tranchants : tableau : III.2.13)

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	
M_w	2.75	4.90	2.82	9.70	KN.M
M_e	4.90	2.82	9.70	5.20	KN.M
T_w	-11.52	-8.42	-14.25	-14.08	KN
T_e	10.38	9.93	10.64	14.05	KN

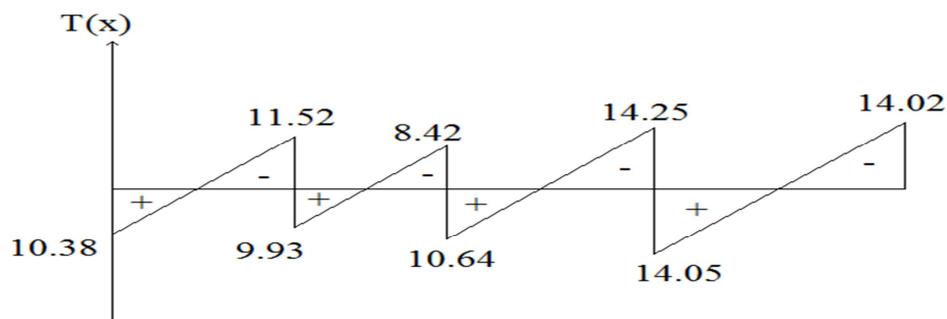
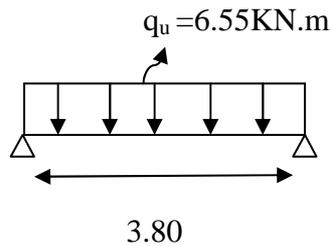


Fig : III.2.19) Diagramme des efforts tranchants

Chapitre III : Calcul des éléments

3^{ème} Type:



➤ Calcul des moments :

$$M_t = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6.55 \times 3.80^2}{8} = 11.82 \text{ KN.m}$$

$$M_{a1} = M_{a2} = 0.3 \times 11.82 = -3.54 \text{ kn .ml}$$

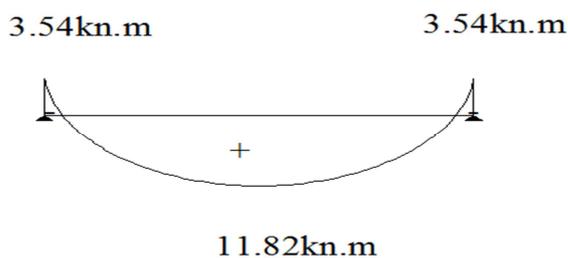


Fig : III.2.20) Diagramme des moments fléchissant

➤ Calcul des efforts tranchants :

$$T_w = q \frac{l}{2} = 6.55 \times \frac{3.8}{2} = 12.44 \text{ KN}$$

$$T_e = -q \frac{l}{2} = 6.55 \times \frac{3.8}{2} = -12.44 \text{ KN}$$

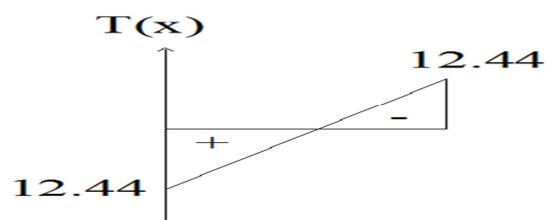


Fig : III.2.21) Diagramme des efforts tranchants (KN)

C.2)- Ferrailage à l'ELU:

Le ferrailage se fera à l'ELU en prenant le moment maximal sur appuis et en travée.

❖ Armatures longitudinales :

➤ Sur appuis:

La table est entièrement tendue, la section à considérer pour le calcul est une section rectangulaire de hauteur utile $d=22$ cm, et de largeur $b_0=12$.

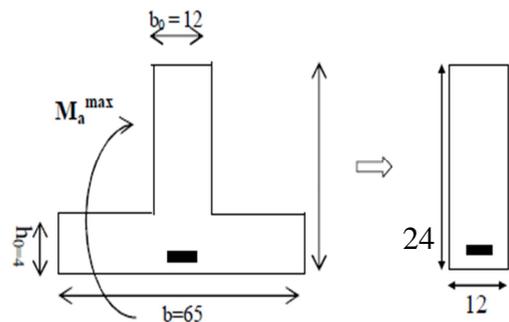
$$M_{a \max} = 9.70 \text{ KN. M}$$

$$\mu = \frac{M_{a \max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{9.70 \times 10^5}{12 \times (22)^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,117$$

$$\mu = 0,13 < \mu_0 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$A_a = \frac{M_{a \max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{9.70 \times 10^5}{0,937 \times 22 \times 348 \times 10^2} = 1,37 \text{ cm}^2.$$

Nous optons : $A_a = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$



Chapitre III : Calcul des éléments

➤ En travée :

$$M_{u\max} = 11.82 \text{ KN.m}$$

Le moment équilibré par la table:

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

$$M_0 = 14,2 \cdot 10^3 \cdot 0,65 \cdot 0,04 (0,22 - 0,02)$$

$$M_0 = 73.84 \text{ KN.m} > M_u = 11.82 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre tombe dans la table de compression, on aura à calculer une section rectangulaire (b x h)

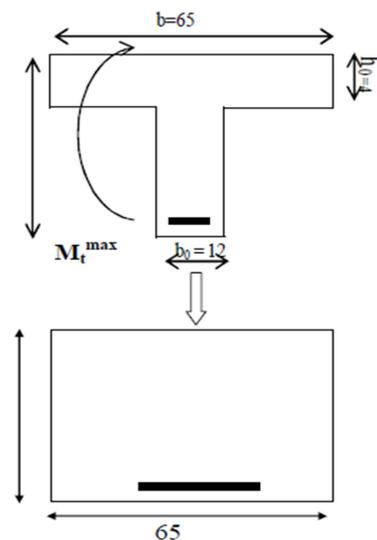
$$\mu = \frac{M_{t\max}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{11.82 \times 10^5}{65 \times (22)^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,026$$

$$\mu = 0,026 < \mu_0 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,026 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,986$$

$$A_t = \frac{M_{t\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{11.82 \times 10^5}{0,986 \times 22 \times 348 \times 10^2} = 1.56 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit: } A_t = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2.$$



Conclusion :

On adopte le même ferrailage que celui adopté pour le plancher de sous-sol, alors les poutrelles de l'étage courant seront ferrillées comme suite :

❖ Armatures longitudinales :

3HA10 pour le lit inférieur.

1HA10 pour la barre de montage du lit supérieur

2 HA10 pour le lit supérieur au niveau des appuis.

❖ Armatures transversales :

1etrier en $\Phi 8$.

Disposition des armatures dans la poutrelle d'étage courant :

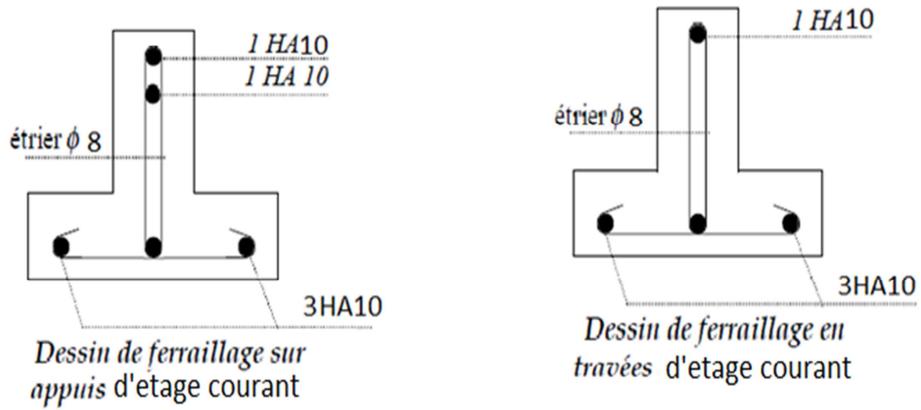


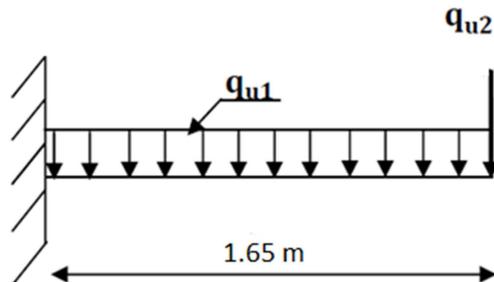
Fig : III.2.22)

Chapitre III : Calcul des éléments

III.3) Calcul du balcon :

Notre balcon est réalisé en dalle pleine avec un garde corps de hauteur de 0.9m et de largeur de 1, 65m .Il est calculé comme une console encastrée dans la poutre de rive du plancher.

III.3.1) Dimensionnement :



FigIII.3.1) Schéma statique

L'épaisseur pleine est donnée par :

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{165}{10} = 16.5 \quad \text{soit } e = 17 \text{ cm}$$

Dans le calcul qui suit, nous considérons une bande de 1ml

III.3.2) Détermination des charges et surcharges :

➤ **Charges permanentes :**

Charges permanentes répartie	Epaisseur (cm)	Poids (kN/ml)	G (KN /ml)
Revêtement en carrelage	2	20	0.4
Mortier de pose	2	20	0.4
Couche de sable	2	18	0.36
Poids propre de la dalle	17	25	4.25
Enduit ciment	2	10	0.2
			G=5.61

Chapitre III : Calcul des éléments

Charges permanents concentrée poids propre du garde corps	Epaisseur (cm)	poids
Mure en brique creuse	10	0.9
Enduit ciment	$2 \times 2 = 4$	$0.44 \times 2 = 0.88$
		$G_1 = 1.78 \text{ (KN/ml)}$

➤ **Surcharge d'exploitation :**

$$Q = 3.5 \text{ KN /ml}$$

III.3.3) Calcul à L'ELU :

La console est calculée en flexion simple pour une bande de 1m de longueur.

▪ **Combinaison de charge :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

➤ **Dalle :**

$$q_{u1} = 1.35 \times 5.61 + 1.5 \times 3.5 = 12.82 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Garde corps :**

$$q_{u2} = 1.35 \times G_1 = 1.35 (1.78) = 2.4 \text{ KN / ml}$$

b) Calcul du moment d'encastrement :

La section dangereuse étant au niveau d'encastrement, le moment est égal à :

➤ **Moment provoqué par la charge q_{u1} :**

$$M_{qu1} = -\frac{q_{u1}L^2}{2} = -\frac{12.82 \times (1.65)^2}{2} = -17.45 \text{ KN.m}$$

Le signe (-) désigne que la fibre supérieur est tendue.

➤ **Moment provoqué par la charge :**

$$M_{qu2} = -q_{u2} \times L = -2.40(1.65) = -3.96 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment total :**

$$M_u = M_{qu1} + M_{qu2} = -21.41 \text{ KN.m}$$

III.3.4) Calcul des armatures :

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

III.3.4.1) armatures principales :

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 14 \text{ cm}$$

$$M_u = 21.41 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{21.41 \times 10^5}{100 \times (14)^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.0769$$

$$\mu = 0.0769 \rightarrow \beta = 0.959$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{21.41 \times 10^5}{0.959 \times 14 \times 348 \times 10^2} = 4.58 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.58 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } 6\text{HA}12 = 6.78 \text{ cm}^2 \quad \text{avec: } s_t = \frac{100}{6} = 16 \text{ cm.}$$

III.3.4.2) armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.695 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } s_t = 20 \text{ cm}$$

III.3.5) Vérification à L'ELU :

a) **Condition de non fragilité :**

$$A \geq A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A \geq A_{min} = 0.23 \times 100 \times 14 \times \frac{2.1}{400} = 1.69 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.69 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b) Vérification au cisaillement :

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

$$V_u = q_{u1}L + q_{u2} = 12.82 \times 1.65 + 1.78 = 22.933 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{22.933 \times 10^3}{100 \times 14 \times 10^2} = 0.163 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{1.15}{\gamma_b} f_{c28} ; 4 \text{ Mpa} \right\} = \min \left\{ \frac{0.15}{1.15} (25) ; 4 \right\} = \min \{ 3.26 ; 4 \} = 3.26 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.163 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

c) vérification de l'adhérence :

$$\bar{\tau}_u = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa.}$$

ψ_s = (coefficient de scellement) .

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times 1.2 = 22.6 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{22.933 \times 10^3}{0.9 \times 14 \times 22.6 \times 10^2} = 0.80 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 0.80 < \bar{\tau}_u = 3.15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

d) longueur de scellement droit :

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

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s} \quad \text{avec :}$$

$$\bar{\tau}_s = \psi_s^2 f_{t28} = 2.84 \text{ Mpa} \quad \psi = 1.5 (\text{coefficient de scellement})$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 \text{ cm.} \quad \text{on prend : } L_s = 45 \text{ cm}$$

Soit des crochets de longueur : $L_a = 0.4 L_s \Rightarrow L_a = 18 \text{ cm.}$

III.3.6) Vérification à L'ELS :

➤ Combinaison de charge :

-Dalle :

$$q_{s1} = 5.61 + 3.5 = 9.11 \text{ KN/ml}$$

-Garde corps :

$$q_{s2} = 1.78 \text{ KN/ml}$$

➤ calcul du moment d'encastrement :

$$\text{Soit : } M_s = -\frac{q_{s1} \times l^2}{2} - q_{s2} \times l$$

$$M_s = -\frac{9.11 \times 1.65^2}{2} - 1.78 \times 1.65 = -15.33 \text{ KN.m}$$

➤ Vérification des contraintes :

▪ Acier :

La fissuration est préjudiciable

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt[3]{f_{t28}} \right\} = 202 \text{ Mpa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 6.78}{100 \times 14} = 0.484 \Rightarrow k_1 = 32.62 \rightarrow \beta_1 = 0.895$$

$$\sigma_{st} = \frac{\overline{M_s}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{15.33 \times 10^6}{0.895 \times 14 \times 100 \times 6.78 \times 10^2} = 180.45 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 180.45 \text{ mpa} < \overline{\sigma_{st}} = 202 \text{ mpa.} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

▪ Béton :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \text{ avec : } \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\overline{\sigma_{st}}}{k_1}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 6.78}{100 \times 14} = 0.484 \Rightarrow k_1 = 32.62 \rightarrow \beta_1 = 0.895$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\overline{\sigma_{st}}}{k_1} = \frac{202}{32.62} = 6.20 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.20 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Vérification de la flèche :

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$3) \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e}$$

Donc :

$$1) \rightarrow \frac{h}{l} = \frac{17}{165} = 0.103 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$2) \rightarrow \frac{h}{l} = \frac{17}{165} = 0.103 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{15.33}{10 \times 15.33} = 0.1 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$3) \rightarrow \frac{A}{b \times d} = \frac{6.78}{100 \times 14} = 0.0048 \leq \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Conclusion:

La condition étant vérifiée, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Ferrailage de balcon :

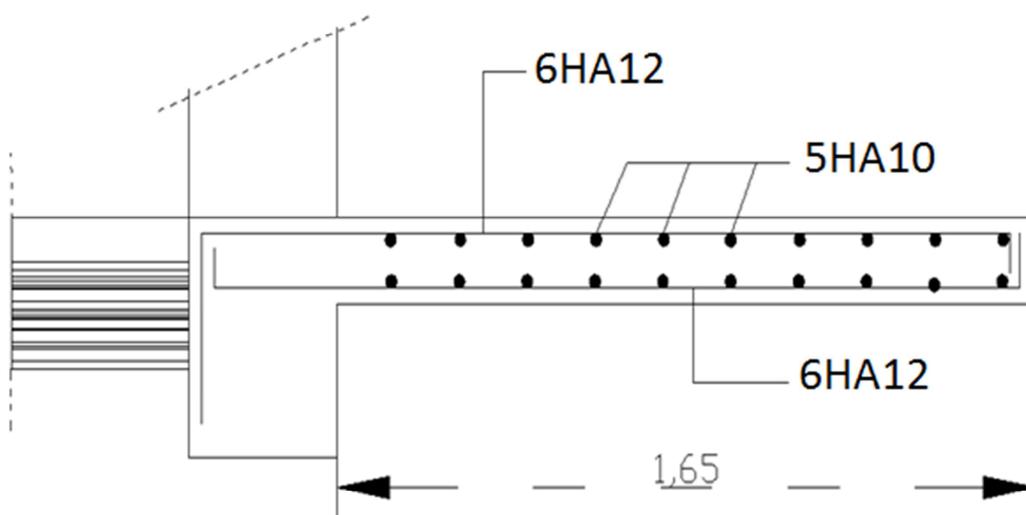


Fig : III.3.2) coffrage et ferrailage de balcon

III.4) Calcul de l'escalier :

III.4.1) Définition :

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches échelonné, qui permettent le passage d'un niveau à un autre, il est soumis à son poids propre et aux surcharges.

L'escalier est constitué de paliers et paillasse assimilés dont le calcul à des poutres isostatiques et calculé à la flexion simple, et puisqu'il n'est pas exposé aux intempéries les fissurations sont considérées peu nuisibles.

Notre projet comporte un seul type d'escalier à 2 volées à palier intermédiaire en béton armé coulé sur place.

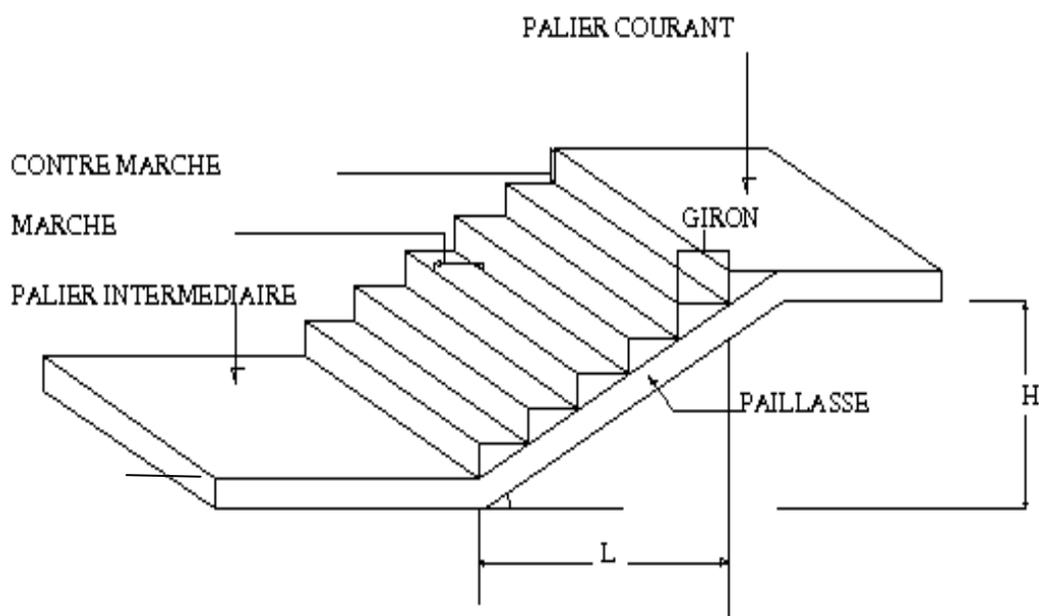


Figure III.4.1

- g : giron (largeur des marches)
- h : Hauteur des marches
- E : Emmarchement
- H : hauteur de la volée
- e_p : épaisseur de la paillasse et du palier
- L_1 : longueur du palier de départ
- L_2 : longueur projeté de la volée.
- L_3 : longueur du palier d'arrivée.

III.4.2) Calcul de l'escalier :

1)- Dimensionnement :

Le dimensionnement des marches et des contre marches sera déterminé à l'aide de la formule de BLONDEL. Pour avoir un escalier confortable, on cherche à réaliser cette condition.

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

Chapitre III : Calcul des éléments

Avec :

h : Hauteur de la contre marche.

g : Giron.

La condition est vérifiée en optant pour une hauteur des marches **h=17cm** et un giron **g= 30 cm**.

- **Calcul du nombre de contre marches et de marches :**

Soit **n** le nombre de contre marches, et **m** le nombre de marches.

$$H=3.06/2=1.53 ; h=17\text{cm} ; \text{donc} : n=\frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$$

→**n=9 contre marches.**

Volée 1 et 2 : n= 9 contre marches ; **Donc :** m=n-1 = 8marches.

L'embranchement est de 1.65m

.La ligne de foulée représente la trajectoire que suivra une personne qui monte l'escalier; elle est toujours tracée à 50 cm du collet.

La longueur de la ligne de foulée:

$$l = g(n-1) = 30 (8-1) = 210 \text{ cm}$$

2)- Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

L'épaisseur du palier et de la volée (e_p) est donnée par :

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

L' : Longueur du palier et de la paillasse.

$$L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} + L_2$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{153}{250} = 0.612 \Rightarrow \alpha = 31.46^\circ$$

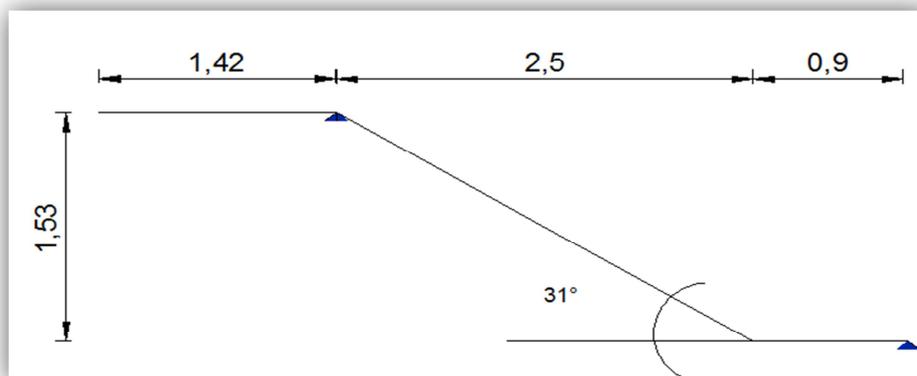


Figure III4.2

Chapitre III : Calcul des éléments

Alors : $L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} + L_2 = \frac{250}{\cos(31.46)} + 142 = 4.3508 \text{ m}$

$\frac{435}{30} \leq e_p \leq \frac{435}{20} \Rightarrow 14.5 \leq e_p \leq 21.75$

Conclusion : On opte pour une épaisseur $e_p = 17 \text{ cm}$

2.1) détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul se fera pour une bande de 1m d'embranchement et une bande 1m de projection horizontale de la volée, en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

❖ **Charges et surcharges:**

➤ **La volée : tableau III.4.1)**

Chargement	Poids volumique (KN /M ³)	Surface pour 1 ml (m ²)	La charge (KN/ml)
Poids propre de la palliasse (ep=17cm)	25	$\frac{0.17}{\cos 31.46} \times 1$	4.95
Poids propre des marches(e=17cm)	25	$\frac{1 \times 0.17}{2}$	2.125
Carrelage horizontal(e=1cm)	20	1×0.01	0.2
Mortier de pose horizontal(e=2cm)	22	1×0.02	0.44
Carrelage vertical(e=1cm)	20	1×0.01	0.2
Mortier de pose vertical(e=2cm)	22	1×0.02	0.44
Lit de sable(e=2cm)	18	1×0.02	0.36
Enduit en plâtre(e=2cm)	10	1×0.02	0.20
Poids du garde corps	/	/	0.20
La charge permanente	$G = \sum G_i$	\Rightarrow	G = 9.115

➤ **Le palier : tableau III.4.2)**

Chargement	Poids volumique (KN /M ³)	Surface pour 1 ml (m ²)	La charge (KN/ml)
Poids propre du palier(e=17cm)	25	1×0.17	4.25
Carrelage(e=1cm)	20	1×0.01	0.20
Mortier de pose(e=2cm)	22	1×0.02	0.44
Lit de sable(e=2cm)	18	1×0.02	0.36
Enduit en plâtre(e=2cm)	10	1×0.02	0.20
La charge permanente	$G = \sum G_i$	\Rightarrow	G = 5.45

Chapitre III : Calcul des éléments

-La surcharge d'exploitation est donnée par le (DTR B.C. 2.2) : $Q=2,5\text{KN/ml}$.

2.2)- Calcul des efforts internes :

a)- Combinaison de charge a l'ELU :

❖ La volée :

$$q_1 = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 9.115 + 1.5 \times 2.5 = 16.05(\text{KN/ml})$$

$$q_1 = 16.05 \text{ KN/ml}$$

❖ Le palier :

$$q_2 = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.45 + 1.5 \times 2.5 = 11.10(\text{KN/ml}) \Rightarrow$$

$$q_2 = 11.10 \text{ KN/ml}$$

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 des moments et des efforts tranchants :

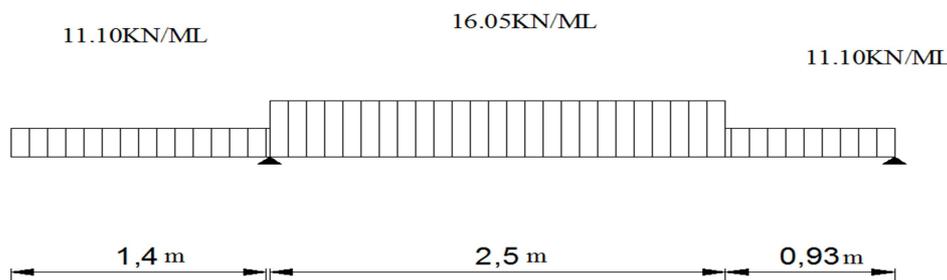


Figure III.4.3

- Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F_y = 0$$

$$R_A + R_B = 11.10 \times 1.42 + 16.05 \times 2.50 + 11.10 \times 0.93$$

$$R_A + R_B = 66.21 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow 16.05 \times \frac{2.5^2}{2} + 11.10 \times 0.93 \times 2.965 - R_B \times 3.43 - 11.10 \times \frac{1.42^2}{2} = 0$$

$$R_B = 20.28 \text{ KN}$$

$$R_A = 45.92 \text{ KN}$$

➤ Effort tranchant :

1^{er} tronçon:

$$0 \leq x \leq 0.93$$

$$T_y + 11.10 \times (x) - 20.28$$

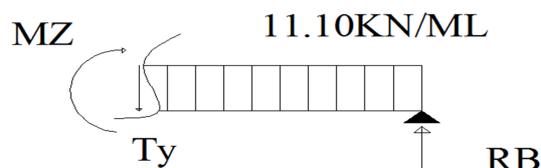


Figure III.4.4

Chapitre III : Calcul des éléments

$$T_y = -11.10 \times (x) + 20.28 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T_y = 20.28 \text{ KN} \rightarrow (x = 0) \\ T_y = 9.957 \text{ KN} \rightarrow (x = 0.93) \end{array} \right\}$$

➤ **Moments fléchissent**

$$M_z + 11.10 \times \frac{x^2}{2} - 20.28(x) = 0$$

$$M_z = -11.10 \times \frac{x^2}{2} + 20.28(x) \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_z = 0 \text{ KN.m} \rightarrow (x = 0) \\ M_z = 14 \text{ KN.m} \rightarrow (x = 0.93) \end{array} \right\}$$

2^{eme} tronçon :

➤ **Effort tranchant**

$$0 \leq x \leq 2.50$$

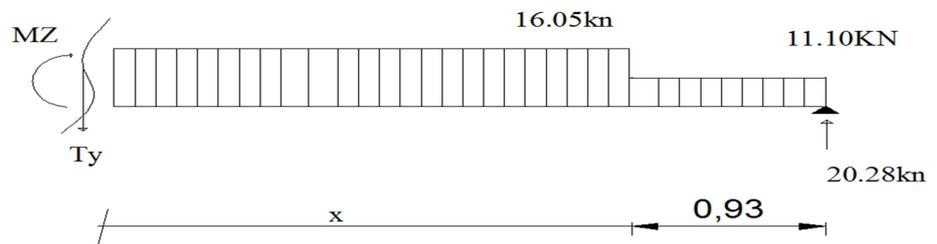


Figure III4.5

$$T_y + 16.05 \times (x) + 11.10 \times 0.93 - 20.28$$

$$T_y = -16.05 \times (x) - 11.10 \times 0.93 + 20.28 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T_y = 9.957 \text{ KN} \rightarrow (x = 0) \\ T_y = -30.168 \text{ KN} \rightarrow (x = 2.50) \end{array} \right\}$$

➤ **Moments fléchissent**

$$M_z + 16.05 \times \frac{x^2}{2} + 11.10 \times 0.93(0.465 + x) - R_B(0.93 + x) = 0$$

$$M_z = -16.05 \times \frac{x^2}{2} - 11.10 \times 0.93(0.465 + x) + R_B(0.93 + x)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_z = 14 \text{ KN.m} \rightarrow (x = 0) \\ M_z = -11.20 \text{ KN.m} \rightarrow (x = 2.50) \end{array} \right\}$$

3^{eme} tronçon :

$$0 \leq x \leq 1.42$$

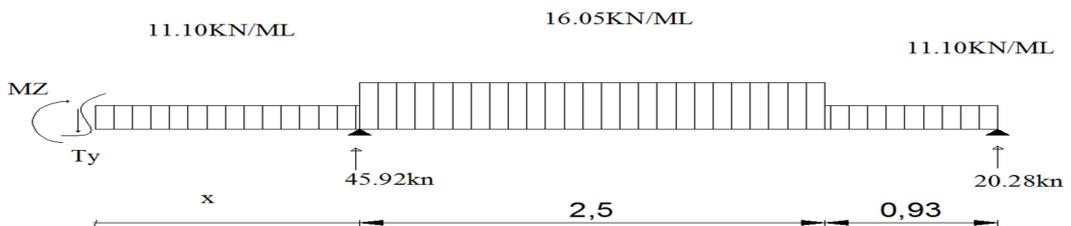


Figure III4.6

➤ Effort tranchant

$$T_y + 11.10 \times (x) + 16.05 \times 2.50 + 11.10 \times 0.93 - 45.92 - 20.28 = 0$$

$$T_y = -11.10 \times (x) - 16.05 \times 2.50 - 11.10 \times 0.93 + 45.92 + 20.28$$

$$\begin{cases} T_y = 15.752 \text{ KN} \rightarrow (x = 0) \\ T_y = -0.01 \text{ KN} \rightarrow (x = 1.42) \end{cases}$$

➤ Moments fléchissent

$$M_z = -11.10 \times \frac{x^2}{2} - 16.05 \times 2.5 \times (1.25 + x) - 11.10 \times 0.93(2.965 + x) + 20.28(3.43 + x) + 45.92(x)$$

$$\begin{cases} M_z = -11.20 \text{ KN.m} \rightarrow (x = 0) \\ M_z = 0.00 \text{ KN.m} \rightarrow (x = 1.42) \end{cases}$$

🚦 Le moment max

Calcul de moment max en travée :

$$M_{\max} \rightarrow T_y=0 \rightarrow -16.05(x) - 11.10 \times 0.93 + 20.28 = 0 \rightarrow x = 0.62 \text{ m}$$

$$M_{\max} = -16.05 \frac{(0.62)^2}{2} - 11.10 \times 0.93(0.465 + 0.62) + 20.28(0.93 + 0.62) = 17.14 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = 17.14 \text{ KN.m}$$

PS : On tenant compte des semi-encastremets aux extrémités, les moments en travée et en appuis sont affectés à des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

❖ En travée :

$$M_t = 0.85 \times MZ_{\max} = 0.85 \times 17.14 = 14.57 \text{ KN.m}$$

❖ Sur appuis :

$$M_a = -0.3 \times MZ_{\max} = -0.3 \times 17.14 = -5.142 \text{ KN.m}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

- **Diagramme des efforts internes :**

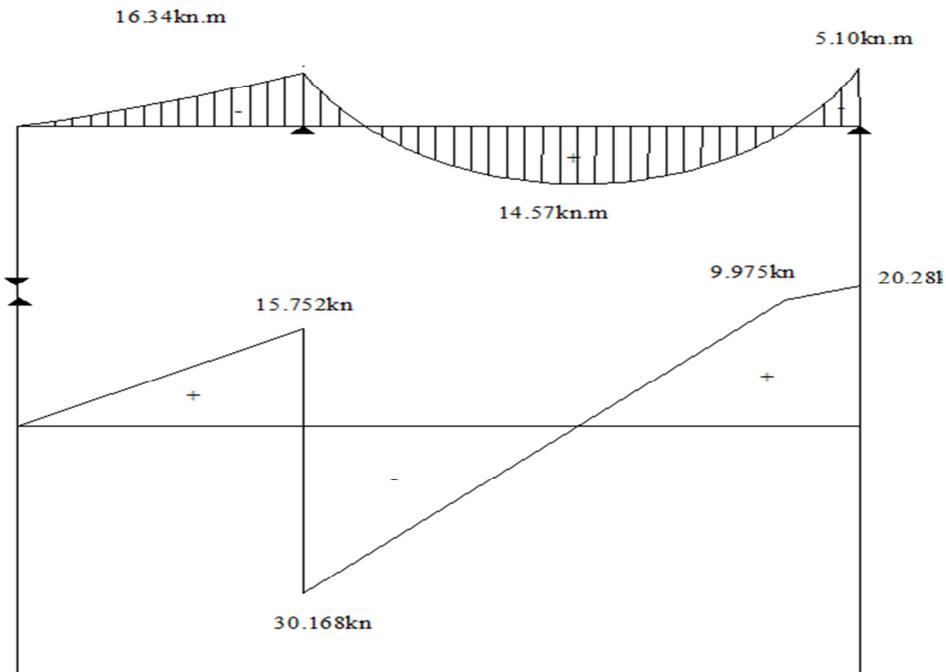


Figure III4.7

3)- Calcul des armatures :

Le calcul se fera en flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans les schémas précédent.

- **Sur appuis :** $M_a = 16.34 \text{ KN.m}$

a) Armature principale :

$$\mu = \frac{16.34 \times 10^5}{100 \times (14)^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.058$$

$$\mu = 0.058 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0.970$$

$$A_a = \frac{16.34 \times 10^5}{0.970 \times (14) \times 348 \times 10^2} = 3.45 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA10 = 3.93 cm² avec st=20cm

b) Armatures de répartition :

$$A_{ra} = \frac{A_{sa}}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA8 = 2.51 cm² avec st=20cm

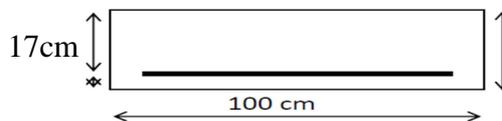


Figure III4.8

- **En travée:** $M_t = 14.57 \text{ KN.m}$

a) armature principal

$$\mu = \frac{14.57 \times 10^5}{100 \times (14)^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.052$$

$$\mu = 0.052 < \mu_l = 0.392 \rightarrow SSA \rightarrow \beta = 0.973$$

$$A_a = \frac{14.57 \times 10^5}{0.973 \times (14) \times 348 \times 10^2} = 3.07 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA10 = 3.93 cm² avec st=20cm

b) Armatures de répartition :

$$A_{rt} = \frac{A_{sa}}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA8 = 2.51 cm² avec st=20cm

4)- Vérifications à l'E L U :

a)- Espacement des armatures :

a1) Armatures principales :

$$S_t < \min(3h ; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \Rightarrow \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

a2) Armatures de répartition :

$$S_t < \min(4h ; 45\text{cm}) \Rightarrow S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm} \Rightarrow \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

b)- Condition de non fragilité (Art A.4.2/BAEL91 modifiées 99)

b1) En travée :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 14 \times 2.1}{400} = 1.69 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.69 \text{ cm}^2 \Rightarrow \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

b2) Sur appuis :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 14 \times 2.1}{400} = 1.69 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.69 \text{ cm}^2 \Rightarrow \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

c)- Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement): (Art A.5.1, 1 /BAEL 91 modifiées 99) :

$$V_u^{max} = 33.1 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 \times d} = \frac{33.1 \times 10^3}{1000 \times 140} = 0.23 \text{ Mpa}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

Pour une fissuration non préjudiciable:

$$\overline{\tau}_u = \min \left[\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right] = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.23 \text{ Mpa} < \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \Rightarrow \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

d)- Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (Art A.6.1.3/BAEL91 modifiées 99) :

Pour qu'il n'y ait pas entraînement des barres nous allons vérifier cette condition :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau}_{se}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0.9d \Sigma U}$$

$$u_i = 3,14 \times 5 \times 10 = 157 \text{ mm}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement $\Psi_s : 1.5 \rightarrow$ Haute adhérence

τ_{se} : Contrainte admissible d'adhérence

$$\overline{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

τ_{se} : Contrainte d'adhérence limite ultime

$$\tau_{se} = \frac{33.1 \times 10^3}{0.9 \times 140 \times 157} = 1.67 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 1.67 \text{ Mpa} < \overline{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa}$$

\implies Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

e)- Longueur de scellement droit : (Art A.6.1.22/BAEL91 modifiées 99) :

Selon le BAE 91 (modifié 99) la longueur de scellement : $l_s = \frac{\phi_l \times f_e}{4\tau_{se}}$

$\overline{\tau}_{se}$: Contrainte admissible d'adhérence

$$\overline{\tau}_{se} = 0.6 \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } l_s = \frac{\phi_l \times f_e}{4\overline{\tau}_{se}} = \frac{1.0 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

On prend $L_s = 36 \text{ cm}$

Etant donnée la longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à laquelle les barres seront ancrées alors le BAEL91 admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$L_c = 0.4 \cdot L_s = 18 \text{ cm}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

- **Calcul des efforts internes :**

- ✓ **Effort tranchant :**

- 1^{er} tronçon:

$$0 \leq x \leq 0.93$$

$$T_y + 7.95 \times (x) - 14.63$$

$$T_y = -7.95 \times (x) + 14.63 \rightarrow \begin{cases} T_y = 14.63 \text{ KN} \rightarrow (x = 0) \\ T_y = 7.23 \text{ KN} \rightarrow (x = 0.93) \end{cases}$$

- ✓ **Moment fléchissant :**

$$M_z + 7.95 \times \frac{x^2}{2} - 14.63(x) = 0$$

$$M_z = -7.95 \times \frac{x^2}{2} + 14.63(x) \rightarrow \begin{cases} M_z = 0 \text{ KN.m} \rightarrow (x = 0) \\ M_z = 10.16 \text{ KN.m} \rightarrow (x = 0.93) \end{cases}$$

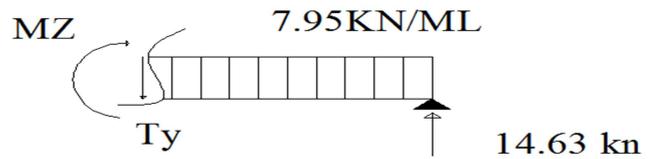


Figure III4.10

- 2^{eme} tronçon :

- ✓ **Effort tranchant :**

$$0 \leq x \leq 2.50$$

$$T_y + 11.615 \times (x) + 7.95 \times 0.93 - 14.63$$

$$T_y = -11.615 \times (x) - 7.95 \times 0.93 + 14.63 \rightarrow \begin{cases} T_y = 7.23 \text{ KN} \rightarrow (x = 0) \\ T_y = -21.895 \text{ KN} \rightarrow (x = 2.50) \end{cases}$$

- ✓ **Moment fléchissant :**

$$M_z + 11.615 \times \frac{x^2}{2} + 7.95 \times 0.93(0.465 + x) - 14.63(0.93 + x) = 0$$

$$M_z = -11.615 \times \frac{x^2}{2} - 7.95 \times 0.93(0.465 + x) + 14.63(0.93 + x)$$

$$\begin{cases} M_z = 10.16 \text{ KN.m} \rightarrow (x = 0) \\ M_z = -8.03 \text{ KN.m} \rightarrow (x = 2.50) \end{cases}$$

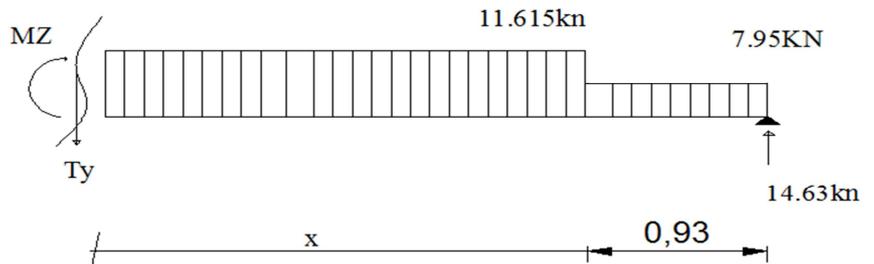
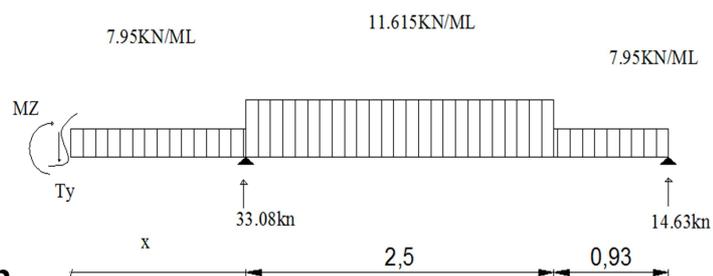


Figure III4.11

- 3^{eme} tronçon :

- ✓ **Effort tranchant :** **Figure III4.12**



$$0 \leq x \leq 1.42$$

$$T_y + 7.95 \times (x) + 11.615 \times 2.50 + 7.95 \times 0.93 - 33.08 - 14.63 = 0$$

$$T_y = -7.95 \times (x) - 11.615 \times 2.50 - 7.95 \times 0.93 + 33.08 + 14.63$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_y = 11.27 \text{ KN} \rightarrow (x = 0) \\ T_y = -0.01 \text{ KN} \rightarrow (x = 1.42) \end{array} \right\}$$

✓ **Moment fléchissant :**

$$M_z = -7.95 \times \frac{x^2}{2} - 11.615 \times 2.5 \times (1.25 + x) - 7.95 \times 0.93(2.965 + x) + 14.63(3.43 + x) + 33.08(x)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_z = -8.03 \text{ KN.m} \rightarrow (x = 0) \\ M_z = 0.00 \text{ KN.m} \rightarrow (x = 1.42) \end{array} \right\}$$

✚ **Le moment max :**

Calcul de moment max en travée :

$$M_{\max} \rightarrow T_y=0 \rightarrow -16.05(x) - 11.10 \times 0.93 + 20.28 = 0 \rightarrow x = 0.62 \text{ m}$$

$$M_{\max} = -11.615 \frac{(0.62)^2}{2} - 7.95 \times 0.93(0.465 + 0.62) + 14.63(0.93 + 0.62) = 12.42 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = 12.42 \text{ KN.m}$$

PS : En tenant comptes des semi-encastremets aux extrémités, les moments en travées et en appuis sont affectés à des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement:

1) En travée :

$$M_t = 0.85 \times MZ_{\max} = 0.85 \times 12.42 = 10.557 \text{ KN.m}$$

2) Sur appuis :

$$M_a = -0.3 \times MZ_{\max} = -0.3 \times 12.42 = -3.726 \text{ KN.m}$$

Diagramme des efforts internes :

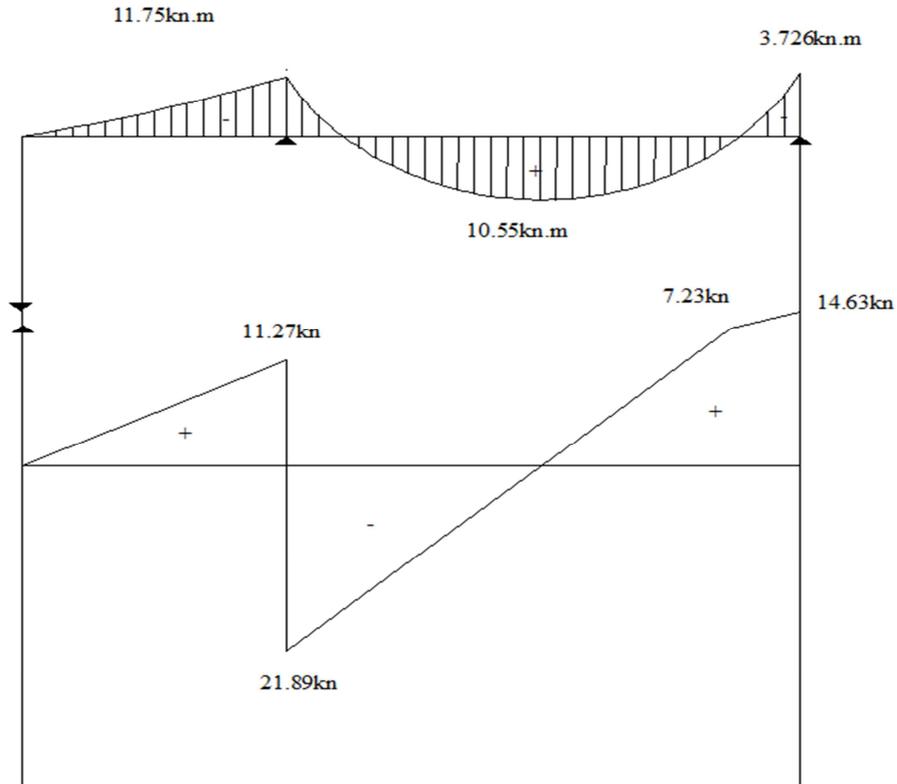


Figure III4.13

b)- Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures : (Art.5.3,2/BAEL91 modifiées 99)

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

c)-VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS :

❖ **Etat limite de résistance du béton en compression :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \quad \text{et} \quad \sigma_s = k_1 \cdot \sigma_{bc} \quad \text{et} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$$

1-EN Travée :

➤ **CONTRAINTE DANS L'ACIER :**

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} \Rightarrow \rho_1 = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 14} = 0.28$$

Chapitre III : Calcul des éléments

$$\rho_1 = 0.28 \rightarrow K_1 = 44.52 \rightarrow \beta_1 = 0.916$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{10.557 \times 10^6}{0.916 \times 14 \times 3.93 \times 10^3} = 209.47 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{st} = 209.47 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa} \Rightarrow \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

➤ CONTRAINTE DANS LE BETON :

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

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

$$\sigma_s = k_1 \cdot \sigma_{bc} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{209.47}{44.52} = 4.70 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.70 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

2- SUR APPUIS :

➤ CONTRAINTE DANS L'ACIER :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} \Rightarrow \rho_1 = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 14} = 0.28$$

$$\rho_1 = 0.28 \rightarrow K_1 = 44.52 \rightarrow \beta_1 = 0.916$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{11.75 \times 10^6}{0.916 \times 14 \times 3.93 \times 10^3} = 233.14 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{st} = 233.14 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa} \Rightarrow \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

➤ CONTRAINTE DANS LE BETON :

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

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

$$\sigma_s = k_1 \cdot \sigma_{bc} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{233.14}{44.52} = 5.23 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.23 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion : Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

d) Vérification de la flèche :

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{17}{485} = 0.035 < \frac{1}{22.5} = 0.04 \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$3) \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e}$$

H : hauteur total (17cm),

L : porté entre nus d'appuis (l=4.85m),

M_t : Moment max en travée

M_0 : Moment max de la travée isostatique,

A : section des armatures,

b : largeur de la section (b=100cm),

d : hauteur utile de la section droite.

Étant donné qu'une condition sur trois n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche devient obligatoire

- **Calcul de la flèche :**

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^2 \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} \Rightarrow \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4850}{500} = 9.7 \text{ mm.}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

E : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.87 \text{ Mpa.}$$

I_{fv} : Inertie fictive pour les charges de longue durée.

$$I_{fv} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v \times \mu}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section.

Aire de la section homogénéisée:

$$B_0 = B + nA = b \cdot h + 15 \cdot A$$

$$B_0 = 100 \times 17 + 15 \times 3.93 = 1758.95 \text{ cm}^2.$$

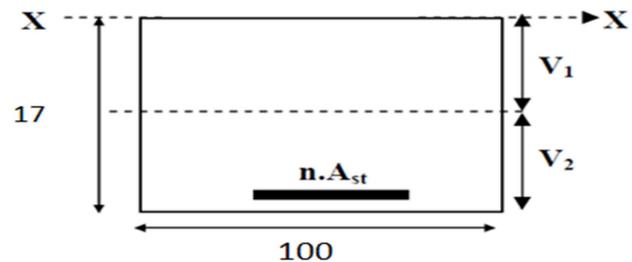


Figure III.14

Chapitre III : Calcul des éléments

$$S_{/XX} = \frac{bh^2}{2} + 15 \times A_s \times d = \frac{100 \times 17^2}{2} + 15 \times 3.93 \times 14 = 15275.3 \text{ cm}^2$$

Position du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{S_{/XX}}{B_0} = \frac{15275.3}{1758.95} = 8.68 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 17 - 8.68 = 8.32 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité:

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_s(V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3}(8.63^3 + 8.32^3) + 15 \times 3.93(8.32 - 3)^2 = 42589.76 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{3.93}{100 \times 14} = 0.0028 \rightarrow \rho_1 = 100 \times \rho = 0.28 \rightarrow \beta_1 = 0.916$$

$$\lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0028(2+3)} = 7.5$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i = 3$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0028 \times 209.47 + 2.1} = 0.17$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^t}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{10.557 \times 10^6}{0.916 \times 14 \times 3.93 \times 10^3} = 209.47 \text{ Mpa}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} = \frac{1.1 \times 42589.76}{1 + 3 \times 0.17} = 30815.888 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^s \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{10.557 \times 10^5 \times (485)^2}{10 \times 10818.86 \times 30815.888 \times 10^2} = 7.44 \text{ mm} \leq \bar{f} \Rightarrow \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4850}{500} = 9.7 \text{ mm.}$$

Donc La flèche est vérifiée.

St=20cm

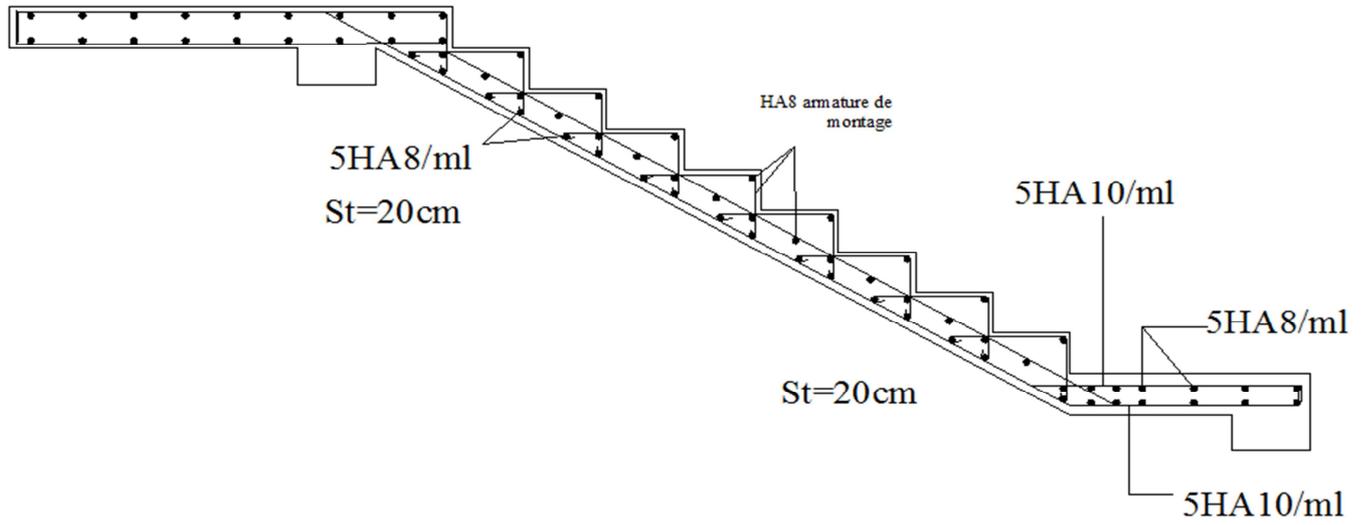


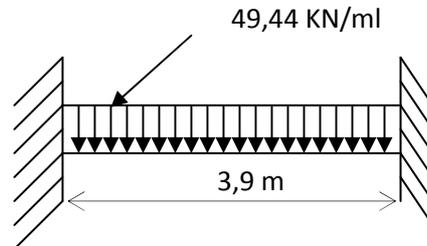
Figure III4.15: coffrage et ferrailage des escaliers

III.5) Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire, elle est considérée comme semi encastree dans les poteaux alors on prendra :

$$M_a = -0,3 M_0$$

$$M_t = 0,85 M_0$$



FigIII.5.1) : Schéma statique de calcul

III.5. 1)- Pré dimensionnement de la poutre palière :

- **Hauteur de la poutre :**

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Leftrightarrow \frac{390}{15} \leq h_t \leq \frac{390}{10} \Rightarrow 26 \leq h_t \leq 39$$

On prend $h_t = 35$ cm

La largeur des poutres est déterminée par $0.4h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 14\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{cm}$
 $b = 30$ cm

- \Rightarrow **Vérification des conditions du RPA**

$b = 20$ cm ≥ 30 mCondition vérifiée.

$h_t = 30$ cm ≥ 35 cm..... Condition vérifiée.

$\frac{h_t}{b} = 1.16 < 4$ Condition vérifiée

D'où la section de la poutre est de (30×35)

III.5.2 Charges revenant à la poutre :

Poids propre de la poutre : $0,25 \times 0,35 \times 0,3 = 2.62$ KN/ml

Réaction de la poutre à l'ELU : $R_b = 45.92$ KN

Réaction de la poutre à l'ELS : $R_b = 33.08$ KN

- **Calcul à l'ELU :**

Calcule le moment et l'effort tranchant :

la poutre est simplement appuyée et uniformément chargée :

Chapitre III : Calcul des éléments

$$q_u = 1.35 \times 2.62 + 45.92 = 49.44 \text{ KN/ml}$$

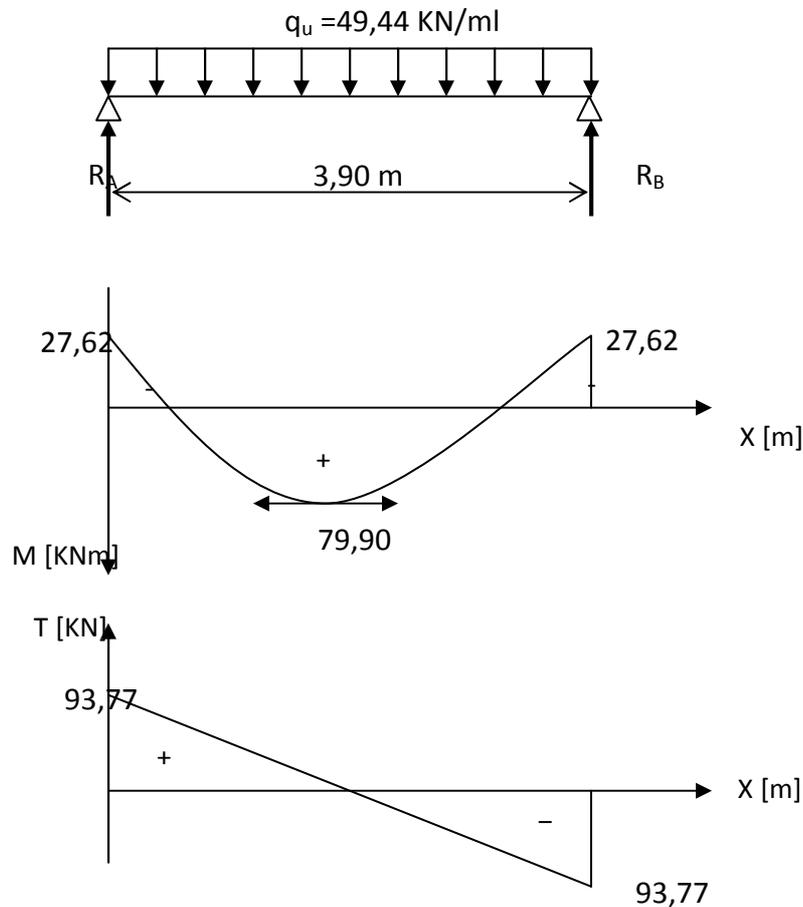
$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{49.44 \times 3.9^2}{8} = 92.09 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant : } T = \frac{q_u l}{2} = \frac{49.44 \times 3.9}{2} = 93.77 \text{ KN}$$

Pour tenir compte de l'encastrement partiel on affecte le moment M_0 par un coefficient numérateur. On aura donc les valeurs suivantes :

$$M_a = -0,3M_0 = -27.62 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85M_0 = 78.27 \text{ KN.m}$$



FigIII.5.2) : Diagramme de moment fléchissant et de l'effort tranchant à l'ELU

III.5.3 Ferrailage:

- **En travée:**

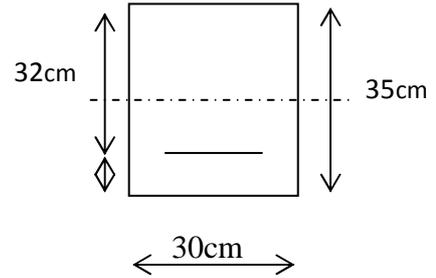
$$\mu_b = \frac{M}{bd^2 f_{bc}} = \frac{78.27 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14,2} = 0,179 < 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,179 \Rightarrow \beta = 0,928$$

Chapitre III : Calcul des éléments

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = 7,57 \text{ cm}^2,$$

soit $A_t = 3\text{HA}14 + 3\text{HA}12 = 8,01 \text{ cm}^2$



• **Aux appuis:**

$$\mu_b = \frac{M}{bd^2 f_{bc}} = \frac{27.62 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14,2} = 0,063 < 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,063 \Rightarrow \beta = 0.967$$

$$A_a = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = 2.6 \text{ cm}^2, \text{ soit } A_a = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

Soit $3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

III.5. 4)- Vérifications à l'E L U :

a) Exigence du RPA99 : (Art 7.5.2/RPA99 version 2003)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total des aciers longitudinaux : $A_s = 3\text{T}12 + 3\text{T}14 = 8,01 \text{ cm}^2$

0,5% de la section : $0,005 \times b \times h = 5.25 \text{ cm}^2$

$A_s = 8.01 \text{ cm}^2 > 4.375 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ Condition vérifiée

b) Condition de non fragilité : [BAEL91/A-4-2,1 modifiées 99]

$$A_{min} = 0,23 b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 35 \times (2,1/400) = 1.26 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 8.01 \text{ cm}^2 > A_{min} \longrightarrow \text{Vérifié}$$

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min} \longrightarrow \text{Vérifié}$$

c) Vérification de l'effort tranchant :

Pour une fissuration non préjudiciable:

$$V_{max} = 93.77 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{93.77 \times 10^3}{300 \times 320} = 0.976 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Vérifié}$$

Donc: les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Chapitre III : Calcul des éléments

d) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL91.Art A.6.1.3 modifiées 99)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \cdot \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi$$

$$\tau_{se} = \frac{93.77 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 3 \times 3.14 \times 12} = 2.88 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2.88 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition est vérifiée}$$

\Rightarrow Pas de risque d'entraînement des barres.

e) Calcul de la longueur d'ancrage : [Art : A-6-1 ; 23/BAEL91 modifiées 99]

$$l_s = \Phi \frac{f_e}{4\tau_s}, \quad \text{avec } \tau_s = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49.38 \text{ cm}$$

l_s est supérieur à la largeur de la poutre dans laquelle elle sera ancrée, on opte donc : pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement à $0,4l_s = 19,75 \text{ cm}$, soit 20cm.

f) Influence de l'effort tranchant :

f.1) Appuis de rive : (Art A.5. 1. 312/BAEL91 modifiées 99)

Il est de bonne construction pour équilibrer l'effort tranchant V_u d'ancrer la nappe d'armature inférieure suffisante avec sa longueur de scellement.

$$A_{s \text{ adopter}} = A_{st \text{ ancrer}} = \frac{V_{\max}}{f_e}$$

$$A_{st \text{ ancrer}} = \frac{V_{\max}}{f_e} = \frac{93.77 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 2.69 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 3.93 \text{ cm}^2 > 2.69 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

f.2) Sur le béton : (Art A.5. 1, 313/BAEL91 modifiées 99)

Il faut vérifier cette condition :

$$\frac{2 \times V_u^{\max}}{b \times a} \leq 0,8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u^{\max} \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

$$0,267 \times 0,9 \times 320 \times 300 \times 25 = 576.72 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 93.99 \text{ KN} < 576.72 \text{ KN} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

g) les armatures transversales (BAEL91Art722 modifiées 99) :

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que l'on ait.

$$\Phi_t \leq \min\left\{\Phi_t, \frac{h}{35}, \frac{b}{10}\right\} = \min\{14, 10, 25\} = 10\text{mm}. \quad \Phi_t \leq 10\text{mm} .$$

Avec :

h : hauteur de la poutre.

b: longueur de la poutre.

On prend du $\Phi 8$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier et un cadre de $\Phi 8$

h) Espacement des barres transversales :

Le RPA99 (A-7.5.2.2) préconise les espacements suivants :

- **Zone nodale :**

$$l' = 2h = 2 \times 35 = 70\text{cm}$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1.4\right) = 8.75\text{cm}$$

Soit $S_t = 5 \text{ cm}$ en zone nodale.

- **En dehors de la zone nodale :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5\text{cm} , \text{ soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

Remarque :

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm du nu de l'appui ou de l'encastrement.

i) Calcul de la section minimale :

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 18 \times 30 = 1.62\text{m}^2$$

$$A \text{ adopté} = 2,01 > A_{\min} = 1.35\text{cm}^2 \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

j) Pourcentage minimum des armatures transversales : (Art 5.1,22/BAEL91)

Il faut vérifiée cette condition : $A \text{ adopté} > A_{\min} = \frac{0,4bSt}{f_e}$

$$A_{\text{adopter}} > A_{\min} = \frac{0,4 \times 30 \times 18}{400} = 0,54 \text{ cm}^2$$

$$A \text{ adopté} = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,54 \text{ cm}^2$$

III.5.5) Calcul a l'ELS:

Calculer le moment et l'effort tranchant :
la poutre est simplement appuyée et uniformément chargée :

Poids propre de la poutre : $1 \times 1,5 = 1,5 \text{ KN/ml}$

Réaction d'appuis $R_a = 33,08 \text{ KN}$

$q_s = 1,5 + 33,08 = 34,08 \text{ KN/ml}$

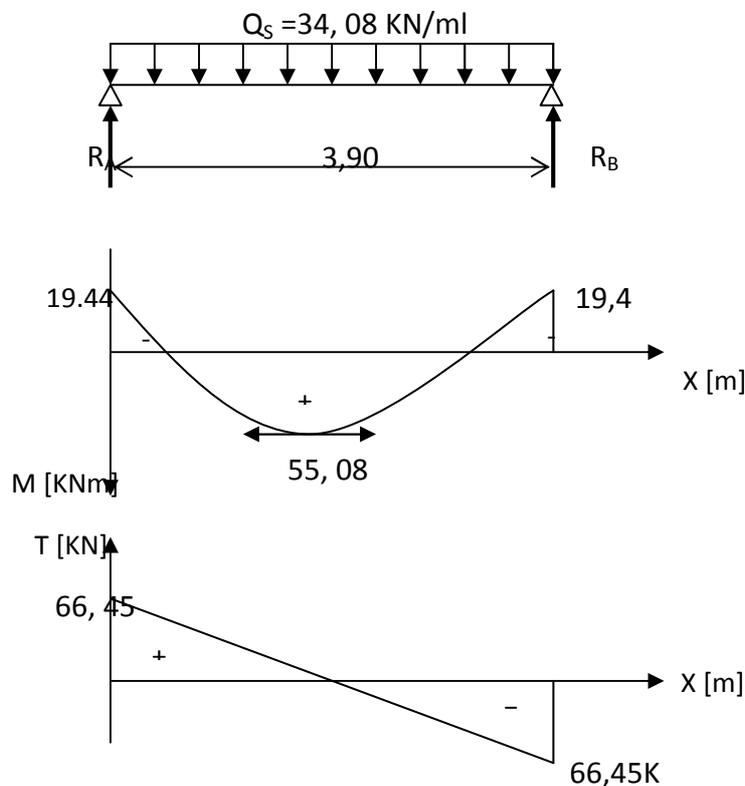
$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{34,08 \times 3,9^2}{8} = 64,80 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant : } T = \frac{q_u l}{2} = \frac{34,08 \times 3,9}{2} = 66,45 \text{ KN}$$

Pour tenir compte de l'encastrement partiel on affect le moment M_0 par un coefficient numérateur. On aura donc les valeurs suivantes :

$$M_a = -0,3M_0 = -19,44 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85M_0 = 55,08 \text{ KN.m}$$



FigIII.5.3) : Diagramme de moment fléchissant et de l'effort tranchant à l'ELS.

III.5.6) Vérification des contraintes :

a) Etat limite de compression dans le béton :

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

✓ Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{30 \times 32} = 0,409 \Rightarrow \begin{cases} \alpha_1 = 3 \\ \beta_1 = 0,9 \end{cases}$$

✓ La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_a} < \overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{19.44 \times 10^3}{0,9 \times 32 \times 3.39} = 199 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Vérfié.}$$

✓ La contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{15} \cdot \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = 0,028 \sigma_s \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,022 \times 199 = 5.57 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Vérfié.}$$

En travée:

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_a} = \frac{55.08 \times 10^3}{0,9 \times 32 \times 8.01} = 238.7 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

✓ La contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{15} \cdot \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = 0,028 \sigma_s \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,022 \times 238.7 = 6.68 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Vérfié.}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

b)- Etat limite de déformation : (Art.6.8,424/BAEL91 modifiées 99)

D'après les règles du BAEL91, on pourra se dispenser du calcul des déformations si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{35}{390} = 0,089 \geq 0,044 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\Rightarrow \frac{35}{390} = 0,089 \Rightarrow \frac{55,08}{15 \times 64,0} = 0,056 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{3,6}{F_e} \Rightarrow \frac{8,01}{30 \times 32} = 0,0083 \leq \frac{3,6}{400} = 0,009 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Conclusion : le ferrailage de la poutre palière sera comme suite :

Pour les armatures longitudinales :

En travée:

- Le lit inférieur 3HA14+3HA12

En appuis: 3HA12

III.6) Calcul de la salle machine :

1) Introduction :

L'ascenseur est un appareil élévateur desservant des niveaux définis, il comporte une cabine dont les dimensions et la constitution permettent manifestement l'accès des personnes, se déplaçant le long de guides verticaux.

L'ascenseur est composé de ces trois composantes essentielles :

- ✓ Le treuil de levage et sa poulie.
- ✓ La cabine ou la benne.
- ✓ Le contre poids.

Le bâtiment comporte une seule cage d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine de dimensions $(1.7 \times 1.9) \text{ m}^2$ appuyée sur ses 4 cotés.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à 9 tonnes, répartie sur une surface de $(0,8 \times 0,8) \text{ m}^2$ transmise par le système de levage de l'ascenseur.

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée.

Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.

2)- Calcul de la dalle pleine de la salle machine :

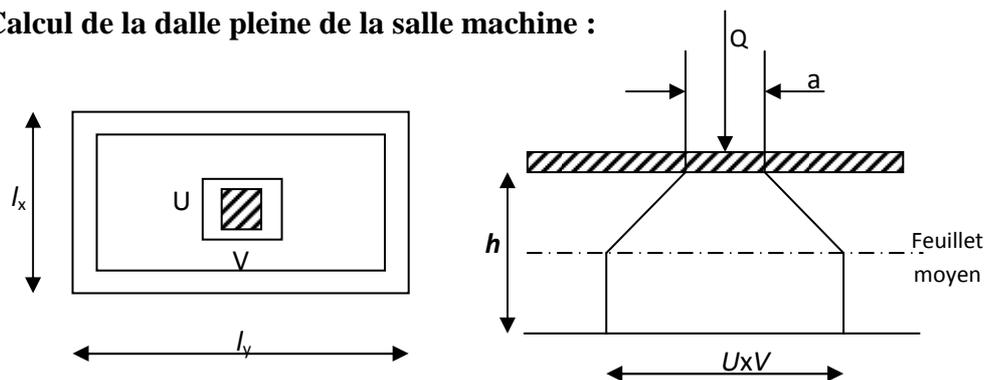


Figure 2.1) Schéma représentatifs de diffusion de charge au niveau du feuillet moyen

Chapitre III : calcul des éléments

➤ Dimensionnement :

Soit « l_x » et « l_y » les distances mesurées entre nus des appuis et « q » la charge uniformément répartie par unité de longueur. On suppose que le panneau est simplement appuyé.

On définit : $\rho = l_x/l_y$

Avec $l_x < l_y$

*Si $\rho < 0.4$ le panneau travaille dans un seul sens (l_x).

*Si $0.4 \leq \rho \leq 1$ le panneau travaille dans les deux sens

• Application

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.7}{1.90} \approx 0.9$$

$0.4 < \rho_x = 0.9 < 1 \Rightarrow$ le panneau travail dans les deux sens

$$e_p = \frac{l_x}{30} = \frac{170}{30} = 5.66 \text{ cm}$$

\Rightarrow Alors on opte pour $e_p = 15$ cm

$$U = u_0 + k \cdot e + h_0$$

$$V = v_0 + k \cdot e + h_0$$

h_0 : épaisseur de la dalle

K : Revêtement aussi solide que le béton ($K = 2$).

e : épaisseur du revêtement (5 cm).

$$u = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

$$v = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

➤ Moment du au poids propre de la dalle :

Les moments au centre du panneau sont donnée par :

Sens de la petite portée l_x : $M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$

Sens de la grande portée l_y : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

ELU: $v = 0$

$$\rho_x = 0.9 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0458 \\ \mu_y = 0.778 \end{cases}$$

Chapitre III : calcul des éléments

Poids de la dalle: $G = (25 \times 0,15 + 22 \times 0,05) \times 1 \text{ ml} = 4,85 \text{ KN/ml}$.

Surcharge d'exploitation: $Q = 1,00 \text{ KN/ml}$.

$q_u = 1,35.G + 1,5.Q = 1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1 = 8,047 \text{ KN/m}$

➤ Calcul des moments dus au poids propre de la dalle a l'ELU :

$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0,0458 \times 8,047 \times 1,7^2 = 1,064 \text{ KN.m}$

$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,778 \times 1,064 = 0,82 \text{ KN.m}$

ELS: $\nu = 0,2$:

$$\rho_x = 0,9 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0529 \\ \mu_y = 0,846 \end{cases}$$

$q_s = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ KN/ml}$

$M_x^s = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2 = 0,052 \times 5,85 \times 1,7^2 = 0,89 \text{ KN.m}$

$M_y^s = \mu_y \cdot M_x^s = 0,778 \times 0,89 = 0,75 \text{ KN.m}$

➤ Evaluation des moments M_x et M_y dus au système de levage :

$M_x = p \cdot (M1 + \nu M2)$

$M_y = p \cdot (M2 + \nu M1)$

Avec:

ν : Coefficient de POISSON

$M1$ et $M2$: Coefficient déterminé à partir des rapports (U/L_x) et (V/L_y) et ρ des abaques de PIGEAUD.

$\rho \Rightarrow 0,9$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1,05}{1,70} = 0,617 \quad \text{et} \quad \frac{V}{L_y} = \frac{1,05}{1,90} = 0,552$$

D'où (après interpolation) : $M1 = 8,66 \times 10^{-2}$ et $M2 = 7,25 \times 10^{-2}$

ELU: $\nu = 0$

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

Chapitre III : calcul des éléments

$$M_{ux2} = P_u \times M_1 = 121,5 \times 0,0866 = 10.52 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy2} = P_u \times M_2 = 121,5 \times 0,0725 = 8.80 \text{ KN.m}$$

ELS: v=0, 2

$$P_u = P = 90 \text{ KN.}$$

$$M_{sx2} = P_s \cdot (M_1 + v \cdot M_2) = 90 \cdot (0,0866 + 0,2 \times 0,0725) = 9.099 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy2} = P_s \cdot (M_2 + v \cdot M_1) = 90 \cdot (0,0725 + 0,2 \times 0,0866) = 8,08 \text{ KN.m}$$

➤ **Superposition des moments :**

ELU:

$$M_x = M_{ux1} + M_{ux2} = 1.064 + 10.52 = 11,58 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{uy1} + M_{uy2} = 0,82 + 8,80 = 9,62 \text{ KN.m}$$

ELS:

$$M_x = M_{sx1} + M_{sx2} = 0,89 + 9,099 = 9,989 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{sy1} + M_{sy2} = 0,75 + 8,08 = 8,83 \text{ KN.m}$$

Remarque:

Afin de tenir compte des semi encastres de la dalle au niveau des pourtours, Les moments calculés seront minorés en leur affectant le coefficient (0,85) en travée et (0,3) aux appuis.

✓ **En travée :**

$$M_{tx} = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 11.58 = 9.84 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 9.62 = 8.17 \text{ KN.m}$$

✓ **En appuis :**

$$M_{ax} = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 11.58 = 3,47 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 9,62 = 2,88 \text{ KN.m}$$

❖ **Ferraillage :**

Il se fera à l'ELU pour une bonde de (1 ml) de largeur en flexion simple.
Les résultats des calculs relatifs à la détermination du ferraillage, seront résumés sur
Le tableau ci-dessous :

Chapitre III : calcul des éléments

Tableau III.6.1) : Ferrailage de la dalle pleine à l'ELU.

zone	sens	M_u (KN.m)	μ	β	A(cm ²)	Aadoptée (cm ²)		St(cm)
Sur appuis	X-X	3.47	0,016	0,992	0,84	3,93	5HA10	20
	Y-Y	2,88	0,014	0,993	0,694	3,93	5HA10	20
En travée	X-X	9,48	0m048	0,975	2,41	3,93	5HA10	20
	Y-Y	8,17	0,039	0,980	1,99	3,93	5HA10	20

Remarque:

Le panneau de dalle est soumis a une charge concentrée, alors toutes les armatures seront prolonger au delà des appuis.

3) Vérifications à L'ELU :

a)- Condition de non-fragilité : (Art B.7.4 / BAEL 91modifiées 99)

Armatures inférieures (sens x) :

$$W_x \geq W_0 \frac{3-\rho}{2}$$

W_0 : taux d'acier minimal = 0,0008 (acier HA FeE400)

$$W_x = \frac{A_x}{bh}$$

A_x : Section minimale d'armatures,

$$W_x = 0.0008 \left(\frac{3-0.9}{2} \right) = 0.00084$$

$$A_x = w_x \times bh = 0.00084 \times (100 \times 15) = 1.26 \text{ cm}^2$$

$$A_x^t = 3.93 \text{ cm}^2 > A_x \text{ min } 1.26 \text{ cm}^2$$

Armatures supérieures (sens y) :

$$W_y = \frac{A_y}{bh} \geq W_0 = 0.0008$$

$$A_y \geq 0,0008 \times (15 \times 100) = 1,20 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 3,92 \text{ cm}^2 > A_{y\text{min}} = 1,20 \text{ cm}^2.$$

Chapitre III : calcul des éléments

b)- Diamètre maximal des barres : (Art A-7.21 BAEL91 modifiées 99)

On doit vérifier que : $\varphi \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$

$\varphi = 10 \text{ mm} < \varphi_{\max} = 15 \text{ mm}$ Condition vérifiée.

c)- Espacements des armatures :

On a une fissuration non préjudiciable et une charge concentré.

✓ **Armatures inférieures (sens x) :**

$S_t \leq \min(2h_t; 25\text{cm}) \Rightarrow S_t = 20\text{cm} \leq \min(30; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$ Condition vérifiée.

✓ **Armatures supérieures (sens-y) :**

$S_t \leq \min(3h_t; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t = 20\text{cm} \leq \min(45; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$ Condition vérifiée.

d) Vérification au poinçonnement :

On admet aucune armature transversal n'est nécessaire si la condition de non poinçonnement est vérifiée :

$$Q_u = \frac{0.045 \times \mu c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Q_u : charge de calcul à L'ELU.

μc : Périmètre du contour de l'aire sur lequel agit la charge au niveau du feuillet moyen.

h : Épaisseur totale de la dalle

$$\mu c = 2(U + V) = 2(1.05 + 1.05) = 4.2\text{m}$$

$$\bar{Q}_u = \frac{0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times 25000}{1.5} = 472.5 \text{ KN}$$

$Q_u = 121,5 \text{ KN} < \bar{Q}_u = 472,5 \text{ KN} \Rightarrow$ condition est vérifiée (pas besoin des armatures transversale).

e)- Vérification de la contrainte tangentielle :

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge et on à $u = v$, donc :

Au milieu de u :

$$U_u = \frac{P}{3V_0} = \frac{121.5}{3 \times 0.8} = 50.625 \text{ KN}$$

Au milieu de v :

Chapitre III : calcul des éléments

$$V_u = \frac{P}{2U_0 + V_0} = \frac{121.5}{2 \times 0.8 + 0.8} = 50.62 \text{ KN}$$

$$\tau_{u \max} = \frac{V_u \max}{bd} = \frac{50.62 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.421 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0.421 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 1.16 \text{ Mpa}$ condition vérifiée.

4) Vérification a l'ELS :

En travée :

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 0.85 \times 9.989 = 8.49 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 0.85 \times 8.49 = 7.50 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_{ax} = 0.3 M_x = 0.3 \times 9.989 = 2.99 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.3 M_y = 0.3 \times 8.49 = 2.649 \text{ KN.m}$$

a)- Ferrailage :

Il se fera à l'ELS pour une bande de (1 ml) de largeur en flexion simple.

Les résultats des calculs relatifs à la détermination du ferrailage, seront résumés sur le tableau ci-dessous :

Tableau III.6.2) : Ferrailage de la dalle pleine à l'ELS

zone	sens	M_S (KN.m)	μ_1	β_1	A(cm ²)	Aadoptée (cm ²)		St(cm)
Sur appuis	X-X	2,99	0,014	0,832	0,86	3,93	5HA10	20
	Y-Y	2,649	0,0129	0,838	0,75	3,93	5HA10	20
En travée	X-X	8.49	0,041	0,767	2,65	3,93	5HA10	20
	Y-Y	7.50	0,0366	0,775	2,31	3,93	5HA10	20

Conclusion:

Ferrailage adopté à l'ELU est suffisant.

b)- Etat limite de déformation :

Dans le cas de dalle appuyé sur les 4 coté, on peut se dispensée du calcul de flèche si les conditions suivantes sont respectées :

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_{tmax}}{20 M_x} \Rightarrow \frac{15}{1.7} = 0.088 \geq \frac{8.49}{20 \times 9.989} = 0.0425 \quad \text{condition vérifiée .}$$

Chapitre III : calcul des éléments

$$\frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.93}{100 \times 12} = 0.003 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \quad \text{condition vérifiée .}$$

Donc: la flèche est vérifiée.

Conclusion:

La dalle de la salle machine sera ferrailer comme suite :

Sens XX :

Pour le lit inférieur : 5HA10/ml avec un espacement de 20cm.

Pour le lit supérieur : 5HA10/ml avec un espacement de 20cm.

Sens YY :

Pour le lit inférieur : 5HA10/ml avec un espacement de 20cm.

Pour le lit supérieur : 5HA10/ml avec un espacement de 20cm

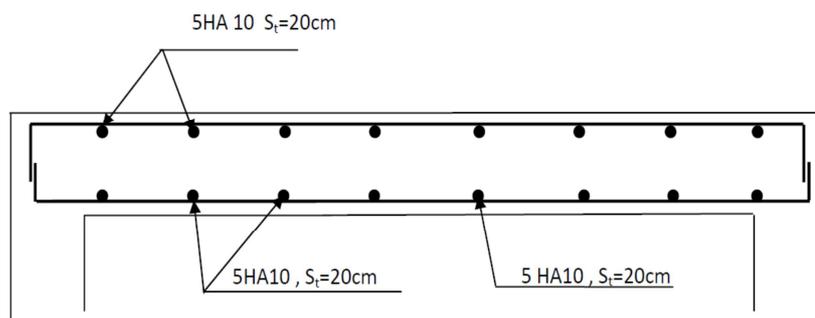


Figure2.2

Plan de ferrailage de la salle machine suivant LES DEUX SENS

Chapitre III

III.7 Etude de la Dalle pleine :

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dans les appuis peuvent être continus (poutre, voile ou murs maçonnés) ou ponctuelles (poteaux).

III.7.1 Détermination de l'épaisseur des panneaux :

$$h_t \geq \frac{L_x}{30} = \frac{405}{30} = 13,50 \text{ cm}$$

h_t doit être au moins égale à 12cm (RPA99 version 2003)

Soit : $h_t = 15 \text{ cm}$.

- Le rapport : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.05}{4.12} = 0,98$$

$0,4 \leq \rho = 0,98 \leq 1 \Rightarrow$ La dalle travail dans les deux sens.

Après interpolation on trouve :

$$\text{à l'ELU} \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0385 \\ \mu_y = 0.956 \end{cases}$$

$$\text{à l'ELS} \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0459 \\ \mu_y = 0.970 \end{cases}$$

$\mu_y \leq 1$, ce qui signifie que le moment le plus important est dans le sens de la petite portée et par conséquent, la direction parallèle aux petits cotés sera la plus armée. Ce résultat qui peut paraître surprenant (on a tendance à vouloir mettre plus d'acier si la portée est plus grande) vient du fait que la part des charges transmise dans la direction de la petite portée est plus importante que celle transmise dans la direction de la grande portée.

III.7.2 Calcul à ELU :

- **Combinaison de charge** : $q_u = 1.35G + 1.5Q$

G : Poids propre de la dalle + revêtement = 5.29 KN/m^2 .

Q : Surcharge d'exploitation = 2.5 KN/m^2

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(5.29) + 1.5(2.5) = 10.89 \text{ KN/m}^2$$

- **Calcul des moments** : M_x et M_y

$$M_x = \mu_x p l_x^2 = 0.0385 \times 10.89 \times 4.05^2 = 6,87 \text{ KN.m}$$

$$\text{et } M_y = \mu_y M_x = 0.956 \times 6,87 = 6,56 \text{ KN.m}$$

III.7.3 Ferrailage :

- **Sens xx :**
 - **Aux appuis :**

$$M_a = 0.3M_x = 0.3 \times 6.87 = 2.06 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{2.06 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.0085 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0.0085 \Rightarrow \beta = 0.996$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2.06 \times 10^3}{0.996 \times 13 \times 348} = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2 \text{ Avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

➤ **En travée :**

$$M_t = 0.85.M_x = 0.85 \times 6.87 = 5.83 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{5.83 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.024 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0.024 \Rightarrow \beta = 0.988$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5.83 \times 10^3}{0.988 \times 13 \times 348} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2 \text{ Avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

• **Sens yy :**

➤ **Aux appuis :**

$$M_a = 0.3.M_y = 0.3 \times 6.56 = 1.97 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{1.97 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.008 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0.008 \Rightarrow \beta = 0.996$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1.7 \times 10^3}{0.996 \times 13 \times 348} = 0.37 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2 \text{ Avec } S_t = 20 \text{ cm.}$$

➤ **En travée :**

$$M_t = 0.85.M_y = 0.85 \times 6.56 = 5.57 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{5.57 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.023 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0.023 \Rightarrow \beta = 0.988$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5.57 \times 10^3}{0.988 \times 13 \times 348} = 1.24 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2 \text{ Avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

III.7.4 Vérification à l'ELU :

a. **Condition de non fragilité :**

• **Sens xx :**

Chapitre III

$$A_x \geq b \times h \times \omega_o \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) = 100 \times 15 \times 0.8 \times 10^{-3} \left(\frac{3 - 0.8}{2} \right) = 1.32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\omega_o = 0.8\%_{00} (FeE400)$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \rangle A_x = 1.32 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **sens yy :**

$$A_y \geq b \times h \times \omega_o = 100 \times 15 \times 0.8 \times 10^{-3} = 1.20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = 2.51 \text{ cm}^2 \rangle A_y = 1.20 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b. Contrainte tangentielle :

La fissuration étant préjudiciable, le BAEL91 nous recommande :

$$\tau_u \leq \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 3 \text{ MPa} \right) = \bar{\tau}_u \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_x = \frac{q \cdot L_x}{2} \times \frac{1}{1 + l/2} = \frac{10.89 \times 4}{2} \times \frac{1}{1 + 0.77/2} = 15.73 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{q \cdot L_x}{3} = \frac{5.67 \times 4}{3} = 7.56 \text{ KN} \langle V_x$$

- **Sens xx :**

$$V_x = 15.73 \text{ KN}$$

La contrainte tangentielle maximale dans notre poutre est :

$$\tau_u = \frac{V_x}{bd} = \frac{15.73}{1 \times 0.13 \times 10^3} = 0.121 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Sens yy :**

$$V_y = 7.56 \text{ KN}$$

La contrainte tangentielle maximale dans notre poutre est :

$$\tau_u = \frac{V_y}{bd} = \frac{7.56}{1 \times 0.13 \times 10^3} = 0.058 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

c. Ecartement des barres (BAEL91.Art.A.8.2.42) :

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales : $\min(3h; 33 \text{ cm})$

$$St = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures de répartition : $\min(4h; 45 \text{ cm})$

$$St = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Chapitre III

a) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :

$$\bar{\tau}_u = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

ψ_s : Coefficient de scellement.

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing \quad \text{avec : } \sum U_i : \text{ Somme des périmètres utiles des barres.}$$

• Sens xx :

$$\sum U_i = 5 \times \pi \times 1.0 = 15.71 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{15.73 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 157.1} = 0.85 \text{ MPa} \quad \square \quad 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• sens yy :

$$\sum U_i = 5 \times \pi \times 0.8 = 12.57 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{7.56 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 157.1} = 0.41 \text{ MPa} \quad \square \quad 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : pas de risque d'entraînement des barres.

b) Encrage des barres :(BAEL91/Art A.6.1.23)

$$L_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_{se}} \quad \text{avec : } \bar{\tau}_{se} = 0.6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 2.84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.0 \times 400}{4 \times 2.84} = 35.21 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 (Art.6.1.253 modifiée 99) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à 0,4.Ls pour les aciers H.A.

$$L_c = 0,4L_s = 0,4 \times 35.21 = 14.08 \text{ cm}$$

III.7.5 Calcul à ELS :

➤ Combinaison de charge : $q_s = G + Q$

G : Poids propre de la dalle + revêtement = $5.29 \text{ KN} / \text{m}^2$.

Q : Surcharge d'exploitation = $2.5 \text{ KN} / \text{m}^2$

$$q_s = 5.29 + 2.5 = 7.79 \text{ KN} / \text{m}^2$$

➤ Calcul des moments M_x et M_y

$$M_x = \mu_x p l_x^2 = 0.0459 \times 7.79 \times 4.05^2 = 5.86 \text{ KN.m}$$

$$\text{et } M_y = \mu_y M_x = 0.970 \times 5.86 = 5.68 \text{ KN.m}$$

III.7.6 Vérifications à l'ELS :

a. Etat limite d'ouverture des fissures :

Les fissurations étant peu nuisibles, aucune vérification n'est à effectuer.

b. Etat limite de résistance à la compression du béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \text{ avec } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

- Sens xx : $A_t = A_a = 3.93 \text{ cm}^2$

$$M_t = 0.85.M_x = 0.85 \times 5.86 = 4.98 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 13} = 0.302 \Rightarrow \begin{cases} K_1 = 42.47 \\ \beta_1 = 0.913 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{4.98 \times 10^3}{0.913 \times 13 \times 3.93} = 106.76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{106.76}{42.47} = 2.51 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- Sens yy : $A_t = A_a = 2.51 \text{ cm}^2$

$$M_t = 0.85.M_y = 0.85 \times 5.68 = 4.71 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 13} = 0.193 \Rightarrow \begin{cases} K_1 = 55.42 \\ \beta_1 = 0.929 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{4.82 \times 10^3}{0.929 \times 13 \times 2.51} = 159.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = 2.87 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

c. Etat limite de déformation :

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur 4 cotés on peut se dispenser de calculer la flèche, si les conditions suivantes sont respectées :

- 1) $\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_x}$
- 2) $\frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$ tel que f_e en [MPa]

Avec :

h : hauteur de dalle.

M_{tx} : Moment entravé de la dalle continue dans la direction.

M_x : Moment isostatique dans la direction de (x -x) pour une bande de largeur égale à 1[m].

A_x : Section d'armature par bande de largeur égale à 1[m]

d : La hauteur utile de la bande.

Chapitre III

b : La largeur de bande égale à 1[m]

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \frac{15}{405} = 0.0370 \\ \frac{M_{tx}}{M_x} = \frac{6.67}{20 \times 8.25} = 0.042 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{h}{l_x} < \frac{M_{tx}}{20M_x} \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{Ax}{b \times d} = \frac{2.51}{100 \times 13} = \mathbf{0.0019} \\ \frac{z}{f_e} = \frac{z}{400} = \mathbf{0.005} \end{array} \right. \longrightarrow \text{condition non vérifiée}$$

III.7.7 Calcul de la flèche :

$$f = \frac{M_t^s \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} \dots \dots \dots (\text{Art B.6.6,3/BAEL91})$$

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différée ($E_v = 10818.87 \text{MPa}$)

M_t^s : Moment max de service en travée ($M_t^s = 6.67 \text{KN.m}$)

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour la déformation de langue durée avec $I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda}$

I_0 : Moment d'inertie total de la section

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{100 \times 13^3}{12} = 18308.33 \text{ cm}^4.$$

➤ Calcul des coefficients λ et μ :

$$\lambda = \frac{0.02 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho}$$

$$\text{Avec : } \rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.93}{100 \times 13} = 0.003 \quad \Rightarrow \beta = 0.985$$

$$\lambda = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{100}{100}) \times 0.003} = 2.8$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{6.67 \times 10^6}{0.985 \times 130 \times 393} = 132.88 \text{ MPa}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.003 \times 132.88 + 2.1} ; 0 \right\} = 0.005$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \lambda} = \frac{1.1 \times 18308.33}{1 + 0.005 \times 2.8} = 19863.06 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{6.67 \times 10^5 \times 400^2}{10 \times 10818.87 \times 10^2 \times 19863.06} = 0.49 \text{ cm}$$

$$f = 0.49 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{405}{500} = 0.81 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{la flèche est vérifiée}$$

III.7.8 Conclusion :

Le ferrailage de la dalle plein est comme suit :

- **En travées :**

5HA10 (sens x-x), St=20cm

5HA8 (sens y-y), St=20cm

- **En appuis :**

5HA10 (sens x-x), St=20cm

5HA8 (sens y-y), St=20cm

Chapitre IV

**Présentation logiciel
ETABS et données à
introduire**

Chapitre IV : présentation de l'ETABS

Introduction :

On dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (M.E.F), permettant le calcul automatique des diverses 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 se 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'est à dire en tenant compte des considérations précédentes, formuler son problème de calcul des structures et contrôler presque sans effort les résultats fournis par l'ordinateur.

IV.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 forme) fonction de déformation de la forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être divisée sur la base de 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 inconnues les déformations au niveau des nœuds.

La solution consiste donc à déterminer ces déformations, ensuite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

IV -2)-Description du logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...etc.).

En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une détermination de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

Chapitre IV : présentation de l'ETABS

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 enveloppés, les champs de contraintes, les modes propres de vibration etc.

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

Rappel (terminologie) :

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Élément : élément

Restreints : degrés de liberté(D.D.L)

Loads : charge

Uniformed Loads : point d'application de la charge

Define : définir

Materials : matériaux

Concrete : béton

Steel : acier

Frame section : coffrage

Column : poteau

Beam : poutre

IV -3)- Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.7.0.

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS



IV -4)- Etapes de modélisation :

4.1) -Première étape :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

a) Choix des unités

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans **ETABS**. Au bas de l'écran, on sélectionne **KN-m** comme unités de base pour les forces et déplacements :



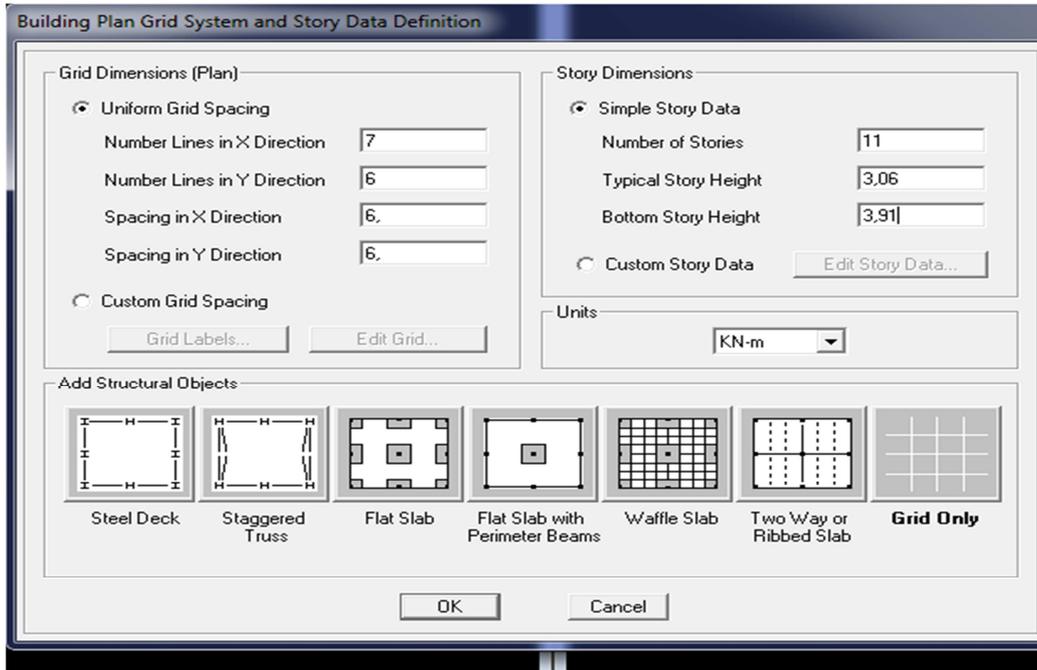
b) Géométrie de base

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File puis New model**, cette

Chapitre IV : présentation de l'ETABS

option permet d'introduire :

- Le nombre de portiques suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant y-y.
- Le nombre des étages.

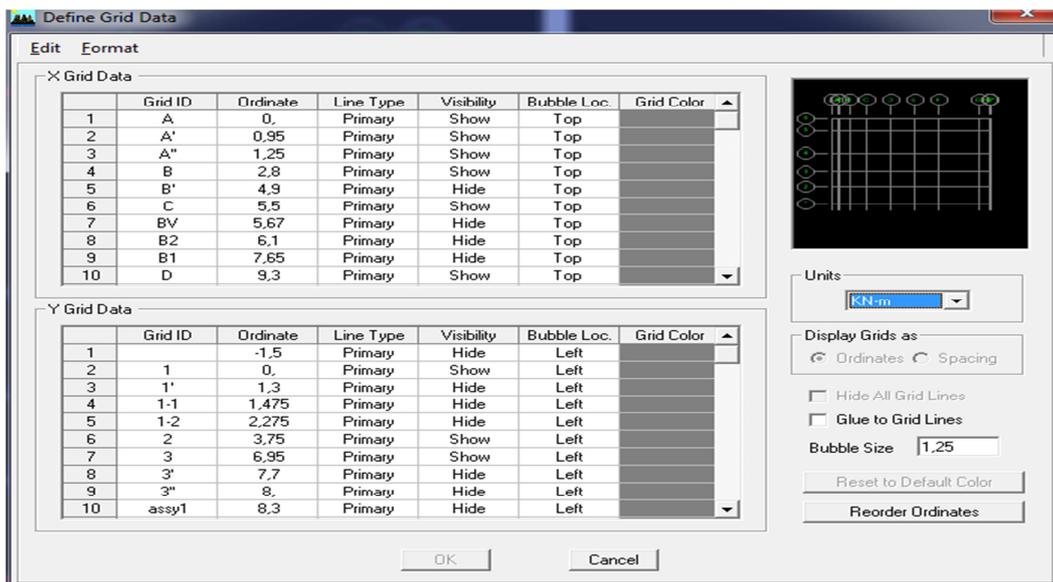


Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : X-Y, X-Z, Y-Z.

c) Modification de la géométrie de base

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

- On clique sur le bouton droit de la souris.
- On introduit les distances cumulées puis on clique sur ok
- Pour modifié les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis Edit Story Data.



Chapitre IV : présentation de l'ETABS

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
12	STORY11	3.06	35.87	Yes		No	0.
11	STORY10	3.06	32.81	No	STORY11	No	0.
10	STORY9	3.06	29.75	No	STORY11	No	0.
9	STORY8	3.06	26.69	No	STORY11	No	0.
8	STORY7	3.06	23.63	No	STORY11	No	0.
7	STORY6	3.06	20.57	No	STORY11	No	0.
6	STORY5	3.06	17.51	No	STORY11	No	0.
5	STORY4	3.06	14.45	No	STORY11	No	0.
4	STORY3	3.74	11.39	No	STORY11	No	0.
3	STORY2	3.74	3500000000000	No	STORY11	No	0.
2	STORY1	3.91	3100000000000	No	STORY11	No	0.
1	BASE		0.				

Reset Selected Rows

Height: 3.06 [Reset]

Master Story: No [Reset]

Similar To: NONE [Reset]

Splice Point: No [Reset]

Splice Height: 0 [Reset]

Units: Change Units [KN-m]

[OK] [Cancel]

4.2) Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Material proprietes** on sélectionne le matériau CONC et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

Define Materials

Materials:

- CONC
- OTHER
- STEEL

Click to:

Add New Material...

Modify/Show Material...

Delete Material

[OK]

[Cancel]

Material Property Data

Material Name: BETON

Display Color: [Blue]

Type of Material: Isotropic Orthotropic

Type of Design: Design: Concrete

Analysis Property Data:

Mass per unit Volume: 2.5

Weight per unit Volume: 25.

Modulus of Elasticity: 32164200.

Poisson's Ratio: 0.

Coeff of Thermal Expansion: 9.900E-06

Shear Modulus: 16082100.

Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003):

Specified Conc Comp Strength, f'c: 25000.

Bending Reinf. Yield Stress, fy: 400000.

Shear Reinf. Yield Stress, fys: 400000.

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduc. Factor: []

[OK] [Cancel]

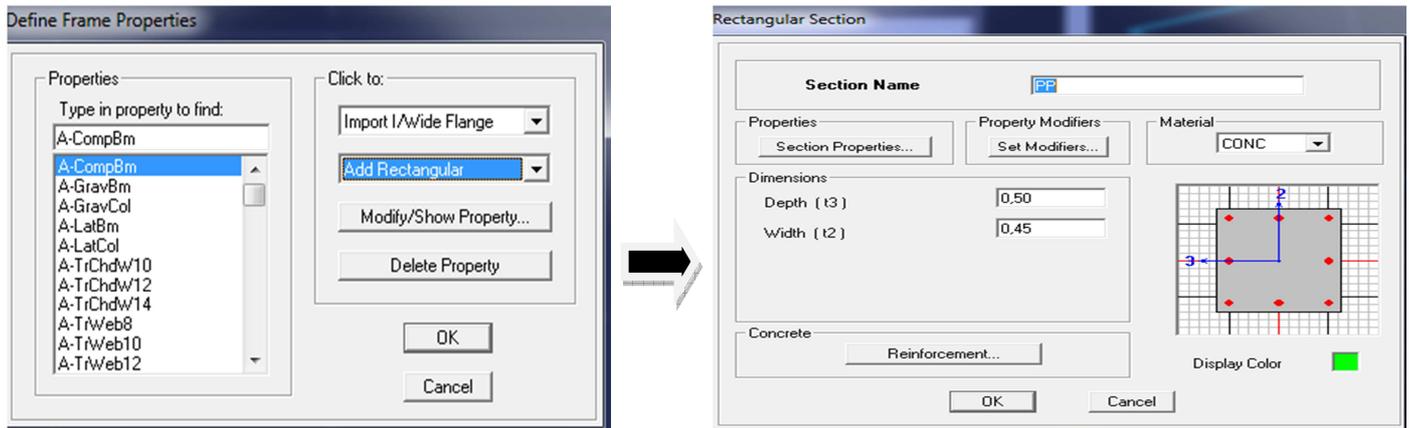
Chapitre IV : présentation de l'ETABS

4.3) Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affectation des propriétés géométriques des éléments (Poutre, Poteaux, dalle, voile...).

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales(PP) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires)



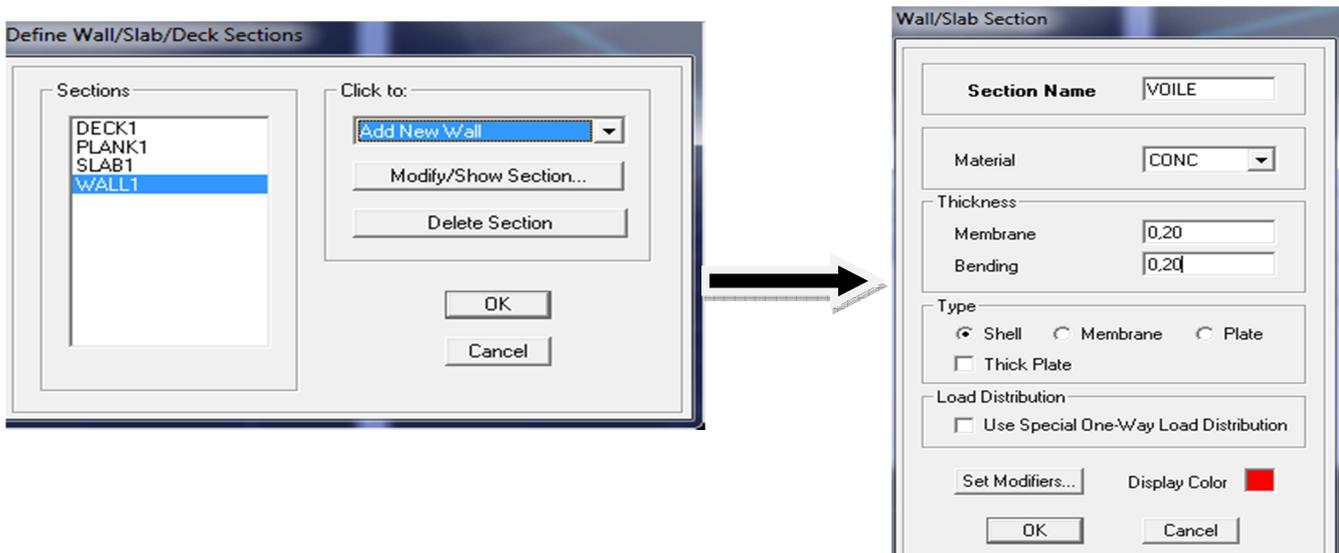
Le bouton Reinforcement conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.

Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments.

Après avoir fini de modéliser les éléments barres (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments plaques (voile).

On choisit le menu **Define** et **wall/slab**, on clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur

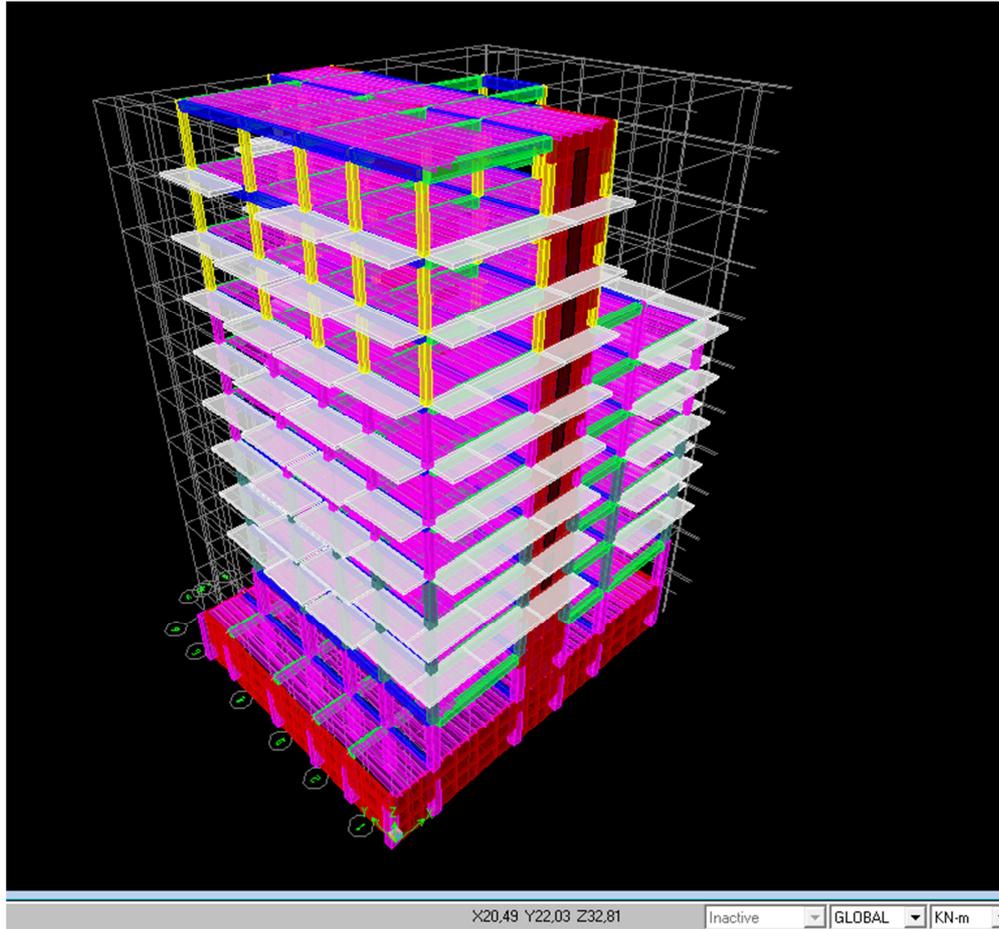


Chapitre IV : présentation de l'ETABS

NB : pour se déplacer d'un niveau à un autre ou d'un portique à un autre on utilise les flèches qui se trouvent dans la barre d'outils 

Remarque :

Il est possible d'afficher différentes informations (numéros de nœuds, d'éléments, etc.) sur le modèle. Sélectionner la fenêtre 3D du modèle en cliquant dans celle-ci et cliquer sur l'icône **Set Display** **Options**



Géométrie de base de la structure (vue en 3D)

4.4) Quatrième étape : définir les charges

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

1) Charges statiques (G et Q) :

La structure est soumise à des charges permanentes (G), et a des surcharges d'exploitation Q, pour les définir on clique sur : **Define** → **Load Cases**.

- Charges permanentes

Chapitre IV : présentation de l'ETABS

Load Name (Nom de la charge): G

Type : DEAD (permanente)

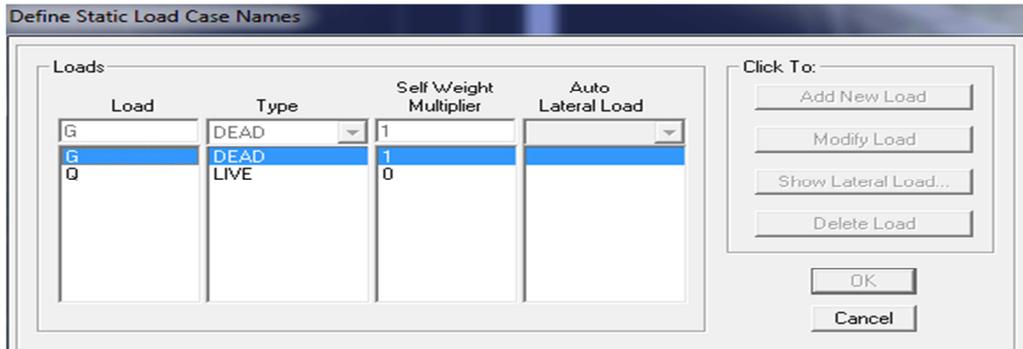
Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : 1

➤ Surcharges d'exploitation

Load Name (Nom de la charge): Q

Type : LIVE (exploitation).

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : 0



2)- Charge dynamique (E) :

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 (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

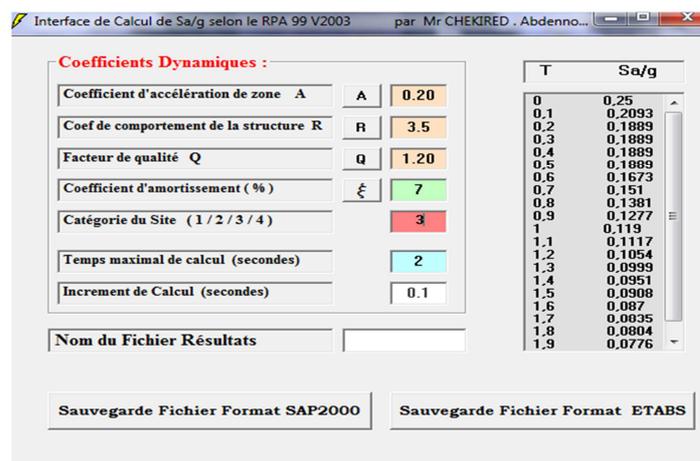
Données à introduire dans le logiciel :

- ✓ Zone : IIa (Zone a sismicité moyenne, voir Annexe 1 du RPA 2003)
- ✓ Groupe d'usage : 1B (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du RPA 2003)
- ✓ Coefficient de comportement : voiles porteurs
- ✓ Remplissage : Dense (Cloisons en maçonnerie).
- ✓ Site : S3.
- ✓ Facteur de qualité (Q): 1.20.



On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icone.

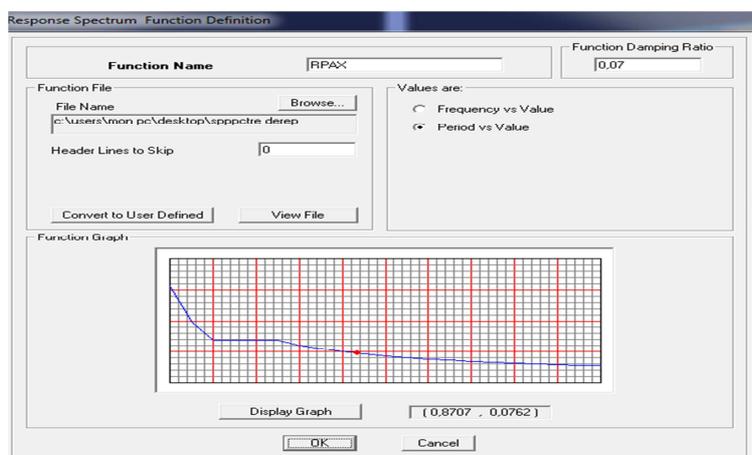
Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **Text**.



Chapitre IV : présentation de l'ETABS

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

Define Response → **Spectrum Functions** → **Spectrum from file.**

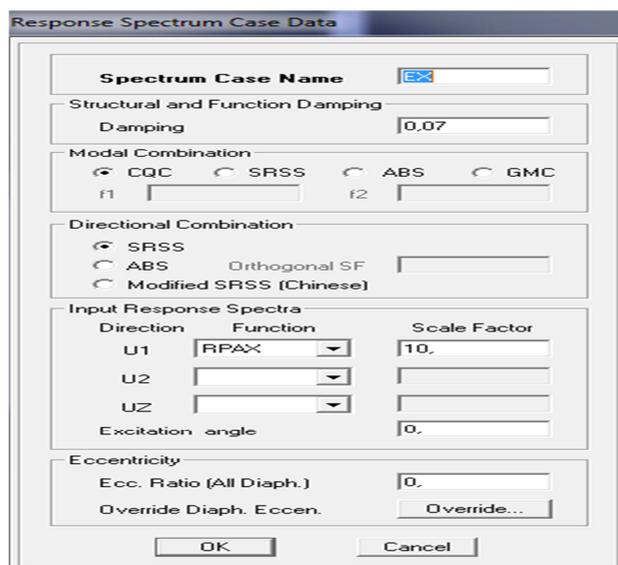


Function Name (nom du spectre): RPA.

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement E (séisme), pour cela on clique sur :

Define → **Reponses spectrum cases** → **Add New Spectrum**

Dans la partie Input réponse spectral, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1 et U2).



4.5)- Cinquième étape :

-chargement des poutres :

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque poutre et on introduit le chargement linéaire qui lui revient en cliquant sur 

Assign → **Frame/line loads** → **Distributed.**

Chapitre IV : présentation de l'ETABS

Frame Distributed Loads

Load Case Name: G Units: KN-m

Load Type and Direction: Forces Moments Direction: Gravity

Options: Add to Existing Loads Replace Existing Loads Delete Existing Loads

Trapezoidal Loads:

	1	2	3	4
Distance	0.	0,25	0,75	1.
Load	0.	0.	0.	0.

Relative Distance from End-I Absolute Distance from End-I

Uniform Load: Load: 5.8

OK Cancel

Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (G ou Q), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.

4.6)- Sixième étape :

-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 : $G+Q\pm E$.

08GE : $0.8G\pm E$.

GQ1.2E: $G+Q\pm 1.2E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → **load Combinations** → **Add New Combo**.

Load Combination Data

Load Combination Name: ELU

Load Combination Type: ADD

Define Combination:

Case Name	Scale Factor
G Static Load	1,35
G Static Load	1,35
Q Static Load	1,5

Add Modify Delete

OK Cancel

Chapitre IV : présentation de l'ETABS

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

4.7) Septième étape :

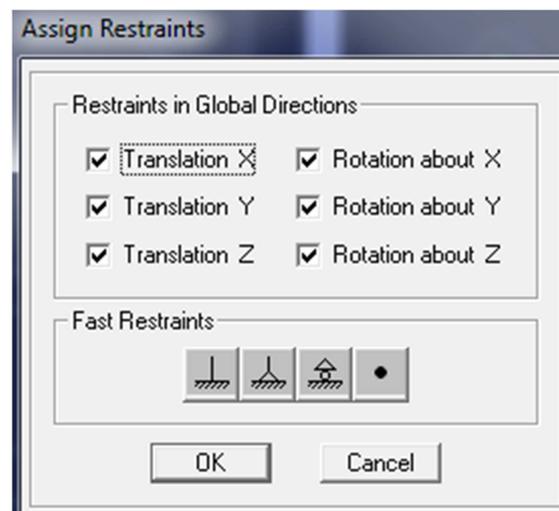
-Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) :

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

- **Appuis :**

Les poteaux sont supposés parfaitement encastré dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds du RDC puis on clique sur :

Assign → **Joint/point** →  → **Restraints (Supports)**



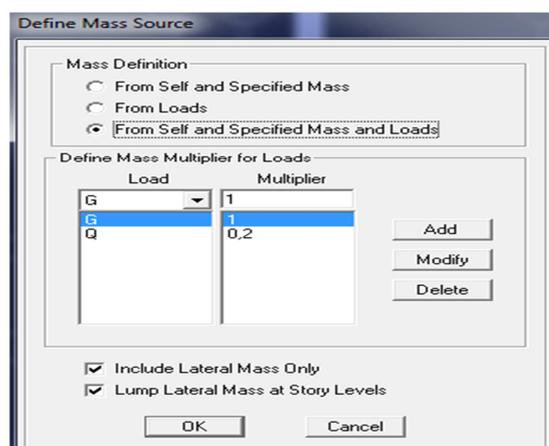
- **Mass- Source**

Define → **Mass source**

Les masses des planchers est supposées concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de Mass –Source.

On donne la valeur 1 pour la charge permanente.

On donne la valeur de β suivant la nature de la structure.



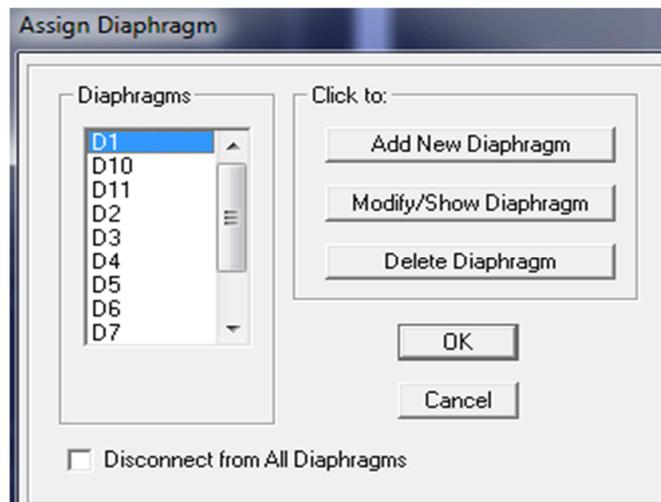
Chapitre IV : présentation de l'ETABS

▪ Diaphragme :

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds 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 nœuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign → **Joint/point** → **Diaphragm** → **Add New Diaphragm**.



Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case Diaphragme on clique sur OK pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

4.8)- Huitième étape :

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

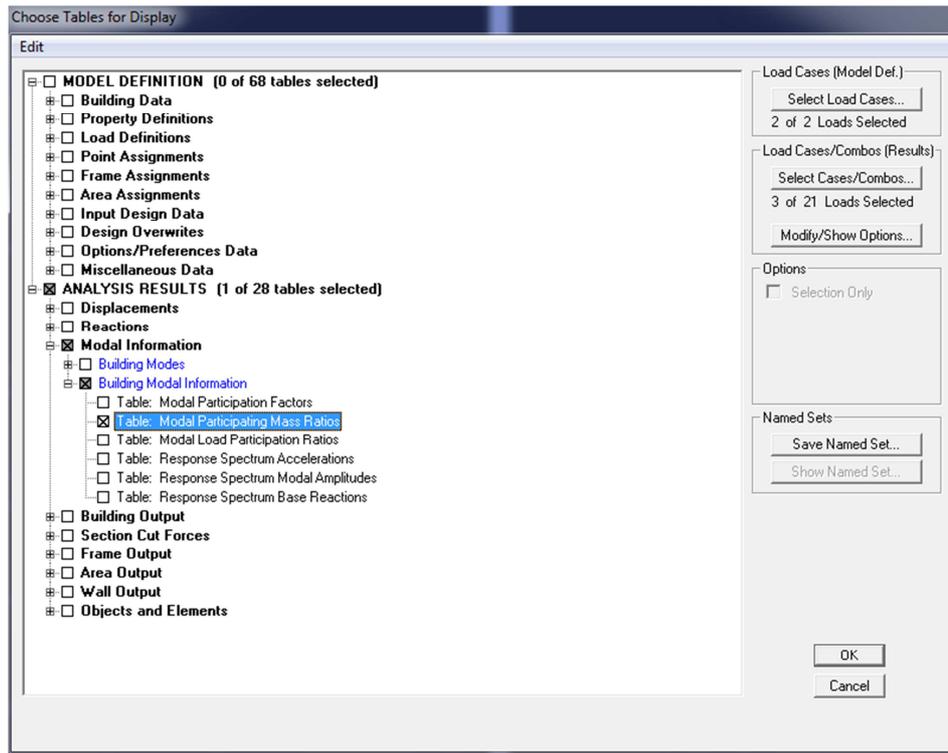
Run Analysis.

➤ Visualisation des résultats

Période et participation modale :

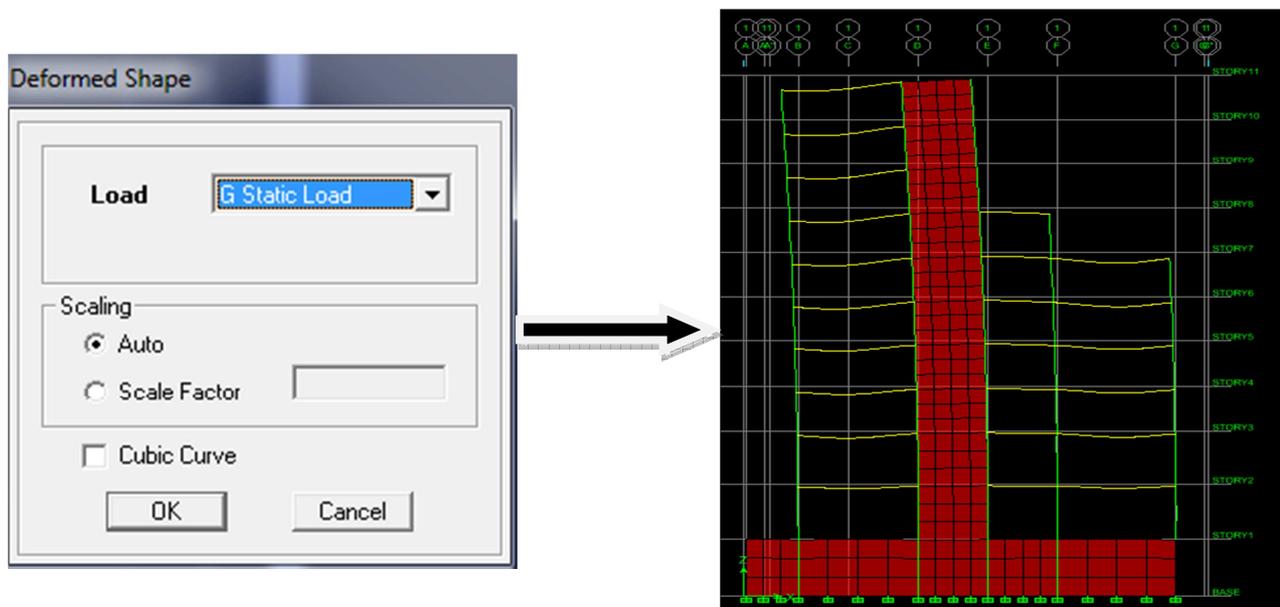
Dans la fenêtre **display** → **show tables**, on clique sur Modal Information et on sélectionne la combinaison « **Modal** ».

Chapitre IV : présentation de l'ETABS



▪ Déformée de la structure :

Avec le menu **Display** il est possible de choisir **Show Deformed Shape** pour visualiser les déplacements. Le menu **Show deformed** conduit à la fenêtre suivante: il faut spécifier le cas de chargement **G**



Déformée de la structure

Chapitre IV : présentation de l'ETABS

Show Values on diagramme : portique-(1)-selon(xx).

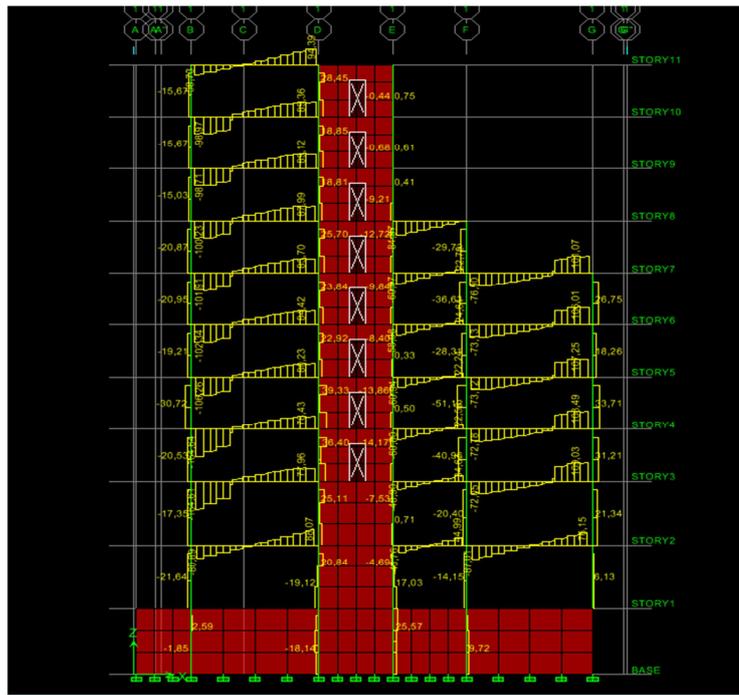
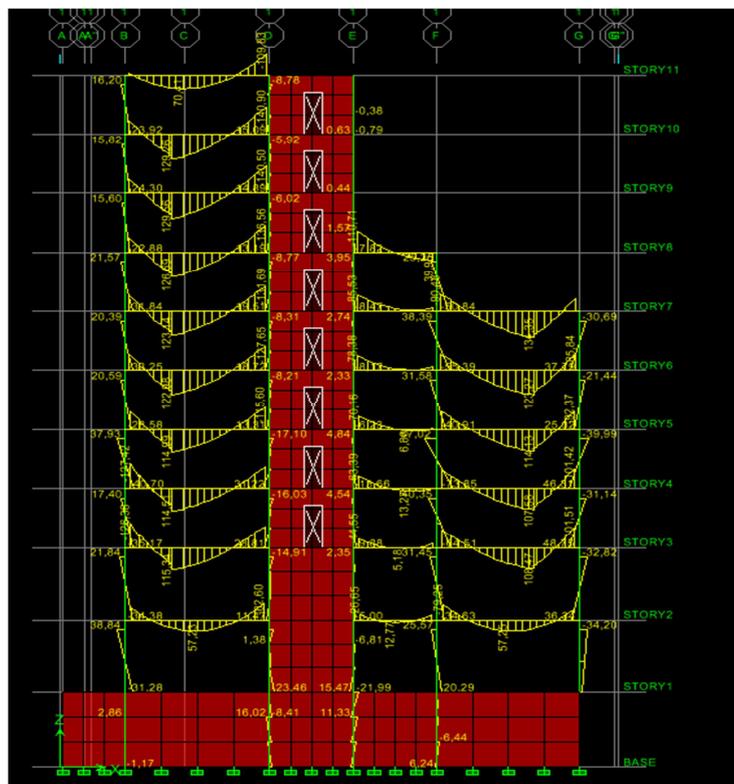


Diagramme des efforts tranchants

Portique-(1)-selon(xx).



Diagrammes des moments fléchissant

Chapitre IV : présentation de l'ETABS

➤ 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 poutres :

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur : **Display** —→ **Show tables**

Dans **Element Output (Beam Forces)** 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 poteaux :

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et ensuite clique sur : **Display** —→ **Show tables**

Dans **Element Output (Column Forces)** 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.

Après la modélisation et l'analyse automatique par le logiciel Etabs, Nous passons à la vérification des exigences de RPA. Le fichier résultats est envoyé en annexe .

Chapitre V

**Vérification des
exigences du RPA**

IV) Introduction :

Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

On doit aussi vérifier que les déplacements inter étages sont acceptables et que les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P-D) sont négligeables.

IV.1) Vérification de l'effort tranchant à la base :

IV.1.1) Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

- **A = 0.20**
- **R = 3.5**
- **W = 41191.20** (poids total de la structure).
- **D : Facteur d'amplification dynamique moyen :**

Il est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie ou site et donnée par le tableau 4.7 (R.P.A.99)

Le bâtiment est réalisé sur un sol meuble de site S3 $\rightarrow T_2 = 0,5S$.

n : Le facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0.7$$

ζ : Pourcentage d'amortissement critique donné par le tableau 4.2 (RPA99/version2003)

Dans notre cas $\zeta = 7 \%$.

$$\Rightarrow \eta = 0.88$$

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytique ou numérique.

➤ L'article 4.24 du RPA99 version 2003 postule que :

« Les valeurs de T , calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% ».

Chapitre V : vérification des exigences de RPA

Tableau IV.1) :

Condition sur T	Période choisie
$T_{analytique} < T_{empirique}$	$T=T_{empirique}$
$T_{empirique} < T_{analytique} < 1.3T_{empirique}$	$T=T_{analytique}$
$1.3T_{empirique} < T_{analytique}$	$T=1.3T_{empirique}$

La formule à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = \min \left\{ C_T \times h_N^{\frac{3}{4}}, \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\} \quad \text{Formules 4-6 et 4-7 (article 4.24 du RPA99version2003).}$$

- ✓ h_N : Hauteur mesuré en méthode à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (n).
- ✓ $h = 35.87$ m
- ✓ C_T : coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donne par le tableau 4,6 (R.P.A.99).

Notre bâtiment est en contreventement assuré par portiques et voiles en béton armé \square $C_T=0.050$.

$$T = \begin{cases} \min \left\{ C_T \times h_N^{\frac{3}{4}}, \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D_X}} \right\} = \min \{0.73; 0.66\} = 0.66 \\ \min \left\{ C_T \times h_N^{\frac{3}{4}}, \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D_Y}} \right\} = \min \{0.73 ; 0.74\} = 0.73 \end{cases}$$

➤ Calcul la valeur de D :

$\Rightarrow T \geq T_2 \rightarrow$ application de la 2eme équation.

Période calculé par l'ETABS :

$$T=0.92s \text{ (mode 1)}$$

- Sens(x-x)

$$1.3T_{empirique} = 0.858 < T_{analytique} = 0.92 \rightarrow T = 1.3T_{empirique} = 0.858 \text{ s}$$

- Sens (y-y):

$$T_{empirique} = 0.73 < T_{analytique} = 0.92 < 1.3T_{empirique} = 0.949 \rightarrow T = T_{analytique} = 0.92s$$

$$D_x = 2.5 (0.88) \left(\frac{0.5}{0.858 \times 1.3} \right)^{2/3} = 1.28$$

$$D_y = 2.5 (0.88) \left(\frac{0.5}{0.92 \times 1.3} \right)^{2/3} = 1.23$$

Chapitre V : vérification des exigences de RPA

➤ **Calcul de Q** : Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La régularité en plan et en élévation
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de **Q** est déterminée par la formule : $Q=1+\Sigma q$

Pq : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

1) Régularité en plan :

a)-Le bâtiment doit présenter une configuration **sensiblement** symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.....**Condition vérifiée.**

b)- La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

Sens x-x :

$$\frac{l_x}{L_x} = \frac{6.4+2.8}{23.8} = 0.38 > 0.25 \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

Sens y-y :

$$\frac{l_y}{L_y} = \frac{7.55}{19} = 0.76 > 0.25 \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

⇒**La régularité en plan est non vérifiée P1x = P1y = 0.05**

2) Régularité en élévation :

a)- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne peut pas se transmettre directement à la fondation.....**Condition vérifiée.**

b) -Décrochement en élévation :

$$\text{Sens x-x : } \frac{B_M}{B} = \frac{10.48}{23.8} = 0.45 < 0.67 \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\text{Sens y-y : } \frac{B_M}{B} = \frac{12.12}{19} = 0.63 < 0.67 \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

⇒**La régularité en élévation est non vérifiée Px2=py2=0.05**

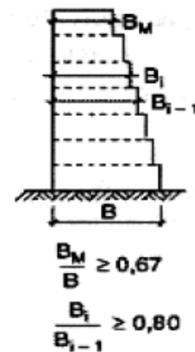


Fig IV.1)

Chapitre V : vérification des exigences de RPA

3) Conditions minimales sur les files de contreventement :

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'exède pas 1,5.

Chaque file de voiles doit comporter à tous les niveaux, au moins

Un (01) trumeau ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 0,67.

Condition non vérifiée dans les deux sens. Px3 = PY3 =0.05

4) Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

Sens x-x : —→ 6 filles

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{6.5}{3.77} = 1.72 > 1.5 \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Sens y-y : : —→ 4 filles

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{5}{2.55} = 1.96 > 1.5 \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

⇒Condition non vérifiée dans les deux sens. Px4= PY4 =0.05

5) Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier:

Ces deux critères sont **obligatoirement** respectés depuis le **séisme de 2003**

P5x = P5y= P6x =P6y =0

Conclusion : Qx = 1.2 et Qy = 1.2

➤ Application numérique :

$$\Rightarrow V_x = \frac{A D Q}{R} W = \frac{0.20 \times 1.28 \times 1.2 \times 41191.20}{3.5} = 3615.41 \text{KN}$$

$$\Rightarrow V_y = \frac{A D Q}{R} W = \frac{0.20 \times 1.23 \times 1.2 \times 41191.20}{3.5} = 3474.18 \text{KN}$$

IV.1.2) L'effort tranchant à la base :(déterminé de l'ETABS)

Tableau IV. 2) :

Spectre	Vx (KN)	Vy (KN)
E	3295.14	3401.37

Vxdyn = 3295.14 > 80% Vx =2892.32KN.....Condition vérifiée.

Vydyndyn = 3401.37 > 80% Vy = 2779.34 KN.....Condition vérifiée.

Chapitre V : vérification des exigences de RPA

Conclusion :

$V_{analytique} > 0.8 VMSE \Rightarrow$ l'article 4.3.6 du RPA99 version 2003 est vérifié.

❖ Modes de participation de masse:

C'est le pourcentage de participation des voiles dans la dissipation de l'énergie dégagée par le séisme; doit être supérieur à 90 % dans les deux sens (xx et yy).

Modal Participating Mass Ratios								
Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	
1	0,925887	56,1846	3,8963	0,0000	56,1846	3,8963	0,0000	
2	0,885904	3,6928	58,5350	0,0000	59,8774	62,4313	0,0000	
3	0,268569	16,7552	0,6585	0,0000	76,6327	63,0899	0,0000	
4	0,247951	0,7685	15,9722	0,0000	77,4012	79,0621	0,0000	
5	0,119322	6,0581	0,0822	0,0000	83,4593	79,1442	0,0000	
6	0,109895	0,0803	5,7398	0,0000	83,5396	84,8841	0,0000	
7	0,070450	3,0052	0,0034	0,0000	86,5447	84,8875	0,0000	
8	0,064946	0,0014	2,9906	0,0000	86,5462	87,8781	0,0000	
9	0,050099	2,2424	0,0011	0,0000	88,7886	87,8792	0,0000	
10	0,046714	0,0033	2,2742	0,0000	88,7919	90,1534	0,0000	
11	0,039379	2,1278	0,0121	0,0000	90,9197	90,1656	0,0000	
12	0,037254	0,0210	1,8371	0,0000	90,9407	92,0027	0,0000	
13	0,032540	1,3947	0,0148	0,0000	92,3354	92,0175	0,0000	
14	0,030956	0,0336	1,1522	0,0000	92,3690	93,1697	0,0000	
15	0,028070	1,0174	0,0166	0,0000	93,3864	93,1864	0,0000	
16	0,026910	0,0370	1,3285	0,0000	93,4234	94,5148	0,0000	
17	0,025717	2,3185	0,3518	0,0000	95,7420	94,8666	0,0000	
18	0,025282	0,1288	1,2145	0,0000	95,8717	95,0812	0,0000	

IV-2) Système de contreventement (Art 3.4/R.P.A 99version 2003) :

L'objet du choix du système de contreventement se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacun des systèmes de contreventement, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R (voir tableau 4.3.RPA).

- 2. Système de contreventement constitué par voiles porteurs on béton armé.
- 4.a. Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.
- 4.b. Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé.

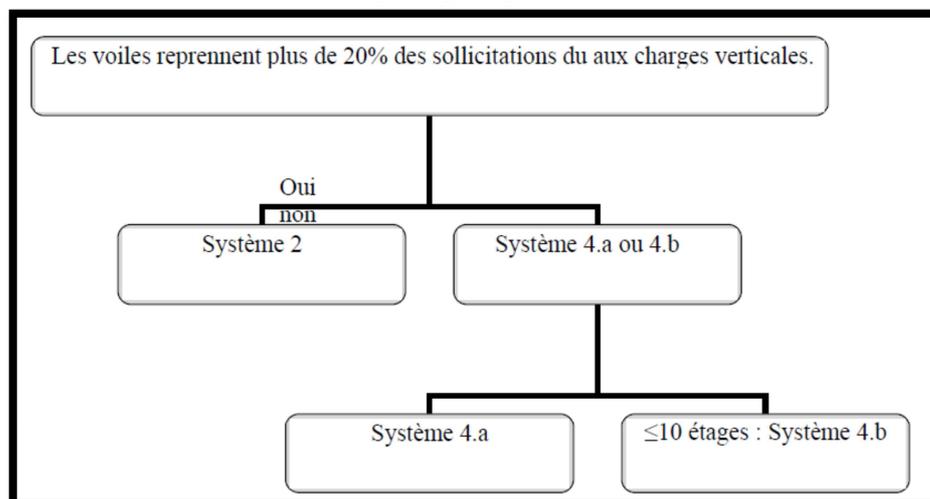


Fig IV.2)

Chapitre V : vérification des exigences de RPA

IV.2.1) Justification du système de contreventement :

- ❖ Les charges verticales revenantes aux portiques et aux voiles sont tirées du logiciel à l'aide de l'option (section cuts).
 - **les charges verticales reprise par les portiques :**
37102.72 KN (72%)
 - Les charges verticales reprise par les voiles :
14494.28 KN (28%)
- ❖ les efforts sismiques revenants aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel à l'aide de l'option (section cuts).
 - **charges sismiques totales (effort tranchant à la base) :**
Sens X-X : 3060.89KN
Sens Y-Y : 2690.43 KN.
 - **Charge sismiques reprise les portiques :**
Sens X-X : 146.33KN (4.7%)
Sens Y-Y : 282.01 KN (10.48%)
 - **Charges sismiques reprise par les voiles :**
Sens X-X : 2914.56 KN (95.21%)
Sens Y-Y : 2408.42 KN (89.51%)

Conclusion :

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
On Considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.
⇒ Donc Système de **contreventement constitué par des voiles en béton armé.**

IV.3) Justification des déplacements latéraux inters étage : Tableau IV.3) :

Niv	δ_{ex}^k (m)	δ_{ey}^k (m)	R	$\delta_{ex}^k \times R$	$\delta_{ey}^k \times R$	Δ_{kx} (m)	Δ_{kY} (m)	$\bar{\Delta K}$ (m)	observation
11	0.025	0.024	3.5	0.0875	0.084	0.007	0.0105	3.06	Condition vérifiée
10	0.023	0.021	3.5	0.0805	0.0735	0.0105	0.007	3.06	Condition vérifiée
09	0.02	0.019	3.5	0.07	0.0665	0.0105	0.0105	3.06	Condition vérifiée
08	0.017	0.016	3.5	0.0595	0.056	0.0105	0.0105	3.06	Condition vérifiée
07	0.014	0.013	3.5	0.049	0.0455	0.0105	0.007	3.06	Condition vérifiée
06	0.011	0.011	3.5	0.0385	0.0385	0.0105	0.0105	3.06	Condition vérifiée
05	0.008	0.008	3.5	0.028	0.028	0.0105	0.007	3.06	Condition vérifiée
04	0.005	0.006	3.5	0.0175	0.021	0.007	0.007	3.06	Condition vérifiée

Chapitre V : vérification des exigences de RPA

03	0.003	0.004	3.5	0.0105	0.014	0.007	0.0105	3.74	Condition vérifiée
02	0.001	0.001	3.5	0.0035	0.0035	0.003	0.0028	3.74	Condition vérifiée
01	0.0001	0.0002	3.5	0.00035	0.0007	0.00035	0.0007	3.91	Condition vérifiée

Déplacement absolus et relatifs et les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible.

IV.4) Justification vis-à-vis de l'effet P-D :

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta).

La valeur de l'effet P-delta dépend de :

- ✓ La valeur de la force axiale appliquée.
- ✓ La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- ✓ La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse, la valeur de l'effet P-delta est souvent gérée de telle façon à être considérée négligeable et donc ignoré dans le calcul.

Il y'a deux types d'effet P-Delta :

Le grand effet P- Δ : correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.

Le petit effet P- δ : au niveau des éléments de la structure.

Le RPA99 version 2003 ne préconise que les effets du 2^{ème} ordre ou les effets PDelta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux, Si :

$\theta_k < 0,10$: les effets du 2^{ème} ordre sont négligés.

$0,10 < \theta_k < 0,20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1 / (1 - \theta_k)$.

$\theta_k > 0,20$: La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \text{ Avec :}$$

PK : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau K.

VK : effort tranchant d'étage au niveau 'K'.

ΔK : déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

h_K : hauteur de l'étage 'K'.

Chapitre V : vérification des exigences de RPA

Tableau IV.4) : Justification Vis-à-vis De l'effet P- Δ dans le Sens longitudinal et transversal.

Niv	P(KN)	Sens x-x				Sens y-y			
		$\Delta K(m)$	VK \times HK	PK \times ΔK	θ_x	$\Delta K(m)$	VK \times HK	PK \times ΔK	θ_y
11	2625,93	0.007	1467.63	18.38	0.012	0.0105	1454.85	27.57	0.018
10	3667,48	0.0105	2738.24	38.50	0.014	0.007	2762.38	25.67	0.009
09	3738,27	0.0105	3721.41	39.25	0.010	0.0105	3791.12	39.25	0.010
08	4503,30	0.0105	4654.68	47.28	0.010	0.0105	4797.59	47.28	0.009
07	6261,52	0.0105	5737.25	65.74	0.011	0.007	5972.63	43.83	0.007
06	6287,18	0.0105	6670.31	66.01	0,009	0.0105	6977.19	66.01	0.009
05	6415,59	0.0105	7493.17	67.36	0.008	0.007	7847.82	44.9	0.005
04	6641,31	0.007	8227.51	46.48	0.005	0.007	8609.08	46.48	0,005
03	6963,82	0.007	10860.88	48.74	0.004	0.0105	11343.64	73.12	0.006
02	6388,91	0.003	11389.64	19.16	0.001	0.0028	11884.97	17.88	0.001
01	8644,45	0.00035	12910.46	3.02	0.0002	0.0007	13304.75	6.05	0.0004

Remarque:

Puisque les coefficients $\theta_k < 0,1$ pour chaque niveau « k » et dans les deux sens, on peut donc négliger l'effet P-D dans le calcul des éléments structuraux.

Conclusion :

Reposons sur ces résultats obtenus dans cette étude dynamique, on peut dire que le bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correct.

Chapitre VI



**Ferrailage des
poutres**

Chapitre VI : Ferrailage des poutres

VI -1) ferrailage des poutres :

Le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

➤ Les combinaisons de calcul :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple sous les combinaisons de charges les plus défavorables, et vérifiées à l'**ELS**, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- $1.35G+1.5Q.....$ à l'ELU
- $G + Q.....$ à l'ELS
- $G+Q\pm E.....$ RPA99 révisé 2003
- $0.8G\pm E.....$ RPA99 révisé 2003

VI -2) Recommandation du RPA99 version 2003 :

2-a) Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur tout la longueur de la poutre est de : 0.5 % en tout section.

- Poutres principales : $A_{min} = 0.005 \times 50 \times 40 = 10 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires : $A_{min} = 0.005 \times 45 \times 30 = 6.75 \text{ cm}^2$

-Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est :

En zone courante : 4 %

En zone de recouvrement : 6 %

- Poutres principales de (50x40) :

En zone courante : $A_{max} = 0.04 \times 50 \times 40 = 80 \text{ cm}^2$

En zone de recouvrement : $A_{max} = 0.06 \times 50 \times 40 = 120 \text{ cm}^2$

- Poutres secondaires de (45x30) :

En zone courante : $A_{max} = 0.04 \times 45 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$

En zone de recouvrement : $A_{max} = 0.06 \times 45 \times 30 = 81 \text{ cm}^2$

- La longueur minimale de recouvrement est de **40 Ø** 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°**.

- Espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par noeud.

-Les cadres des nœuds disposées comme armatures transversales des poteaux, sont constituées de deux U superposés formant un carré ou un rectangle, les directions de recouvrement de ces U doivent être alterné.

Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droit des armatures longitudinales des poutres.

2-b) Armatures transversales :

- La quantité minimal des armatures transversales et donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

Chapitre VI : Ferrailage des poutres

$S_t^{max} = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right)$ en zone nodale.

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

Avec :

ϕ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI -3) Ferrailages des poutres principales:

Le ferrailage des poutres est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « **Socotec** ».

Avec : M_{elu} : Moment max à l'ELU.

M_{sa} : Moment max du aux combinaisons accidentelles.

➤ Ferrailage en travée : tab VI.1

NIV	M_{elu} (cm ²)	$A_{s\ elu}$ (cm ²)	Ferrailage	A_s adopté (cm ²)	A_{min} cm ²
11	131.28	8.42	4HA14+4HA12	10.68	10
10	129.26	8.28	4HA14+4HA12	10.68	10
9	129.56	8.30	4HA14+4HA12	10.68	10
8	126.69	8.10	4HA14+4HA12	10.68	10
7	137.67	8.87	4HA14+4HA12	10.68	10
6	137.79	8.86	4HA14+4HA12	10.68	10
5	156.98	10.19	4HA14+4HA12	10.68	10
4	155.90	10.12	4HA14+4HA12	10.68	10
3	151.38	9.80	4HA14+4HA12	10.68	10
2	138.22	8.89	4HA14+4HA12	10.68	10
1	138.14	8.87	4HA14+4HA12	10.68	10

M_{elu} cm² $A_{s\ elu}$ A_s adopté A_{min}

Chapitre VI : Ferrailage des poutres

➤ Ferrailage en appuis : tab VI.2

NIV	M_{elu} (cm ²)	$A_{s\ elu}$ (cm ²)	Ferrailage	A_s adopté (cm ²)	A_{min} cm ²
11	251.14	14,44	8HA16	16.08	10
10	262.52	15.16	8HA16	16.08	10
9	256.97	14.81	8HA16	16.08	10
8	254.81	14.67	8HA16	16.08	10
7	253.30	14.58	8HA16	16.08	10
6	243.61	13.96	4HA16+4HA14	14.20	10
5	228.42	13.01	4HA16+4HA14	14.20	10
4	220.23	12.51	4HA16+4HA14	14.20	10
3	201.82	11.38	4HA16+4HA14	14.20	10
2	188.67	12.45	4HA16+4HA14	14.20	10
1	208.37	13.89	4HA16+4HA14	14.20	10

VI -4) Ferrailage des poutres secondaires:

Ces poutres supportent de faibles charges verticales et sont sollicitées principalement par les forces sismiques, dans ce cas le RPA99 version 2003 exige des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

➤ Ferrailage en travée : tab VI.3

NIV	M_{elu} (cm ²)	$A_{s\ elu}$ (cm ²)	Ferrailage	A_s adopté (cm ²)	A_{min} cm ²
11	89.47	5.50	3HA14+3HA12	8.01	6.75
10	108.54	6.74	3HA14+3HA12	8.01	6.75
9	111.44	6.93	3HA14+3HA12	8.01	6.75
8	110.83	6.89	3HA14+3HA12	8.01	6.75
7	113.82	7.09	3HA14+3HA12	8.01	6.75
6	113.32	7.06	3HA14+3HA12	8.01	6.75
5	112.95	7.03	3HA14+3HA12	8.01	6.75
4	111.67	6.95	3HA14+3HA12	8.01	6.75
3	97.89	6.05	3HA14+3HA12	8.01	6.75
2	71.09	4.33	3HA14+3HA12	8.01	6.75
1	35.79	2.14	3HA14+3HA12	8.01	6.75

Chapitre VI : Ferrailage des poutres

➤ **Ferrailage en appuis : tab VI.4**

NIV	M_{elu} (cm ²)	A_{selu} (cm ²)	Ferrailage	$A_{s\ adopté}$ (cm ²)	A_{min} cm ²
11	122	7.63	3HA14+3HA12	8.01	6.75
10	144.86	9.18	3HA16+3HA14	10.65	6.75
9	147.53	9.37	3HA16+3HA14	10.65	6.75
8	144.60	9.17	3HA16+3HA14	10.65	6.75
7	144.95	9.19	3HA16+3HA14	10.65	6.75
6	141.17	8.93	3HA16+3HA14	10.65	6.75
5	136.46	8.61	3HA16+3HA14	10.65	6.75
4	132.56	8.34	3HA16+3HA14	10.65	6.75
3	116.12	7.24	3HA14+3HA12	8.01	6.75
2	84.42	5.18	3HA14+3HA12	8.01	6.75
1	44.77	2.69	3HA14+3HA12	8.01	6.75

VI-5) Vérifications à l'E.L.U :

1)- Condition de non fragilité :(Art A.4.2/BAEL91 modifiées 99)

$$A_s > A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

➤ Pour les poutres principales : $A_{min} = 0.23 \times 40 \times 50 \times \frac{2.1}{400} = 2.41 \text{ cm}^2$

➤ Pour les poutres secondaires : $A_{min} = 0.23 \times 30 \times 45 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$

$A_s > A_{min} \Rightarrow$ condition vérifiée

2)- Vérification de l'effort tranchant : (Art .A.5, 1.1/BAEL 91 modifiées 99)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

Pour une fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa.}$$

Chapitre VI : Ferrailage des poutres

❖ Pour les poutres principales :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{193.6 \times 1000}{400 \times 475} = 1.01 \text{ MPa} < 3.33 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ Pour les poutres secondaires :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{71.13 \times 1000}{300 \times 423} = 0.56 \text{ MPa} < 3.33 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

3) Vérification de la contrainte de l'adhérence acier – béton (Art 1.6./BAEL 91 modifiées 99)

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'encrage des armatures :

$$\bar{\tau}_{se} = \psi \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$\psi = 1.5$ pour l'acier H.A

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_s = \frac{T_u}{0.9d \sum u}$$

$\sum u$: le périmètre des aciers.

$$U = 8 \times 1.4 \times 3.14 = 35.16 \text{ cm.}$$

$$\text{Poutres principales : } \tau_s = \frac{T_u}{0.9d \sum u} = \frac{193.6 \times 1000}{0.9 \times 470 \times 351.68} = 1.30 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa}$$

$$U = 6 \times 1.4 \times 3.14 = 26.38 \text{ cm.}$$

$$\text{Poutres secondaires: } \tau_s = \frac{T_u}{0.9d \sum u} = \frac{71.13 \times 1000}{0.9 \times 425 \times 263.8} = 0.70 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa}$$

=> Pas de risque d'entraînement des barres

4) Calcul de la longueur de scellement droit des barres : (Art A.6.1,22/BAEL91 modifiées 99):

Elle correspond à la longueur d'acier, adhérent au béton, nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

Chapitre VI : Ferrailage des poutres

- Pour $\phi 20$: $l_s = \frac{2 \times 400}{4 \times 2.835} = 70.54 \text{ cm}$.
- Pour $\phi 16$: $l_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.43 \text{ cm}$
- Pour $\phi 14$: $l_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$

Les règles du (BAEL 91.Art. A.6.1 modifiées 99) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée, mesurée hors crochet, est au moins égale $0.4l_s$ pour les aciers H.A.

- Pour $\phi 20$: $l_a = 28.21 \text{ cm}$.
- Pour $\phi 16$: $l_a = 22.57 \text{ cm}$.
- Pour $\phi 14$: $l_a = 19.75 \text{ cm}$.

5)- Influence de l'effort tranchant acier et béton: (Art.5.1,313/ BAEL91 modifiées 99):

❖ Sur le béton:

Il faut vérifiée cette condition $\frac{2V_u}{b \times 0.9 \times d} < \frac{0.8f_{c28}}{\gamma b}$.

• Poutres principales:

$$\frac{2V_u}{b \times 0.9 \times d} = \frac{2 \times 193.6 \times 1000}{400 \times 0.9 \times 475} = 2.26 \text{ Mpa}$$

$$\frac{0.8f_{c28}}{\gamma b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ Mpa}$$

$$\frac{2V_u}{b \times 0.9 \times d} < \frac{0.8f_{c28}}{\gamma b} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• Poutres secondaires :

$$\frac{2V_u}{b \times 0.9 \times d} = \frac{2 \times 71.13 \times 1000}{300 \times 0.9 \times 425} = 1.23 \text{ Mpa}$$

$$\frac{0.8f_{c28}}{\gamma b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ Mpa}$$

$$\frac{2V_u}{b \times 0.9 \times d} < \frac{0.8f_{c28}}{\gamma b} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Chapitre VI : Ferrailage des poutres

❖ Sur acier

Appuis intermédiaires :

D'après l'article (**Art.A.5.1, 321**) du BAEL 91 modifiées 99, si la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'ELU est $M_U < 0.9V_u d$, alors on doit prolonger les armatures en travées au delà des appuis et y ancrer une section d'armatures suffisantes pour équilibrer un effort égale a : $V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d}$ ou bien :

$$\text{Il faut vérifiée cette condition } \frac{2V_u}{b \times 0.9 \times d} < \frac{0.8f_{c28}}{\gamma b} .$$

-Poutres principales :

$$\frac{2V_u}{b \times 0.9 \times d} = \frac{2 \times 193.6 \times 1000}{400 \times 0.9 \times 475} = 2.26 \text{Mpa}$$

$$\frac{0.8f_{c28}}{\gamma b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{Mpa}$$

$$\frac{2V_u}{b \times 0.9 \times d} < \frac{0.8f_{c28}}{\gamma b} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

-Poutres secondaires :

$$\frac{2V_u}{b \times 0.9 \times d} = \frac{2 \times 71.13 \times 1000}{300 \times 0.9 \times 425} = 1.23 \text{Mpa}$$

$$\frac{0.8f_{c28}}{\gamma b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{Mpa}$$

$$\frac{2V_u}{b \times 0.9 \times d} < \frac{0.8f_{c28}}{\gamma b} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Les armatures calculées sont suffisantes.

Appuis de rive : (Art A.5. 1. 312/BAEL91 modifiées 99)

Il est de bonne construction pour équilibrer l'effort tranchant V_u d'ancrer la nappe d'armature inférieur suffisante avec sa longueur de scellement.

Pour cela, il faut vérifier cette condition: $A_{Sadopté} > A_{Stan} = \frac{V_u^{\max}}{f_e}$

Chapitre VI : Ferrailage des poutres

-Poutre principale :

$$A_{Stan} = \frac{V_U^{max}}{f_e} = \frac{193.6 \times 10^3}{348 \times 100} = 5.56 \text{ cm}^2$$

$$A_{Sadopté} = 12.32 \text{ cm}^2 > A_{Stan} = 5.56 \text{ cm}^2$$

-Poutre secondaire :

$$A_{Stan} = \frac{V_U^{max}}{f_e} = \frac{71.13 \times 10^3}{348 \times 100} = 2.04 \text{ cm}^2$$

$$A_{Sadopté} = 9.23 \text{ cm}^2 > A_{Stan} = 2.04 \text{ cm}^2$$

⇒ Les armatures inférieures ancrées sur les appuis de rive sont suffisantes

6)- Calcul des armatures transversales :

a) poutres principales :

D'après le (BAEL 91 modifiées 99.art .A.7.2.2) le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{b}{10} ; \frac{h}{35} ; \phi_L \right\} = \min \{ 40 ; 14.28 ; 14 \text{ mm} \}$$

ϕ_L : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

Les armatures transversales sont réalisées par un cadre et un étrier de $\Phi 8$

Soit $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

Calcul des espacements :

❖ BAEL91 (Art. A .5.1, 22/ BAEL 91 modifiées 99):

$$S_t \leq \min \{ 0.9d ; 40 \text{ cm} \}$$

$$st \leq \min \{ 42.75 ; 40 \text{ cm} \}$$

$$St = 40 \text{ cm.}$$

On prend $St = 15 \text{ cm.}$

❖ RPA99 version 2003:

Zone nodale :

$$S_t < \min \left(\frac{h}{4} , 12\phi \right) = \min \left(\frac{50}{4} , 12 \times 2 \right) = \min(12.5, 24) \text{ cm} = 12.5 \text{ cm}$$

On prend : $St \text{ max} = 10 \text{ cm.}$

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm}$$

On prend : $St \text{ max} = 15 \text{ cm}$

Chapitre VI : Ferrailage des poutres

b)- poutres secondaires :

D'après le (BAEL 91.art .A.7.2.12) le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{b}{10} ; \frac{h}{35} ; \phi_L \right\} = \min \{30; 12.8; 14mm\}$$

⇒ on prend du $\Phi 8$

Φ_t : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

Les armatures transversales sont réalisées par un cadre et un étrier de $\Phi 8$

Soit $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

❖ RPA99 version 2003:

-Zone nodale :

$$S_t < \min \left(\frac{h}{4}, 12\phi \right) = \min \left(\frac{45}{4}, 12 \times 1.4 \right) = \min(11.25, 16.8) \text{ cm} = 11.25 \text{ cm}$$

On prend : $S_t \text{ max} = 10 \text{ cm}$.

-Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm}.$$

On prend : $S_t \text{ max} = 15 \text{ cm}$.

Pour les poutres secondaires ; on adopte le même espacement dans les deux zones, Par ce qu'ils sont sollicités par un effort tranchant qui est constant sur toutes leurs longueurs.

❖ Délimitation de la zone nodale :

La longueur de la zone nodale L' est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée :

$$L' = 2xh$$

- Poutres principales : $L' = 2 \times 50 = 100 \text{ cm}$.
- Poutres secondaires : $L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$.

Remarque :

Le premier cadre d'armatures transversales sera disposé à 5cm du nu de l'appui.

7)- Pourcentage minimum des armatures transversales :

❖ BAEL91 modifiées 99 (Art 5.1, 22) :

Il faut vérifiée cette condition : $A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.4bst}{f_e}$

$$\text{Poutres principales : } A_{\text{min}} = \frac{0.4bst}{f_e} = \frac{0.4 \times 40 \times 15}{235} = 1.02 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutres secondaires : } A_{\text{min}} = \frac{0.4bst}{f_e} = \frac{0.4 \times 30 \times 15}{235} = 0.76 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\text{adop}} \geq A_t^{\text{min}} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Chapitre VI : Ferrailage des poutres

❖ Dispositions constructives pour les armatures longitudinales:

Pour la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- $a \frac{1}{5}$ 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.
- $a \frac{1}{4}$ 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

Chapitre VI : Ferrailage des poutres

VI -6) Vérification à l'ELS :

VI-6-1)- Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

VI-6.2)- Etat limite de résistance du béton en compression : (BAEL91 modifié99/A.4.5.2)

Il faut vérifier que la contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}} ; \quad \rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b_0 d}$$

Avec :

σ_s : Contrainte de traction des aciers.

Ast : armatures adoptées à l'ELU.

K1 et β_1 sont tirés des tableaux en fonction de ρ_1 .

Les résultats sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

Tab VI .5 Vérification du Ferrailage des poutres principales en travées à l'ELS :

Niv	Ms	As	ρ_1	β_1	K1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
11	95.94	12.32	0.64	0.882	27.37	186.11	6.8	15	vérifiée
10	93.62	12.32	0.64	0.882	27.37	180.6	6.6	15	vérifiée
09	93.86	12.32	0.64	0.882	27.37	183.37	6.7	15	vérifiée
08	91.76	12.32	0.64	0.882	27.37	177.90	6.5	15	vérifiée
07	99.78	12.32	0.64	0.882	27.37	194.32	7.10	15	vérifiée
06	92.03	12.32	0.64	0.882	27.37	177.90	6.5	15	vérifiée
05	83.50	12.32	0.64	0.882	27.37	161.48	5.9	15	vérifiée
04	82.85	12.32	0.64	0.882	27.37	161.48	5.9	15	vérifiée
03	83.47	12.32	0.64	0.882	27.37	161.48	5.9	15	vérifiée
02	86.58	12.32	0.64	0.882	27.37	166.95	6.1	15	vérifiée
01	98.30	12.32	0.64	0.882	27.37	191.59	7.00	15	vérifiée

Chapitre VI : Ferrailage des poutres

Vérification du Ferrailage des poutres principales aux appuis à l'ELS : tab VI.6

Niv	Ms	As	ρ_1	β_1	K1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
11	182	16.08	0.804	0.871	23.76	280.60	11.8	15	vérifiée
10	178.39	16.08	0.804	0.871	23.76	275.61	11.6	15	vérifiée
09	171.52	16.08	0.804	0.871	23.76	263.73	11.10	15	vérifiée
08	166.13	16.08	0.804	0.871	23.76	256.60	10.80	15	vérifiée
07	162.27	16.08	0.804	0.871	23.76	249.48	10.50	15	vérifiée
06	155.75	14.20	0.710	0.877	25.65	269.32	10.50	15	vérifiée
05	141.36	14.20	0.710	0.877	25.65	246.20	9.60	15	vérifiée
04	137.67	14.20	0.710	0.877	25.65	238.54	9.30	15	vérifiée
03	130.75	14.20	0.710	0.877	25.65	225.72	8.80	15	vérifiée
02	135.79	14.20	0.710	0.877	25.65	235.18	9.20	15	vérifiée
01	148.50	14.20	0.710	0.877	25.65	256.50	10	15	vérifiée

Vérification du Ferrailage des poutres secondaires en travées à l'ELS : tab VI.7

Niv	Ms	As	ρ_1	β_1	K1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
11	45.17	8.01	0.620	0.883	27.73	150.90	5.40	15	vérifiée
10	45.39	8.01	0.620	0.883	27.73	150.90	5.40	15	vérifiée
09	40.80	8.01	0.620	0.883	27.73	135.70	4.90	15	vérifiée
08	38.50	8.01	0.620	0.883	27.73	128.00	4.60	15	vérifiée
07	32.56	8.01	0.620	0.883	27.73	108.30	3.90	15	vérifiée
06	28.04	8.01	0.620	0.883	27.73	93.20	3.30	15	vérifiée
05	25.22	8.01	0.620	0.883	27.73	83.90	3.00	15	vérifiée
04	22.98	8.01	0.620	0.883	27.73	66.40	2.70	15	vérifiée
03	24.97	8.01	0.620	0.883	27.73	83.00	3.00	15	vérifiée
02	11.70	8.01	0.620	0.883	27.73	38.90	1.40	15	vérifiée
01	12.19	8.01	0.620	0.883	27.73	40.50	1.50	15	vérifiée

Chapitre VI : Ferrailage des poutres

Vérification du Ferrailage des poutres secondaires aux appuis à l'ELS : tab VI.8

Niv	Ms	As	ρ_1	β_1	K1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
11	47.72	10.65	0.835	0.869	23.17	121.20	5.20	15	vérifiée
10	51.47	10.65	0.835	0.869	23.17	130.70	5.60	15	vérifiée
09	49.33	10.65	0.835	0.869	23.17	125.30	5.40	15	vérifiée
08	46.07	10.65	0.835	0.869	23.17	117.00	5.00	15	vérifiée
07	43.10	10.65	0.835	0.869	23.17	109.50	4.50	15	vérifiée
06	38.20	10.65	0.835	0.869	23.17	97.00	4.10	15	vérifiée
05	36.47	10.65	0.835	0.869	23.17	92.60	4.00	15	vérifiée
04	54.53	10.65	0.835	0.869	23.17	138.50	5.90	15	vérifiée
03	61.34	10.65	0.835	0.869	23.17	155.80	6.70	15	vérifiée
02	50.93	10.65	0.835	0.869	23.17	129.40	5.50	15	vérifiée
01	19.31	10.65	0.835	0.869	23.17	49.10	2.10	15	vérifiée

VI.7)- Etat limite de déformation :

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

D'après les règles du **BAEL91 modifié99**, on se dispense du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

- 1) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- 2) $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$
- 3) $\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

A : Armatures adoptée en travée.

f_e : Limite élastique des aciers (400 Mpa).

M_t : Moment max à l'ELS.

M_0 : Moment max isostatique.

Chapitre VI : Ferrailage des poutres

➤ **Sens principale :**

$$1) \frac{h}{l} = \frac{55}{600} = 0.091 \geq 0.0625 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$2) \frac{h}{l} = 0.091 > \frac{99.78}{10 \times 114.97} = 0.086 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$3) \frac{10.68}{50 \times 52} = 0.004 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Sens secondaire :**

$$1) \frac{h}{l} = \frac{45}{445} = 0.101 \geq 0.0625 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$2) \frac{h}{l} = 0.101 > \frac{45.39}{10 \times 56.27} = 0.08 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$3) \frac{8.01}{30 \times 42} = 0.006 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ **Conclusion :**

Les trois conditions sont vérifiées pour toutes les poutres, alors on se dispense de la vérification de la flèche.

Chapitre VII

**Ferrailage des
poteaux**

Chapitre VII : Ferrailage des poteaux

VII-3)- ferrailage des poteaux :

- Introduction :

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal), en tenant compte des combinaisons considérées comme suivent :

a- $1.35 G + 1.5 Q$: à l'ELU

- $G + Q$: à l'ELS

b- $G + Q \pm E$ RPA 2003

$0.8G \pm E$: RPA 2003

En procédant à des vérifications à l'ELS.

Suivants les combinaisons les plus défavorables, dans les deux sens et en tenant

Compte des sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal de compression ou de traction et moment correspondant.
- Effort normal minimal de compression et moment correspondant.
- Moment maximal et effort normal correspondant.

. Recommandation du RPA 2003

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets,

- Le diamètre minimal est de **12 mm**,
- La longueur minimale de recouvrement est de 40 cm (zone IIa),
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

➤ $h' = \text{Max}(h_e/6, b_1, h_1, 60\text{cm})$

Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets :

- Le pourcentage minimum est de 0,8 % (zone II a).

Poteaux 50x55 $A_{S \text{ min}} = 0.008 \times 50 \times 55 = 22\text{cm}^2$

Poteaux 40x45 : $A_{S \text{ min}} = 0.008 \times 40 \times 45 = 14.4\text{cm}^2$

Poteaux 30x35 : $A_{S \text{ min}} = 0.008 \times 30 \times 35 = 8.4\text{cm}^2$

Poteaux 30x30 : $A_{S \text{ min}} = 0.008 \times 30 \times 30 = 7.2\text{cm}^2$

- Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.

Zone courante :

Poteaux 50x55 : $A_{S \text{ max}} = 0.04 \times 55 \times 50 = 110 \text{ cm}^2$

Poteaux 40x45 : $A_{S \text{ max}} = 0.04 \times 45 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$

Chapitre VII : Ferrailage des poteaux

Poteaux 30x35 : $A_{S \max} = 0.04 \times 35 \times 30 = 42 \text{ cm}^2$

Poteaux 30x30 : $A_{S \max} = 0.04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement :

Poteaux 50x55 : $A_{S \max} = 0.06 \times 55 \times 50 = 165 \text{ cm}^2$

Poteaux 40x45 : $A_{S \max} = 0.06 \times 45 \times 40 = 108 \text{ cm}^2$

Poteaux 30x35 : $A_{S \max} = 0.06 \times 35 \times 30 = 63 \text{ cm}^2$

Poteaux 30x30 : $A_{S \max} = 0.06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$

Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales, $f_e=400 \text{ Mpa}$.

ρ_a : Coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

$$\rho_a = 2,5 \text{ Si l'élanement géométrique } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \text{ Si l'élanement géométrique } \lambda_g < 5$$

t : Espacement des armatures transversales :

$t \leq \text{Min} (10 \phi_l^{\min}, 15\text{cm})$ en zone nodal. (Zone II a)

$t \leq 15\phi_l^{\min}$, en zone courante, avec

ϕ_l^{\min} , : diamètre minimal des armatures longitudinales du poteaux.

Chapitre VII : Ferrailage des poteaux

La quantité d'armatures transversales minimale ($\frac{A_t}{t.b_1}$ en%) est donnée par

0,3% si $\lambda_g \geq 5$

0,8 % si $\lambda_g \leq 3$

Par interpolation si $3 < \lambda_g < 5$

Avec : $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ ou $\frac{l_f}{b}$ avec a et b, les dimensions de la section du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermes par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 Φ minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($\Phi > 12$ cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

VII-3.1)- Calcul du ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel

« **Socotec** ».

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivant : tabVII-3.1)

Niveaux	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	Section b×h (Cm ²)	Obs.	A _s ' (Cm ²)	A _s (Cm ²)	A _{min} (Cm ²)	A _{adopt} (Cm ²)	Choix des barres
SS RDC	N _{max} =1302.58	M _{cor} =6.76	50x55	SEC	0	0	22	22.37	8HA16+2HA20
	N _{min} =-3248.11	M _{cor} =-38.018		SEC	0	0			
	N _{cor} =-1079.45	M _{max} =137.369		SEC	0	0			
Etag e 1,2,3	N _{max} =716.03	M _{cor} =8.582	40x45	SEC	0	0	14,4	14.58	8HA14+2HA12
	N _{min} =-2651.17	M _{cor} =-38.158		SEC	0	4,34			
	N _{cor} =1025.14	M _{max} =125.504		SEC	0	7.70			
Etag e 4,5,6	N _{max} =171.68	M _{cor} =0.484	30x35	SEC	0	0	8,4	11.31	10HA12
	N _{min} =-1661.66	M _{cor} =-1.08		SEC	2,40	2,61			
	N _{cor} =-89.92	M _{max} =77.71		SPC	0	5,36			
Etag e 7, 8, 9	N _{max} =109.45	M _{cor} =1.598	30x30	SEC	0	0	7,2	11.31	10HA12
	N _{min} =-711.25	M _{cor} =4.21		SEC	0	0			
	N _{cor} =-67.22	M _{max} =43.861		SPC	0	3.38			

VII.3.2)- Vérification à l'ELU :

a)-Vérification des contraintes tangentielles (Art 7.4.2.2 RPA 2003):

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_b = \frac{T_u}{bd} < \overline{\tau_{bu}}$$

$$\overline{\tau_{bu}} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

Où ρ_d est égal à 0,075 si l'élançement géométrique, dans la direction considérée, est Supérieur ou égal à 5, et à 0,04 dans le cas contraire

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$$

$$l_f = 0.707l_0 \Rightarrow \lambda_g = \frac{0.707l_0}{a}$$

-Poteaux 50x55

▪ (sous-sol)

$$\lambda_g = 5.18 > 5 \Rightarrow \rho_d = 0.075$$

$$\tau_u = \frac{69.5 \times 10^3}{50 \times 52.5 \times 10^2} = 0.26 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau_{bu}} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_{bu}} \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

▪ RDC

$$\lambda_g = 4.94 < 5 \Rightarrow \rho_d = 0.04$$

$$\tau_u = 0.19 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau_{bu}} = 0.04 \times 25 = 1 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_{bu}} \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

-Poteaux 40x45

▪ 1^{ière} étage :

$$\lambda_g = 6.19 > 5 \Rightarrow \rho_d = 0.075$$

$$\tau_u = 0.18$$

$$\overline{\tau_{bu}} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ Mpa}$$

Chapitre VII : Ferrailage des poteaux

$$\tau_u < \overline{\tau_{bu}} \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

- Étage courants :

$$\lambda_g = 4.98 < 5 \Rightarrow \rho_d = 0.04$$

$$\tau_u = 0.26 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau_{bu}} = 0.04 \times 25 = 1 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_{bu}} \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

-Poteaux 30x35

$$\lambda_g = 6.64 > 5 \Rightarrow \rho_d = 0.075$$

$$\tau_u = 0.43$$

$$\overline{\tau_{bu}} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_{bu}} \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

▪ Poteaux 30x30

$$\lambda_g = 6.64 > 5 \Rightarrow \rho_d = 0.075$$

$$\tau_u = 0.39$$

$$\tau_u < \overline{\tau_{bu}} \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

$$\overline{\tau_{bu}} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ Mpa}$$

Conclusion : Les contraintes tangentielles sont admissibles.

b)- Calcul des armatures transversales :

• Diamètre des armatures transversales :

D'après le [BAEL 91] Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} \quad \text{soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

ϕ_l : Diamètre max des armatures longitudinales.

Soit deux cadres de HA 8 = $A_t = 2.02 \text{ cm}^2$

• Espacement des armatures transversales:

-Poteaux 50x55

Chapitre VII : Ferrailage des poteaux

▪ (sous sol)

$$t = \frac{A_t h_1 f_e}{\rho_a V_u}$$

$$\lambda_g = 5.18 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

$$t = \frac{202 \times 400 \times 550}{2.5 \times 69.5 \times 10^3} = 39.75 \text{ cm}$$

▪ RDC

$$\lambda_g = 4.94 < 5 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

$$t = 37 \text{ cm}$$

-Poteaux 40x45

▪ 1^{ière} étage :

$$\lambda_g = 6.19 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

$$t = 73 \text{ cm}$$

-Poteaux 30x35

$$\lambda_g = 6.64 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

$$t = 41.20 \text{ cm}$$

-Poteaux 30x30

$$\lambda_g = 6.64 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

$$t = 46.7 \text{ cm}$$

- Espacement maximal des armatures transversales (Art 7.4.2.2 RPA 2003):

-Poteaux 50x55

(Sous-sol, RDC)

En zone nodale :

$$s_t < \min(10\phi_l^{\min}, 15\text{cm}) = (10 \times 2 ; 15\text{cm}) = 15\text{cm} \Rightarrow s_t = 5\text{cm}$$

En zone courante :

$$s_t < 15\phi_l^{\min} = 30\text{cm} \Rightarrow s_t = 15\text{cm}$$

Etages courants (poteaux 45x40)

En zone nodale :

$$s_t < \min(10\phi_l^{\min}, 15\text{cm}) = (10 \times 1.6 ; 15\text{cm}) = 15\text{cm} \Rightarrow s_t = 10\text{cm}$$

Chapitre VII : Ferrailage des poteaux

En zone courante :

$$s_t < 15\phi_l^{min} = 24\text{cm} \Rightarrow s_t = 15\text{cm}$$

Etages courants (poteaux 35x30)

En zone nodale :

$$s_t < \min(10\phi_l^{min}, 15\text{cm}) = (10 \times 1.2 ; 15\text{cm}) = 12\text{cm} \Rightarrow s_t = 10\text{cm}$$

En zone courante :

$$s_t < 15\phi_l^{min} = 18\text{cm} \Rightarrow s_t = 15\text{cm}$$

• **Longueurs de recouvrement :**

$$l_f = 40\phi_l = 40 \times 2 = 80\text{cm}$$

• **Vérification de la quantité d'armatures (Art 7.4.2.2 RPA 2003):**

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

-Si $\lambda_g \geq 5$ $A_t \text{ min} = 0,3\% St \times b1$

-Si: $\lambda_g \leq 3$ $A_t \text{ min} = 0,8\% St \times b1$

-Si : $3 \leq \lambda_g \leq 5$ Interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Poteaux 50x55

▪ (sous-sol)

$$\lambda_g = 5.18 > 5$$

En zone nodale

$$A_t \text{ min} = 0,3\% St \times b1 = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5\text{cm}^2$$

En zone courante

$$A_t \text{ min} = 0,3\% St \times b1 = 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25\text{cm}^2$$

▪ RDC

$$\lambda_g = 5 = 5$$

En zone nodale

$$A_t \text{ min} = 0,3\% St \times b1 = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5\text{cm}^2$$

En zone courante

$$A_t \text{ min} = 0,3\% St \times b1 = 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25\text{cm}^2$$

-Poteaux 40x45

Chapitre VII : Ferrailage des poteaux

- lière étage :

$$\lambda_g = 6.19 > 5$$

En zone nodale

$$A_t \text{ min} = 0,3\% St \times b1 = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$$

En zone courante

$$A_t \text{ min} = 0,3\% St \times b1 = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2$$

-Poteaux 30x35

$$\lambda_g = 6.64 > 5$$

En zone nodale

$$A_t \text{ min} = 0,3\% St \times b1 = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

En zone courante

$$A_t \text{ min} = 0,3\% St \times b1 = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

-Poteaux 30x30

$$\lambda_g = 6.64 > 5$$

En zone nodale

$$A_t \text{ min} = 0,3\% St \times b1 = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

En zone courante

$$A_t \text{ min} = 0,3\% St \times b1 = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t \text{ min} = 2.25 \text{ cm}^2 < A \text{ adopté} = 3.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Les sections minimales du RPA sont vérifiées avec un écartement de 10cm en zone nodale et 15cm en zone courante pour tous les poteaux.

- **Condition de non fragilité :**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante

$$A_{adopté} > A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right)$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

➤ POTEAUX 50X55 : tabVI-3.2)

Combinaison	N(KN)	M ₃ (KN.m)	e _s (cm)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} cm ²
N _{max} → M ₃	1302.58	6.76	0.51	8.05	22.37
N _{min} → M _{3COR}	3248.11	38.01	1.17	8.42	22.37
M _{max} → N _{COR}	1079.45	137.36	12.72	-11.76	22.37

Chapitre VII : Ferrailage des poteaux

➤ POTEAUX 40X45 : tabVI-3.3)

Combinaison	N(KN)	M ₃ (KN.m)	e _s (cm)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} cm ²
N _{max} → M ₃	716.03	8.58	1.20	5.58	14.58
N _{min} → M _{3COR}	2651.17	38.15	1.43	5.70	14.58
M _{max} → N _{COR}	1025.14	125.504	12.24	-3.32	14.58

➤ POTEAUX 30X35 : tabVII-3.4)

Combinaison	N(KN)	M ₃ (KN.m)	e _s (cm)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} cm ²
N _{max} → M ₃	171.68	0.48	0.28	2.96	10.68
N _{min} → M _{3COR}	1661.66	1.08	0.06	3.25	10.68
M _{max} → N _{COR}	89.90	77.71	86.42	1.04	10.68

➤ POTEAUX 30X30 : tabVII-3.5)

Combinaison	N(KN)	M ₃ (KN.m)	e _s (cm)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} cm ²
N _{max} → M ₃	109.45	1.59	1.45	3.03	11.31
N _{min} → M _{3COR}	711.25	4.21	0.59	2.64	11.31
M _{max} → N _{COR}	67.22	43.86	65.24	0.87	11.31

VII -3.3) Vérification à l'ELS :

➤ Etat limite de compression du béton :

On calcul les contraintes du béton et de l'acier dans les deux directions et on les compare aux contraintes admissibles afin de vérifier les sections adoptées à l'ELS

Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_s = 348$ MPa

Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa

σ_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{ss} : Contrainte max dans les aciers supérieurs.

σ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{si} : Contrainte max dans les aciers inférieurs.

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

Chapitre VII : Ferrailage des poteaux

Vérification des contraintes à ELS : tabVII-3.6)

pot	N (KN)	M_{3-3} kN.m	A_{st} Cm ²	A_{SC} Cm ²	Nat	σ_{bc} Ma Sup	inf	σ_{st} Ma Sup	inf	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_s$	obs
	$N_{max}=0$	0	22.37	22.37	SEC	0	0	0	0	15	348	ok
	$N_{min}=2351.6$	27.25	22.37	22.37	SEC	7.4	6.1	109.4	91.9	15	348	ok
50x55	$N_{cor}=1175.3$	90.56	22.37	22.37	SEC	5.5	1.2	79.9	21.10	15	348	o.k.
40x45	$N_{max}=0$	25.03	14.58	14.58	SEC	1.6	0	20.7	-25.9	15	348	ok
	$N_{min}=2351.6$	27.60	14.58	14.58	SEC	9.7	7.2	143.20	109.7	15	348	ok
	$N_{cor}=1175.3$	51.04	14.58	14.58	SEC	4.3	0	60.3	-2.1	15	348	ok
30x35	$N_{max}=5.36$	1.577	11.31	11.31	SEC	0.2	0	2.8	-2.9	15	348	ok
	$N_{min}=1205.8$	1.04	11.31	11.31	SEC	8.90	8.70	133.30	130.7 0	15	348	ok
	$N_{cor}=102.21$	43.51 3	11.31	11.31	SPC	5.70	0	71.90	- 98.40	15	348	ok
30x30	$N_{max}=40.54$	0.728	11.31	11.31	SEC	0.4	0.2	6.1	3.8	15	348	ok
	$N_{min}=517.26$	2.807	11.31	11.31	SEC	4.6	3	68	59.1	15	348	ok
	$N_{cor}=96.22$	22.64	11.31	11.31	SPC	4.1	0	51.20	- 48.90	15	348	ok

Conclusion : Toutes les conditions sont vérifiées,

Le tableau suivant représente le choix des barres et leurs espacements :

tabVII-3.7)

Poteau	Barres (longitudinale)	Barres (transversale)	St cm (z.courante)	St cm (z.nodale)
50X55	8HA16+2HA20	2 ϕ 8	15	5
40X45	8HA14+12HA12	2 ϕ 8	15	10
30X35	10HA12	2 ϕ 8	15	10
30X30	10HA12	2 ϕ 8	15	10

Chapitre VIII

**Ferrailage des
voiles**

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

VIII) Ferrailage des voiles :

Les voiles seront calculés en flexion composée sous un effort normal résultant des combinaisons des efforts dus aux forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme.

Pour cela, nous avons divisé notre structure en quatre zones de calcul :

Zone I : RDC

Zone II : 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} étage.

Zone III : 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étage.

Zone IV : 7^{ème} et 8^{ème} et 9^{ème} étage.

Le calcul se fera par la méthode des tronçons de la RDM, qui se fait pour une bande largeur (d).

-Combinaison d'action :

Les combinaisons d'action sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

Selon le BAEL 91(modifié 99) :

- G + Q
- 1.35G + 1.5 Q

Selon le RPA révisé 2003 :

- G + Q ± E
- 0.8 G ± E

VIII.1) Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier :

$$V = V' = L/2$$

Le calcul se fera pour des bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} l_c\right)$$

Avec :

he : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

Lc : la longueur de la zone comprimée

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues

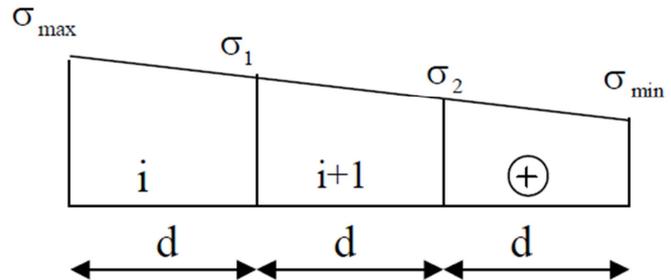
-Section entièrement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec :

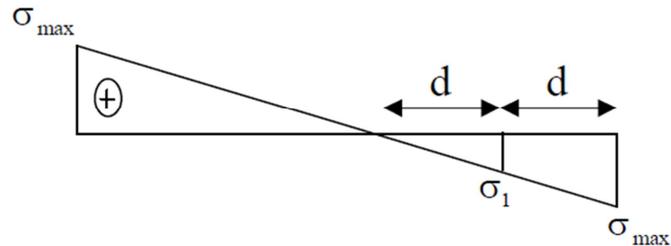
e : épaisseur du voile.



-Section partiellement comprimée :

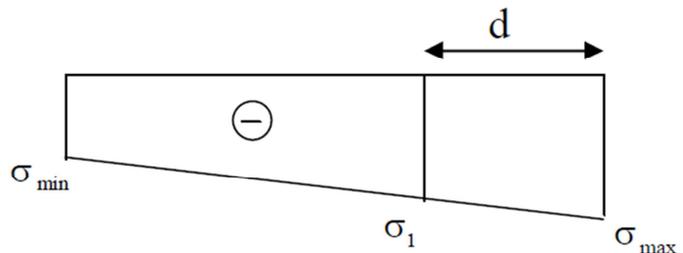
$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



-Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



1)- Armatures verticales :

-Section entièrement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du voile.

σ_{s2} : Contrainte de l'acier = 400 MPa.

-Section partiellement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

σ_{s2} : Contrainte de l'acier = 400 MPa.

Section entièrement tendue :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

σ_{s2} : Contrainte de l'acier = 400MPa.

2)- Armatures minimales :

-Pour une Section entièrement comprimée :

$$A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifié 99})$$

$$0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifié 99})$$

-Pour une Section entièrement tendue :

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{B f_{t28}}{f_e} ; 0.15\% B \right\}$$

-Section partiellement comprimée :

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{0.23B f_{t28}}{f_e} ; 0.005B \right\}$$

Avec :

B : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

3)- Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Φ et disposées de manière à servir de cadre armatures aux armatures verticales.

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

$A_h \geq 0.15\% B$ **Globalement dans la section du voile**

$A_h \geq 0.10\% B$ **En zone courante**

B : Section du béton

AV: Section d'armature verticale.

4)- Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA 2003.

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

5)- Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T=1.4V_u$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

6)- Armature 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 $\geq 4HA10$ avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

7)- Espacement : Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003).

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$s_t \leq \min\{1.5e, 30cm\}$$

Avec : e = épaisseur du voile

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.

Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm

-Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

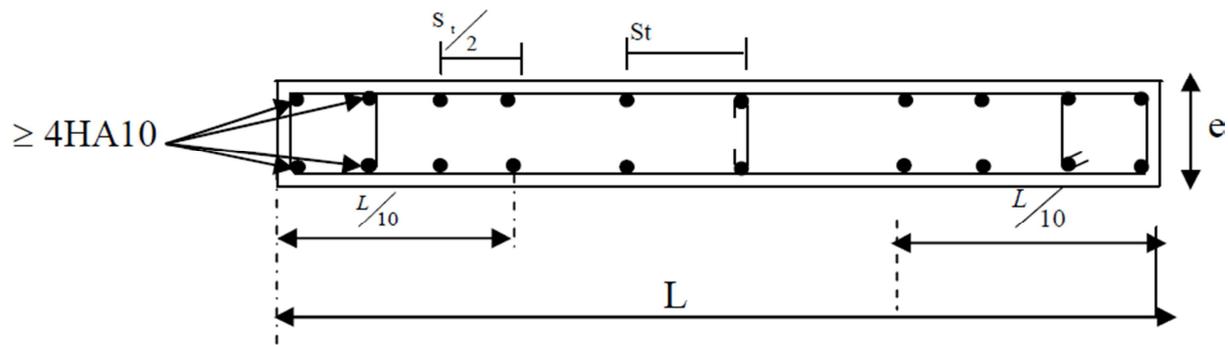
- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

-Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser

$\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.



FigVIII.1) : Disposition des armatures verticales.

VIII.2)- Vérification :

1) Vérification à L'ELS

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_b$$

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

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

2) Vérification de la contrainte de cisaillement :

-D'après le RPA99 révisé 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4V_{u,calcul}$$

Avec :

b₀ : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile (d = 0.9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

D'après le BAEL 91(modifié 99) :

Il faut vérifier que :

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

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

Avec :

τ_u : Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa}\right)$$

VIII-3) Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage du voile transversal **VL1, SPC** :

$$L = 3.27 \text{m.}$$

$$e = 0.20 \text{ m.}$$

$$\sigma_{max} = 5007.52 \text{kn/m}^2.$$

$$\sigma_{min} = -9433.9 \text{kn/m}^2$$

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \cdot L$$

$$L_c = 1.13 \text{ m} \rightarrow L_t = L - L_c = 2.14 \text{m.}$$

Le découpage du diagramme est en bandes de longueur:

On prend

- $d = 0.75 \text{ m.}$
- $d_2 = (L/2) - d$

-1er e bande:

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{min} \cdot (L_t - d)}{L_t} = -6127.62 \text{ KN/m}^2$$

$$\left[N_1 = \left(\frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \right) \cdot d \cdot e \right] = -1167.11 \text{KN}$$

-Armatures verticales :

$$A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_{S2}} = 33.53 \text{cm}^2$$

- 2ème bande :

- $d_2 = (L/2) - d = 0.885 \text{m}$

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} d_2 \cdot e = -539.23 \text{ KN}$$

Armatures verticales :

$$A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_{S2}} = 15.50 \text{ cm}^2$$

-Armatures minimales :

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{0.23 B f_{t28}}{400}; 0.005 B \right\}$$

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{0.23 \times 75 \times 20 \times 2.1}{400}; \frac{75 \times 20 \times 0.5}{100} \right\}$$

$$A_{min} = 7.5 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures horizontales :**

$$A_h \geq \max \left(\frac{A_v}{4}; 0.15\% B \right)$$

$$A_h \geq \max \left(\frac{28.27}{4}; \frac{0.15 \times 75 \times 20}{100} \right)$$

$$A_h \geq 7.06 \text{ cm}^2$$

$$A_h = \frac{7.06}{2} = 3.53 \text{ cm}^2 / \text{nappe}$$

On adopte : 5HA 14/ml (e=15cm)

➤ **Armature transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

➤ **Armature de coutures :**

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \text{ Avec : } T = 1.4 V_u$$

$$A_{vj} = 1.1 \frac{1.4 V_u}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 934.46 \times 10^3}{400} = 35.97 \text{ cm}^2$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'armature tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversements :

$$\text{Soit : } \begin{cases} A_1 = \frac{A_{v1}}{2} + \frac{A_{vj}}{4} = 16.76 + \frac{35.97}{4} = 25.75 \text{ cm}^2 \\ A_1 = 9 \text{ HA } 20 / \text{nappe} = 28.27 \text{ cm}^2 / \text{nappe} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_2 = \frac{A_{v2}}{2} + \frac{A_{vj}}{4} = 7.75 + \frac{35.97}{4} = 16.74 \text{ cm}^2 \\ A_2 = 6 \text{ HA } 20 / \text{nappe} = 18.85 \text{ cm}^2 / \text{nappe} \end{cases}$$

- Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\text{- BAEL 91: } \tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{934.46 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 3270} = 1.58 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.98 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\text{- RPA 2003 : } \tau_b = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1.4 \times 934.46 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 3270} = 2.21 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 2.21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

-Vérification à l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B+15.A} = \frac{1635.29 \times 10}{327 \times 20 + 15 \times 28.27} = 2.34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.34 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

-Le ferrailage d'autres voiles dans les différentes zones est donné sous forme de tableaux :

➤ **Voile plein longitudinal (VL1) : tab VIII.1)**

	Zone		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
Caractéristiques géométriques	L	(m)	3.27	3.37	3.47	3.47
	e	(m)	0,20	0,20	0,20	0,20
	B	(m ²)	0.654	0.674	0.694	0.694
Sollicitation De Calcul	σ _{max}	(KNf/m ²)	5007.52	6086.66	6781.17	6810.01
	σ _{min}	(KNf/m ²)	-9433.9	-9110.01	-8005.03	-7734.81
	Nature de la Section		SPC	SPC	SPC	SPC
	L _c	(m)	1.13	1.35	1.60	1.62
	L _t	(m)	2.14	2.02	1.87	1.85
	d	(m)	0.75	0.90	1.00	1.00
	σ ₁	(KNf/m ²)	-6127.62	-5051.10	-3724.26	-3553.83
	N ₁	KNf	-1167.11	-1274.50	-1172.92	-1128.86
	N ₂	KNf	-539.23	-396.51	-273.73	-261.20
	V _u	KNf	934.46	920.26	437.87	270.03
	T	KNf	1308.24	1288.36	613	378.04
	N _s	KNf	1635.29	1641.41	970	501.96
	Ferrailage	Av ₁	(cm ²)	33.53	36.62	33.70
Av ₂		(cm ²)	15.50	11.40	7.86	7.50
Av min		(cm ²)	7.5	9	10	10
A _{vj}		(cm ²)	35.97	35.42	16.85	10.40
$A_1 = \frac{A_{v1}}{2} + \frac{A_{vj}}{4}$		bande1	25.75	27.16	21.06	18.81
Section adoptée /nappe		bande1 (cm ²)	9HA20 =28.27	9HA20 =28.27	11HA16 =22.12	11HA16 =22.12
$A_2 = \frac{A_{v2}}{2} + \frac{A_{vj}}{4}$		bande2	16.74	14.55	8.03	6.35
Section adoptée /nappe		bande2 (cm ²)	6HA20 =18.85	6HA20 =18.85	4HA16 =8.04	4HA16 =8.04
Espacement		bande1	(6-14)	(6-14)	(6-14)	(6-14)
		bande2	14	14	14	14
A _h		(cm ²)	7.06	7.06	5.53	5.53
A _h min =0.0015B		(cm ²)	2.25	2.70	3.00	3.00
A _h choix		Sect/ml/nappe	5HA14	5HA14	5HA12	5HA12
Vérification Des Contraintes	At	4 épingles de HA8/m				
	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	2.21	2.11	0.98	0.60
	$\bar{\tau}_u = 2.5$	τ_u	1.58	1.51	0.70	0.43
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$	σ_{bc}	2.34	2.31	1.39	0.72

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

➤ Voile plein longitudinal (VL4) : tab VIII.2

		Zone	Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
Caractéristiques géométriques	L	(m)	1.63	1.68	1.73	1.73
	e	(m)	0,20	0,20	0,20	0,20
	B	(m ²)	0.326	0.336	0.346	0.346
Sollicitation De Calcul	σ _{max}	(KNf/m ²)	3623.66	5282.18	5916.78	5990.06
	σ _{min}	(KNf/m ²)	-7922.67	-7957.68	-8234.32	-7779.96
	Nature de la Section		SPC	SPC	SPC	SPC
	L _c	(m)	0.51	0.67	0.72	0.75
	L _t	(m)	1.12	1.01	1.01	0.98
	d	(m)	0.34	0.44	0.48	0.50
	σ ₁	(KNf/m ²)	-5517.57	-4490.96	-4320.97	-3810.60
	N ₁	KNf	-456.96	-547.74	-602.65	-579.52
	N ₂	KNf	-262.08	-179.63	-166.35	-139.08
	V _u	KNf	723.93	370.90	393.63	270.03
	T	KNf	1013.50	519.26	551	378
	N _s	KNf	1557.84	1641.41	970	501.86
	Ferrailage	Av ₁	(cm ²)	13.13	15.73	17.31
Av ₂		(cm ²)	7.53	5.16	4.78	3.99
Av min		(cm ²)	3.4	4.4	4.80	5
A _{vj}		(cm ²)	27.87	14.27	15.15	10.40
$A_1 = \frac{Av_1}{2} + \frac{Av_j}{4}$		bande1	13.53	11.43	12.24	10.92
Section adoptée /nappe		bande1 (cm ²)	7HA16 =14.07	8HA14 =12.32	8HA14 =12.32	8HA14 =12.32
$A_2 = \frac{Av_2}{2} + \frac{Av_j}{4}$		bande2	10.73	6.14	6.48	4.59
Section adoptée /nappe		bande2 (cm ²)	6HA16 =12.06	5HA14 =7.70	5HA14 =7.70	5HA14 =7.70
Espacement		bande1	(7-13)	(7-13)	(7-13)	(7-13)
		bande2	13	13	13	13
A _h		(cm ²)	3.51	3.08	3.08	3.08
A _h min =0.0015B		(cm ²)	1.20	1.53	1.62	1.71
A _h choix		Sect/ml/nappe	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12
Vérification Des Contraintes	At	4 épingles de HA8/m				
	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	3.45	1.71	1.76	1.21
	$\bar{\tau}_u = 2.5$	τ_u	2.46	1.22	1.26	0.86
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$	σ_{bc}	4.74	4.85	2.78	1.44

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

➤ Voile plein transversal (VT2) : tab VIII.3)

	Zone		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
	L	(m)	2.00	2.10	2.20	2.25
Caractéristiques géométriques	E	(m)	0,20	0,20	0,20	0,20
	B	(m ²)	0.4	0.42	0.44	0.45
	σ_{max}	(KNf/m ²)	3322.03	3451.14	5381.03	6007.33
Sollicitation De Calcul	σ_{min}	(KNf/m ²)	-6747.14	-5522.17	-5821.27	-5213.28
	Nature de la Section		SPC	SPC	SPC	SPC
	Lc	(m)	0.65	0.80	1.04	1.20
	Lt	(m)	1.35	1.30	1.16	1.05
	d	(m)	0.42	0.52	0.68	0.80
	σ_1	(KNf/m ²)	-4648.02	-3313.30	-2408.80	-1241.25
	N1	KNf	-478.59	-459.44	-559.64	-516.36
	N2	KNf	-269.58	-175.60	-101.16	-40.34
	Vu	KNf	934.46	474.44	367.93	237.08
	T	KNf	1308.24	664.21	515.10	331.91
	Ns	KNf	880.86	850.04	510.58	88.01
	Av1	(cm ²)	13.75	13.20	16.08	14.83
	Av2	(cm ²)	7.74	5.04	2.90	1.15
	Ferrailage	Av min	(cm ²)	4.2	5.20	6.8
A_{vj}		(cm ²)	35.97	18.25	14.16	9.12
$A_1 = \frac{A_{v1}}{2} + \frac{A_{vj}}{4}$		bande1	15.86	11.16	11.58	9.69
Section adopte /nappe		bande1 (cm ²)	6HA20 =18.85	6HA16 =12.06	6HA16 =12.06	6HA16 =12.06
$A_2 = \frac{A_{v2}}{2} + \frac{A_{vj}}{4}$		bande2	12.86	7.08	4.99	2.85
Section adoptée /nappe		bande2 (cm ²)	5HA20 =15.71	5HA14 =7.70	5HA12 =5.65	5HA12 =5.65
Espacement		bande1	(6-12)	(6-12)	(6-12)	(6-12)
		bande2	12	12	12	12
Ah		(cm ²)	4.61	3.01	3.01	3.01
Ahmin=0.0015B		(cm ²)	1.26	1.56	2.04	2.4
Ah choix		Sect/ml/nappe	4HA14	4HA12	4HA12	4HA12
Vérification Des Contraintes	At	4 épingles de HA8/m				
	$\bar{\tau}_b = 5Ma$	τ_b	3.63	1.75	1.30	0.81
	$\bar{\tau}_u = 2.5$	τ_u	2.59	1.25	0.92	0.58
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$	σ_{bc}	2.18	2.015	1.15	0.19

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

➤ Voile plein transversal (VT3) : tab VIII.4)

	Zone		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
Caractéristiques géométriques	L	(m)	3.40	3.50	3.60	3.65
	E	(m)	0,20	0,20	0,20	0,20
	B	(m ²)	0.68	0.70	0.72	0.73
Sollicitation De Calcul	σmax	(KNf/m ²)	2603.84	2382.55	2165.15	3092.82
	σmin	(KNf/m ²)	-7819.60	-7262.60	-6165.15	-6720.90
	Nature de la	Section	SPC	SPC	SPC	SPC
	Lc	(m)	0.84	0.86	0.93	1.15
	Lt	(m)	2.56	2.65	2.67	2.50
	D	(m)	0.55	0.56	0.61	0.75
	σ1	(KNf/m ²)	-6139.60	-5727.86	-4756.63	-4704.63
	N1	KNf	-767.75	-727.46	-666.22	-856.91
	N2	KNf	-706.05	-561.33	-566.03	-505.74
	Vu	KNf	930.44	1093.46	814.47	428.93
	T	KNf	1302.61	1530.84	1140.25	600.50
	Ns	KNf	2404.08	2390.82	1890.75	1099.79
	Av1	(cm ²)	22.06	20.90	19.14	24.62
	Av2	(cm ²)	20.08	16.13	16.26	14.53
Ferrailage	Av min	(cm ²)	5.50	5.50	6.10	7.50
	A _{vj}	(cm ²)	35.82	42.09	31.35	16.51
	$A_1 = \frac{A_{v1}}{2} + \frac{A_{vj}}{4}$	bande1	19.98	20.97	17.40	16.43
	Section adoptée /nappe	bande1 (cm ²)	7HA20 =21.99	7HA20 =21.99	7HA20 =21.99	6HA20 =18.85
	$A_2 = \frac{A_{v2}}{2} + \frac{A_{vj}}{4}$	bande2	18.82	18.58	15.96	11.40
	Section adoptée /nappe	bande2 (cm ²)	6HA20 =18.85	6HA20 =18.85	6HA20 =18.85	6HA16 =12.06
	Espacement	bande1	(6-12)	(6-12)	(6-12)	(6-12)
		bande2	12	12	12	12
	Ah	(cm ²)	5.50	5.50	5.02	5.02
	Ah min =0.0015B	(cm ²)	1.65	1.65	1.83	2.25
	Ah choix	Sect/ml/nappe	4HA14	4HA14	4HA14	4HA14
Vérification Des Contraintes	At	4 épingles de HA8/m				
	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	2.12	2.42	1.75	0.91
	$\bar{\tau}_u = 2.5$	τ_u	1.52	1.73	1.25	0.65
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$	σ_{bc}	3.51	3.39	2.61	1.50

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

➤ Voile plein transversal (VT5) : tab VIII.5)

	Zone		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
Caractéristiques géométriques	L	(m)	3.20	3.30	3.40	3.45
	E	(m)	0,20	0,20	0,20	0,20
	B	(m ²)	0.64	0.66	0.68	0.69
Sollicitation De Calcul	σ_{max}	(KNf/m ²)	4033.22	3412.24	5059.91	6154.82
	σ_{min}	(KNf/m ²)	-7148.68	-6983.68	-6027.49	-8722.05
	Nature de la	Section	SPC	SPC	SPC	SPC
	Lc	(m)	1.15	1.08	1.55	1.42
	Lt	(m)	2.05	2.22	1.85	2.03
	D	(m)	0.75	0.71	1.21	0.93
	σ_1	(KNf/m ²)	-4533.30	-4750.16	-3188.09	-4726.23
	N1	KNf	-876.14	-833.10	-1115.08	-1250.69
	N2	KNf	-385.33	-446.51	-156.21	-375.73
	Vu	KNf	853.16	881.21	601.54	288.47
	T	KNf	1194.42	1233.69	842.15	403.85
Ferrailage	Ns	KNf	1557.95	1552.14	1106.59	386.1
	Av1	(cm ²)	25.17	23.93	32.04	35.93
	Av2	(cm ²)	11.07	12.83	4.48	10.79
	Av min	(cm ²)	7.50	7.10	12.10	9.30
	A_{vj}	(cm ²)	32.84	33.92	23.15	11.10
	$A_1 = \frac{A_{v1}}{2} + \frac{A_{vj}}{4}$	bande1	20.79	20.44	21.80	20.74
	Section adoptée /nappe	bande1 (cm ²)	7HA20 =21.99	7HA20 =21.99	7HA20 =21.99	7HA20 =21.99
	$A_2 = \frac{A_{v2}}{2} + \frac{A_{vj}}{4}$	bande2	13.74	14.89	8.02	8.17
	Section adoptée /nappe	bande2 (cm ²)	5HA20= 15.71	5HA20= 15.71	5HA16 =10.05	5HA16 =10.05
	Espacement	bande1	(7-15)	(7-15)	(7-15)	(7-15)
		bande2	15	15	15	15
Ah	(cm ²)	5.50	5.50	5.50	5.50	
Ahmin=0.0015B	(cm ²)	2.25	2.13	3.63	2.79	
Ah choix	Sect/ml/nappe	4HA14	4HA14	4HA14	4HA14	
Vérification Des Contraintes	At	4 épingles de HA8/m				
	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ mpa}$	τ_b	2.07	2.07	1.37	0.65
	$\bar{\tau}_u = 2.5$	τ_u	1.48	1.38	0.98	0.46
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$	σ_{bc}	2.42	2.34	1.61	0.55

VIII-4)-Etude des linteaux :

Les linteaux sont des éléments reliant les trumeaux d'un même voile, ils sont assimilés à des poutres encastées à leur extrémités et sont calculés en flexion simple, dans ce cas les résultats sont donnés directement dans le fichier résultat.

VIII-4.1)-Ferrailage des linteaux :

1. Contraintes limites de cisaillement

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d}$$

$$V = 1.4 \times V_{u,calcul}$$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

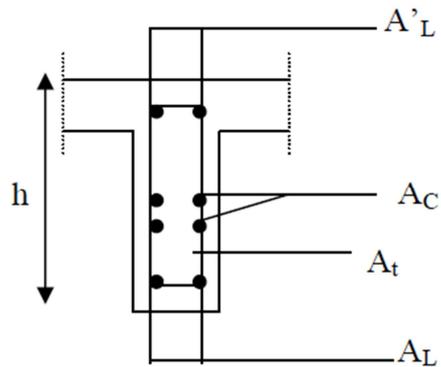


Fig VIII.2)

-Premier cas : $\tau_b \leq 0.06 \times f_{c28}$

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M, V) il devra disposer :

Des aciers longitudinaux de flexion $\Rightarrow A_l$

Des aciers transversaux $\Rightarrow A_t$

Des aciers en partie courants (de peau) $\Rightarrow A_c$

- **Aciers longitudinaux :**

Les aciers longitudinaux supérieurs et inférieurs sont calculés par la formule suivante :

$$A_l \geq \frac{M}{z \cdot f_e}$$

Avec : $z = h - 2d$

h : est la hauteur totale du linteau.

d : est l'enrobage.

M : moment dû à l'effort tranchant ($V = 1,4 \cdot V_u$)

- **Aciers transversaux**

Premier sous cas : linteaux longs ($\lambda_s = \frac{l}{h} > 1$)

Avec : $s_t \leq \frac{A_t \times f_e \times z}{V}$

St : espacement des cours d'armatures transversales

At : section d'un cours d'armatures transversales

-Deuxième sous cas : linteaux longs ($\lambda_s = \frac{l}{h} \leq 1$)

Avec : $s_t \leq \frac{A_t \times f_e \times z}{V + A_t \times f_e}$ et $V = \min(V_1 ; V_2)$

Ou : $V_1 = 2 \times V_{u,calcul}$; $V_2 \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$

Mci et Mcj : moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée lij sont calculés par : $M_c = A_t \cdot f_e \cdot z$

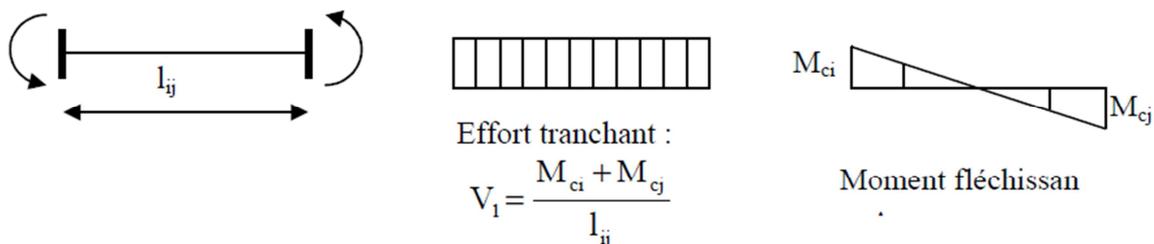


Fig VIII.3)

- Deuxième cas : $\tau_b \geq 0.06 \times f_{c28}$

Dans ce cas, il y'a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieures et inférieures), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires. Les efforts (M ; N) sont repris suivant des bielles diagonales (de traction et de compression) suivant l'axe moyen des armatures diagonales Ad a disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule $A_D = \frac{V}{2f_e \cdot \sin \alpha}$

Avec : $\text{tg} \alpha = \frac{h-2d}{l}$ $V = V_{calcul}$ (sans majoration).

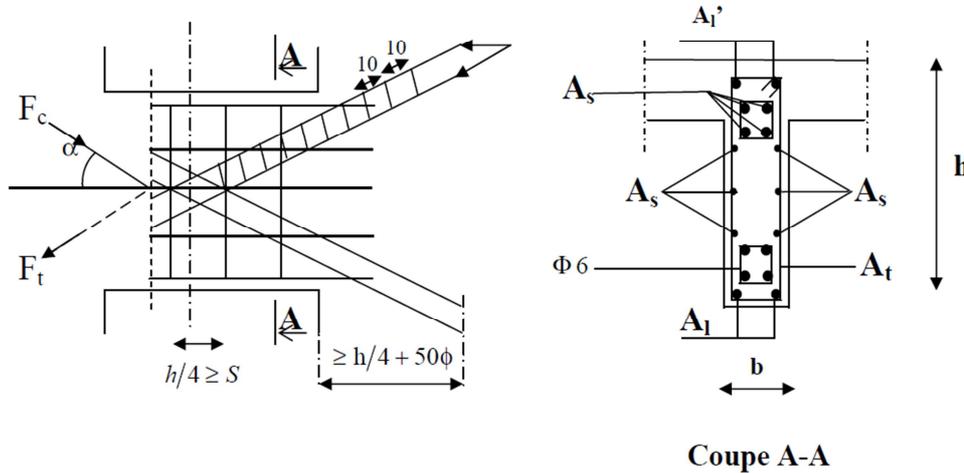


Fig VIII.4)

2. Ferrailage minimal :

-Armatures longitudinales : $A_l, A_l' \geq 0.15\% \times b \times h$

-Armatures transversales : $A_t \geq 0.15\% \times b \times s_t$ si $\tau_b \leq 0.025 \times f_{c28}$
 $A_t \geq 0.25\% \times b \times s_t$ si $\tau_b > 0.025 \times f_{c28}$

-Armatures de peau : $A_c \geq 0.20\% \times b \times h$

-Armatures de diagonales : $A_D \geq 0.15\% \times b \times h$ si $\tau_b > 0.06 \times f_{c28}$
 $A_D = 0$ si $\tau_b \leq 0.06 \times f_{c28}$

3. Exemple de calcul :

Les caractéristiques géométriques du Linteau sont :

$$h=0.86m$$

$$e=20\text{cm}$$

$$l=0.80\text{m}$$

4. Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} ; V = 1.4 \times V_{u,calcul}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 479.97 \times 10}{20 \times 0.9 \times 86} = 4.34 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = 4.34 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ Mpa}$$

5. Armatures longitudinales :

$$\tau_b = 4.34 \text{ Mpa} > 0.06 f_{c28} = 1.5 \text{ Mpa}$$

Donc on adopte le ferrailage minimal.

$$\text{RPA 2003 : } (A_{lmin}; A'_{lmin}) \geq 0.15\% \times 20 \times 86 = 2.58 \text{ cm}^2$$

$$\text{BAEL 91(modifier 99): } (A_{lmin}; A'_{lmin}) \geq 0.23 \times \frac{2.1 \times 20(86-3)}{400} = 2.00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A=2\text{HA14} \Rightarrow A_l = 3.08 \text{ cm}^2$$

6. Armatures transversales :

$$\tau_b = 4.34 \text{ Mpa} > 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ Mpa}$$

$$s \leq \frac{h}{4} = \frac{86}{4} = 21.5 \text{ cm}$$

$$A_t > 0.0025 \times b \times e = 0.0025 \times 20 \times 17 = 0.85 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A=2\text{HA10} \Rightarrow A_t = 1.57 \text{ cm}^2$$

7. Armatures diagonales :

$$\tau_b = 4.34 \text{ Mpa} > 0.06 f_{c28} = 1.5 \text{ Mpa}$$

Donc ses armatures sont nécessaires.

$$A_D = \frac{V=V_{calcul}}{2f_e \cdot \sin\alpha}$$

$$\text{tg}\alpha = \frac{h-2d}{l} = \frac{86-2 \times 4}{80} = 0.975 \rightarrow \alpha = 44.27^\circ$$

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

$$A_D = \frac{479.97 \times 10^3}{2 \times 400 \times \sin 44.27 \times 10^2} = 8.60 \text{ cm}^2$$

Soit : $A = 6\text{HA}14 \Rightarrow A_D = 9.24 \text{ cm}^2$

8. Armatures de peau :

$$A_c \geq 0.002 \times e \times h = 0.002 \times 20 \times 86 = 3.44 \text{ cm}^2$$

Soit : $A = 3\text{HA}14 \Rightarrow A_c = 4.62 \text{ cm}^2$

Les autres calculs sont résumés comme suit :

9. Longueur d'ancrage :

$$L_d = \frac{h}{4} + 50\phi = 21.5 + 50 \times 1.4 = 91.5 \text{ cm}$$

On prend : $L_d = 92 \text{ cm}$

Tab VIII.5) - Récapitulatif :

Calcul des linteaux				
Zone		Zone II	Zone III	Zone IV
Caractéristiques Géométriques	h (m)	0.86	0.86	0.86
	L(m)	0.80	0.80	0.80
	e (cm)	0.20	0.20	0.20
Contraintes de cisaillement	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	5	5	5
	τ_b (MPa)	4.33	4.33	2.49
	V_u (KN)	479.97	478.50	276.11
Ferrailage des linteaux	$0.06f_{c28}$ (MPa)	1.5	1.5	1.5
	τ_b (MPa)	4.33	4.33	2.49
	$A_l = A_l$ (cm ²)	3.08	3.08	3.08
	Choix des barres	2HA14	2HA14	2HA14
	A_t (cm ²)	1.57	1.57	1.57
	Choix des barres	2HA10	2HA10	2HA10
	A_D (cm ²)	9.24	9.24	6.16
	Choix des barres	6HA14	6HA14	4HA14
	A_c (cm ²)	4.62	4.62	4.62
	Choix des barres	3HA14	3HA14	3HA14

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

VIII-5) Calcul des trumeaux : Tab VIII.5) - Récapitulatif :

	Zone		Zone II	Zone III	Zone IV
Caractéristiques géométriques	L	(m)	1.285	1.335	1.335
	e	(m)	0,20	0,20	0,20
	B	(m ²)	0.257	0.267	0.267
Sollicitation De Calcul	σ_{max}	(KNf/m ²)	1851.50	1946.13	4395.69
	σ_{min}	(KNf/m ²)	-7543.78	-6900.31	-7612.29
	Nature de la	Section	SPC	SPC	SPC
	Lc	(m)	0.25	0.29	0.48
	Lt	(m)	1.035	1.045	0.855
	d	(m)	0.20	0.20	0.30
	σ_l	(KNf/m ²)	-6086.04	-5579.67	-4941.31
	N1	KNf	-272.59	-250	-443.13
	N2	KNf	-269.30	260.84	-181.59
	Vu	KNf	709.11	709.48	444.49
	T	KNf	910	841.72	622.28
	Ns	KNf	1837.5	1529.08	751.16
	Av1	(cm ²)	7.83	7.17	10.82
	Ferrailage	Av2	(cm ²)	7.73	7.50
Av min		(cm ²)	2.00	2.00	3.00
A _{vj}		(cm ²)	23.20	23.14	17.11
$A_1 = \frac{A_{v1}}{2} + \frac{A_{vj}}{4}$		bande1	9.71	9.37	9.68
Section adoptée /nappe		bande1 (cm ²)	7HA14 =10.78	7HA14 =10.78	7HA14 =10.78
$A_2 = \frac{A_{v2}}{2} + \frac{A_{vj}}{4}$		bande2	9.66	9.53	6.88
Section adoptée /nappe		bande2 (cm ²)	7HA14 =10.78	7HA14 =10.78	7HA14 =10.78
Espacement		bande1	(6-11)	(6-11)	(6-11)
		bande2	11	11	11
Ah		(cm ²)	2.69	2.69	2.69
Ah min =0.0015B		(cm ²)	0.60	0.60	0.90
Ah choix	Sect/ml/nappe	4HA10	4HA10	4HA10	
Vérification Des Contraintes	At	4 épingles de HA8/m			
	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	3.40	3.14	2.32
	$\bar{\tau}_u = 2.5$	τ_u	2.43	2.25	1.66
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$	σ_{bc}	7.10	5.69	2.79

Chapitre IX

**Etude de
l'infrastructure**

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

IX .1) Introduction :

a)-Définition des fondations :

C'est la partie de la structure qui est en contact directe avec le sol auquel elle transmet les charges de la superstructure.

Un choix judicieux du système de fondations doit toujours satisfaire les exigences concernant la sécurité (capacité portante) et l'aptitude au service. De plus, des considérations d'ordre économique, esthétique et d'impact sur l'environnement sont à respecter.

L'ingénieur des structures est généralement confronté à plusieurs solutions possibles et doit opérer des choix concernant le :

- Taux de travail sur le sol
- Genre de structure (souple, rigide)
- Type de fondations

b) -Choix et type de fondations :

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- stabilité de l'ouvrage (rigide)
- facilite d'exécution (coffrage)
- L'économie.

c)-Etude du sol :

L'étude géologique du site dont a été réalisé notre ouvrage, a donné une contrainte admissible du sol égale à 2,00 bars.

Remarque :

Les semelles reposent toujours sur une couche de béton de propreté de 5 à 10cm d'épaisseur dosé à 150Kg/m³ de ciment.

IX.1.1.)-Dimensionnement :

a) -Semelle isolée :

Vue que notre structure comporte des voiles disposés dans les deux sens, l'option des semelles isolés est a écartée.

b)- Semelles filantes :

1 : -Semelles filantes sous voiles :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \times L} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{\text{sol}} \times L}$$

Avec :

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G : Charge permanente revenant au voile considéré.

Q : Charge d'exploitation revenant au voile considéré.

σ_{sol} : contrainte admissible du sol. ($\sigma_{sol} = 0.20\text{Mpa}$)

Les résultats du calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Les résultats de calculs sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

➤ Sens transversal :

Voile	Ns (KN)	L (m)	B (m)	S (m ²)=B× L
V2	845.72	2.55	1.65	4.22
V3	2530.38	3.95	3.20	12.65
V5	1516.15	3.75	2.02	7.58
Somme				24.45

Tableau IX.1) : Surface de la semelle filante sous voiles transversaux

➤ Sens longitudinal :

Voile	Ns (KN)	L (m)	B (m)	S (m ²)=B× L
V1	1484.53	3.77	1.96	7.42
V4	1237.03	1.88	3.28	6.18
V6	2224.13	3.77	2.94	11.12
Somme				24.72

Tableau IX.2) : Surface de la semelle filante sous voiles longitudinaux.

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_v = \sum S_i = 49.17\text{m}$$

2 :- Semelles filantes sous poteaux :

- **Hypothèse de calcul :**

Une semelle est infiniment rigide et engendre une répartition linéaire de contraintes sur le sol.

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

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 de coordonnée de la résultante R :

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$$

- Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :
- Détermination de la distribution par (ml) de la semelle:

$$e = \frac{l}{6} \Rightarrow \text{répartition trapézoïdale}$$

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right)$$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right)$$

$$q\left(\frac{b}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right)$$

- Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

- Détermination de la hauteur de la semelle.
- Calcul de l'effort tranchant le long de la semelle.
- Calcul du moment fléchissant le long de la semelle.
- Calcul de la semelle comme une poutre continue devant résister aux efforts tranchants et aux moments fléchissant.
- Calcul la semelle dans le sens transversale.

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

- Exemple de calcul :

➤ Charges transmises par le portique D :

Poteaux	Ns = G + Q (KN)	ei (m)	N.ei (KN.m)	Mi (KN.m)
01	686.94	-9.225	-6337.02	1.45
02	1344.25	-5.475	-7359.76	15.24
03	954.75	-2.275	-2172.05	3.58
04	923.56	1.675	1546.96	4.49
05	1372.4	6.675	9160.77	15.76
06	559.29	9.225	5159.45	-4.62
SOMME	5841.19		-1.65	35.90

Tableau IX-3) : Détermination de la résultante des charges (portique D)

- Détermination de la charge totale transmise par les poteaux :

- Coordonnées de la résultante des forces par rapport au C.D.G de la semelle :

$$e = \frac{\sum(N_s \cdot e_i) + \sum M_i}{\sum N_s} = \frac{-1.65 + 35.90}{5841.19} \rightarrow e = 0.005m$$

- Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = 0.005m < \frac{L}{6} = \frac{18.45}{6} = 3.07m \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{max} = \frac{5841.19}{18.45} \left(1 + \frac{6(0.005)}{18.45} \right) = 317.11 \text{ KN/ml}$$

$$q_{min} = \frac{5841.19}{18.45} \left(1 - \frac{6(0.005)}{18.45} \right) = 313.50 \text{ KN/ml}$$

$$q\left(\frac{b}{4}\right) = \frac{5841.19}{18.45} \left(1 + \frac{3 \times 0.005}{18.45} \right) = 316.85 \text{ KN/ml}$$

➤ Détermination de la longueur de la semelle :

$$B \geq \frac{q \frac{L}{4}}{\sigma_{sol}} = \frac{316.85}{200} = 1.58m \Rightarrow \text{on prend } B = 2.00m$$

$$S_a = B \times L = 2.00 \times 18.45 = 36.90 \text{ m}^2$$

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

$$S_t = n \times s_s + s_v$$

$$S_t = 6 \times 36.90 + 49.17 = 270.57 \text{ m}^2$$

Avec:

n : nombre de portiques dans le sens transversal.

$$S_{bat} = 452.20 \text{ m}^2.$$

Le rapport de la surface des semelles par rapport à la surface totale de la structure est de :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{270.57}{452.20} = 0.59 \Rightarrow 59\% \text{ De la surface de l'assise}$$

Conclusion :

Le pré dimensionnement des semelles filantes a donné des largeurs importantes, ce qui induit leur chevauchement, de plus, la surface totale de ces dernières dépasse 50 % de la surface de la structure (l'assise). Donc, on opte pour un radier général qui offrira :

- Une facilité de coffrage ;
- Une rapidité d'exécution ;
- Présentera une grande rigidité.

IX.2) : Radier général (nervuré) :

Un radier général est défini comme étant une fondation superficielle, travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre du radier.

1) Pré dimensionnement du radier :

1.1)- La hauteur du radier :

a)- selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{min} \geq 25cm$)

b)- Selon la condition forfaitaire :

❖ Sous voiles :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5} \Rightarrow \frac{450}{8} \leq h \leq \frac{450}{5}$$

$$\Rightarrow 56.25cm \leq h \leq 90cm$$

On prend : $h_r = 70 \text{ cm}$.

h : épaisseur du radier.

L_{max} : portée max.

❖ Sous poteaux :

Selon la condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\frac{2}{\pi} \times L_{max})^4 \times \frac{3 \times K}{E}}$$

Avec :

K = module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface K= 40 Mpa pour un sol moyen.

E : module de déformation longitudinale différée $E=3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$

L_{max} : Distance maximale entre deux nervures successives.

L_e : Longueur élastique.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m).

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 450\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0.90\text{m}$$

On prend: $h_r = 90 \text{ cm}$

1.2)-Epaisseur du tablier :

la dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} \Rightarrow h_d \geq \frac{450}{20} = 22.5 \text{ cm}$$

Avec : une hauteur minimale de 25 cm.

On prend $h_d = 30 \text{ cm}$

1.3)- La nervure :

la nervure du radier doit avoir une hauteur :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{450}{10} = 45 \text{ cm}$$

On prend: $h_n = 90\text{cm}$

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant

$h_n = 90$ cmHauteur de la nervure.

$h_d = 30$ cmHauteur de la dalle.

$b = 50$ cmLargeur de la nervure.

2)-Détermination des efforts :

a) Charges revenant à la superstructure :

Charge permanente : $G = 39552.34$ KN

Charge d'exploitation : $Q = 7850.87$ KN

b) Combinaison d'actions :

A l'ELU : $N_u = 1,35G + 1,5Q = 1.35 (39552.34) + 1.5 (7850.87) = 65171.96$ KN

A L'ELS: $N_s = G + Q = 39552.34 + 7850.87 = 47403.18$

3)- Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1.33\sigma_{\text{SOL}}} = \frac{65171.96}{1.33 \times 130} = 245 \text{m}^2$$

$$\text{A l'els } S_{\text{nes}}^{\text{els}} = \frac{N_s}{1.33 \times \sigma_{\text{sol}}} = \frac{47403.18}{1.33 \times 130} = 178.20 \text{m}^2$$

$$\text{D'où } S_{\text{rad}} = \max (S_{\text{nes}}^{\text{elu}}, S_{\text{nes}}^{\text{els}}) = 245 \text{m}^2$$

Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles de BAEL, et il sera calculé comme suite :

$$L_{\text{déb}} \geq \max \left(\frac{h_n}{2}; 30 \text{cm} \right) = \max(45; 30) = 45 \text{cm}$$

Soit un débord de $L_{\text{déb}} = 50$ cm

Donc la surface totale du radier est de:

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}} = 452.2 + (23.80 + 19) \times 2 \times 0.5 = 495 \text{m}^2$$

4)- Détermination des efforts réels à la base du radier :

- Poids du radier :

$G_{\text{rad}} =$ Poids du tablier + poids des nervures + poids du remblai + poids de la dalle flottante.

- Poids du radier $= 0.3 \times 495 \times 25 + 0.5 \times 0.90 \times 25 \times 20 \times 6 = 5062.5$ KN
- Poids du remblai $= 17 \times [(495 \times 0.5)] = 4207.5$ KN.
- Poids de la dalle flottante libre $= 25 \times [(495 \times 0.15)] = 1856.25$ KN

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

- Grad = 11126.25kn

Gt = poids du radier + poids de la structure :

$$Gt = 11126.25 + 39552.34 = 50678.59 \text{ KN}$$

Qt = surcharge du radier + surcharge de la structure :

$$Qt = 7850.87 + (5 \times 495) = 10325.87 \text{ KN}$$

5) Combinaison d'actions :

$$\text{A l'ELU : } N_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 (50678.59) + 1,5 (10325.87) = 83904.90 \text{ KN}$$

$$\text{A L'ELS : } N_s = G + Q = 50678.59 + 10325.87 = 61004.46 \text{ KN}$$

-Vérification :

a) Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

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

$$T_u^{max} = \frac{N_u b}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{83904,90 \times 1}{495} \times \frac{4,50}{2} = 381,38 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 1,41 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b)- Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P \geq \alpha \times S_{rad} \times \gamma_w \times Z = 1,5 \times 495 \times 10 \times 0,9 = 6682,5 \text{ KN}$$

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 ($h = 0,9 \text{ m}$).

$$P = G + \text{Grad} = 11126,25 + 39552,34 = 50678,59 \text{ KN}$$

$$P = 50678,59 \text{ KN} > 6682,5 \text{ KN} \Rightarrow \text{pas de risque de soulèvement de la structure.}$$

➤ Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 11,9 \text{ m}$$

$$Y = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 9,5 \text{ m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

➤ Moment d'inertie du radier :

$$I_x = \frac{bh^3}{12} = 13603,68 \text{ m}^4$$

$$I_y = \frac{bh^3}{12} = 21345,34 \text{ m}^4$$

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec :

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 :

$$\text{E L U} : \sigma_m \leq 1.33\sigma_{sol}$$

$$\text{E L S} : \sigma_m \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \mp \frac{M.V}{I}$$

Calcul des moments:

➤ **Sens longitudinal :**

$$\text{A l'ELU: } M_X = 72687.99 \text{ KN.m}$$

$$N_U = 83904.90 \text{ KN}$$

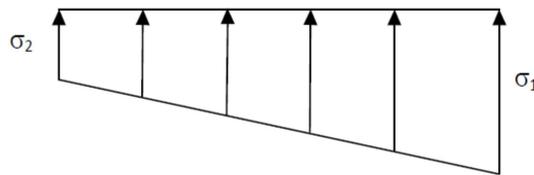
$$\sigma_1 = \frac{N_U}{S_{rad}} + \frac{M_X}{I_{YY}} \cdot X_G = \frac{83904.90}{495} + \frac{72687.99}{21345.34} \times 11.9 = 212.71 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_U}{S_{rad}} - \frac{M_X}{I_{YY}} \cdot X_G = \frac{83904.90}{495} - \frac{72687.99}{21345.34} \times 11.9 = 126.30 \text{ KN/m}^2$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{3(212.71) + 126.30}{4} = 191.10 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 191.10 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 1.33 \times 200 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$



A P'ELS:

$$M_X = 72687.99 \text{ KN.m}$$

$$N_S = 61004.46 \text{ KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_U}{S_{rad}} + \frac{M_X}{I_{YY}} \cdot X_G = \frac{61004.46}{495} + \frac{72687.99}{21345.34} \times 11.9 = 166.45 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_U}{S_{rad}} - \frac{M_X}{I_{YY}} \cdot X_G = \frac{61004.46}{495} - \frac{72687.99}{21345.34} \times 11.9 = 80.03 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3(166.45) + 80.03}{4} = 144.84 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 144.84 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ Sens transversal :

$$\text{-A P'ELU: } M_Y = 76014.067 \text{ KN/m}$$

$$N_U = 83904.90 \text{ KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_U}{S_{rad}} + \frac{M_Y}{I_{XX}} \cdot X_G = \frac{83904.90}{495} + \frac{76014.067}{13606.68} \times 9.5 = 222.58 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_U}{S_{rad}} - \frac{M_Y}{I_{XX}} \cdot X_G = \frac{83904.90}{495} - \frac{76014.067}{13606.68} \times 9.5 = 116.42 \text{ KN}$$

$$\sigma_m = \frac{3(222.58) + 116.42}{4} = 196.10 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 196.10 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 1.33 \times 200 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

-A P'ELS:

$$M_Y = 76014.067 \text{ KN/m}$$

$$N_U = 61004.46 \text{ KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_U}{S_{rad}} + \frac{M_Y}{I_{XX}} \cdot X_G = \frac{61004.46}{495} + \frac{76014.067}{13606.68} \times 9.5 = 176.32 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_U}{S_{rad}} - \frac{M_Y}{I_{XX}} \cdot X_G = \frac{61004.46}{495} - \frac{76014.067}{13606.68} \times 9.5 = 70.15 \text{ KN}$$

$$\sigma_m = \frac{3(176.32) + 70.15}{4} = 149.77 \text{ KN/m}^2$$

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

$$\sigma_m = 149.77 \text{KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{KN/m}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	ELU			ELS			
	$\sigma_1(\text{kn/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kn/m}^2)$	$\sigma_{moy}(\text{kn/m}^2)$	$\sigma_1(\text{kn/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kn/m}^2)$	$\sigma_{moy}(\text{kn/m}^2)$	obs
X-X	212.71	126.30	191.10	166.45	80.03	144.84	CV
Y-Y	222.58	166.42	196.10	176.32	70.15	149.77	CV

Tableau IX-4) Vérification des contraintes

c)-Vérification au poinçonnement : (Art A.5.2 4 BAEL91 modifié99)

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite

On doit vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0.07 \mu_c h f_{t28}}{\gamma_b}$$

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité

Avec :

μ_s : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier,

N_u : charge de calcul à l'ELU.

h : épaisseur totale du radier.

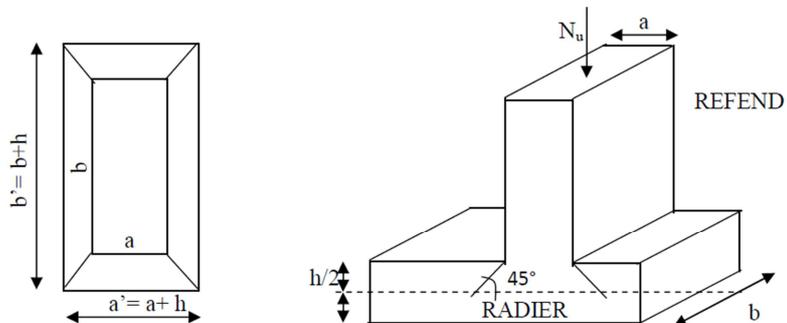


Fig IX-1) : Périmètre utile des voiles et des poteaux

➤ Vérification pour le poteau le plus sollicité :

$$U_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0.55 + 0.50 + 2 \times 0.9) \times 2 = 5.7 \text{m}$$

$$N_u = 1851.4 \leq \frac{0.07 \times 5.7 \times 0.9 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 5985 \text{KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ Vérification pour le voile le plus sollicité :

On considère une bande de 1ml du voile :

$$U_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0.20 + 1 + 2 \times 0.9) \times 2 = 6m$$

$$N_u = 1851.4 \leq \frac{0.07 \times 6 \times 0.9 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 6300KN \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

IX.3) Ferrailage du radier :

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié 99) ; on considère le radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastres sur 04 appuis.

a) -Ferrailage du panneau encastres sur 04 appuis :

On distingue deux cas : selon $\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \text{avec } L_x < L_y$

-1^{er} cas :

Si $\alpha \leq 0.4 \Rightarrow$ Flexion longitudinal négligeable (le panneau travaille dans un seul sens).

$$M_{0x} = q_u \times \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{0y} = 0$$

-2^{ème} cas :

Si $0.4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow$ Les flexions interviennent (le panneau travaille dans les deux sens)

Moments fléchissant :

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

b) -Identification du panneau le plus sollicité :

Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte maximale σ_m^{max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

Avec :

A l'ELU :

$$\sigma_m^{max} = \max(\sigma_u^1 ; \sigma_u^2) = (196.10 ; 191.40) = 196.10 \text{ KN/m}^2$$

A l'ELS :

$$\sigma_m^{max} = \max(\sigma_s^1 ; \sigma_s^2) = (144.84 ; 149.77) = 149.77 \text{ KN/m}^2$$

D'où

ELU :

$$q_u = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (196.10 - \frac{11126.25}{495}) \times 1m = 173.62 \text{ KN/m}$$

ELS:

$$q_s = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (149.77 - \frac{11126.25}{49495}) \times 1m = 127.29KN/m$$

IX.3.1) Ferrailage de la dalle :

a)- Identification du panneau le plus sollicité :

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on considérera pour les calculs le panneau le plus sollicité, ensuite on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes $\begin{cases} l_x = 5m \\ l_y = 6.50m \end{cases}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{5}{6.50} = 0.77$$

La dalle travaille en flexion dans les deux sens.

➤ **Calcul des sollicitations:**

On a $\rho = 0.77$

b) calcul à l'ELU : $\begin{cases} \mu_x = 0.0598 \\ \mu_y = 0.542 \end{cases}$

➤ **Moments fléchissant :**

Suivant (x-x) : $M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0598 \times 173.62 \times 5^2 = 259.56 KN.m$

Suivant (y-y) : $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.542 \times 259.56 = 140.08KN.m$

Remarque :

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur affectant un coefficient de 0,5 aux appuis et 0,75 en travée.

• **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0.75 \times M_{0x} = 0.75 \times 259.56 = 194.67 KN.m$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_{0y} = 0.75 \times 140.08 = 105.06 KN.m$$

• **Moments aux appuis :**

$$M_{ax} = 0.5 \times M_{0x} = 0.5 \times 259.56 = 129.78 KN.m$$

$$M_{ay} = 0.5 \times M_{0y} = 0.5 \times 140.68 = 70.34 KN.m$$

c)-Ferrailage :

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm}$;

➤ **Sections minimales :**

- **Sens de la petite portée (lx) :**

$$\omega_x = \frac{A_x}{bh} \geq \left(\frac{3-\rho_x}{2}\right) \quad \text{Avec : Pour HA FeE400 } \omega_0 = 0.0008$$

$$\Rightarrow A_{ymin} = 0.0008 \left(\frac{3-0.77}{2}\right) 100 \times 30 = 2.67 \text{ cm}^2$$

$$A_x \geq \omega_0 \left(\frac{3-\rho_x}{2}\right) bh$$

- **Sens de la grande portée (ly) :**

$$\omega_x = \frac{A_x}{bh} \geq \omega_0 \quad \Rightarrow \quad A_{ymin} = \omega_0 bh$$

$$\Rightarrow A_{ymin} = \omega_0 bh = 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.4 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferraillage en travée :**

Sens x-x :

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{bd^2 f_{bc}} \rightarrow A_x^t = \frac{M_x^t}{\beta d \sigma_s}$$

$$\mu_b = \frac{194.67 \times 10^5}{100 \times 27^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.188 < 0.392 \rightarrow SSA \rightarrow \beta = 0.895$$

$$A_x^t = \frac{194.67 \times 10^5}{0.895 \times 27 \times 348 \times 10^2} = 23.14 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend : } 8\text{HA}20 = 25.13 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement de $st=15\text{cm} < \min \{3 \text{ h} ; 33 \text{ cm}\} \longrightarrow$ Vérifiée.

Sens y-y :

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{bd^2 f_{bc}} \rightarrow A_y^t = \frac{M_y^t}{\beta d \sigma_s}$$

$$\mu_b = \frac{105.06 \times 10^5}{100 \times 27^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.101 < 0.392 \rightarrow SSA \rightarrow \beta = 0.946$$

$$A_y^t = \frac{105.06 \times 10^5}{0.946 \times 27 \times 348 \times 10^2} = 11.81 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend : } 6\text{HA}16 = 12.06 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement de $st=15\text{cm} < \min \{3 \text{ h} ; 45 \text{ cm}\} \longrightarrow$ Vérifiée.

➤ **Ferraillage aux appuis :**

Sens x-x :

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{bd^2 f_{bc}} \rightarrow A_x^a = \frac{M_x^a}{\beta d \sigma_s}$$

$$\mu_b = \frac{129.78 \times 10^5}{100 \times 27^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.125 < 0.392 \rightarrow SSA \rightarrow \beta = 0.932$$

$$A_x^a = \frac{129.78 \times 10^5}{0.932 \times 27 \times 348 \times 10^2} = 14.82 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend : } 8\text{HA}16 \rightarrow A_x^a = 16.08 \text{ cm}^2$$

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

Avec un espacement de $st=15\text{cm} < \min \{3\text{ h} ; 33\text{ cm}\} \longrightarrow$ Vérifiée.

Sens y-y :

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{bd^2 f_{bc}} \rightarrow A_y^a = \frac{M_y^a}{\beta d \sigma_s}$$

$$\mu_b = \frac{70.34 \times 10^5}{100 \times 27^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.0677 < 0.392 \rightarrow SSA \rightarrow \beta = 0.965$$

$$A_y^a = \frac{70.34 \times 10^5}{0.965 \times 27 \times 348 \times 10^2} = 7.75 \text{ cm}^2 \text{ on prend : } 6\text{HA}14 \rightarrow A_y^a = 9.24 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement de $15\text{ cm} < \min \{4\text{ h} ; 45\text{ cm}\} \longrightarrow$ Vérifiée.

Tableau IX-5) : Tableau récapitulatif des sections d'armatures de la dalle

sens			$M_U(\text{KN}/\text{m}^2)$	μ_b	μ_l	obs	β	A_{Cal}	A_{min}	A_{adop}	A_s	S_t
		Appuis	129.78	0.125	0.392		0.932	14.82	2.4	8HA16	16.08	15
X-X	ELU	Travée	220.62	0.188			0.895	23.14	2.67	8HA20	25.13	15
		Appuis	70.34	0.067			0.965	7.75	2.4	6HA14	9.24	15
Y-Y	ELU	Travée	119.58	0.101			0.946	11.81	2.67	6HA16	12.06	15

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

Il faut vérifier que :

$$A_s \geq A_{min}$$

sens			$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	Observation
X-X		Appuis	16.08	2.4	Condition vérifiée
	ELU	Travée	25.13	2.67	Condition vérifiée
Y-Y		Appuis	9.24	2.4	Condition vérifiée
	ELU	Travée	12.06	2.67	Condition vérifiée

Tableau IX-6) : Vérification de la condition de non fragilité

a)-Vérification des contraintes dans le béton :

$$\rho = \frac{100 \times A_{XS}}{bd}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta d A_s}$$

- **aux appuis :**

$$\rho = \frac{100 \times 16.08}{100 \times 27} = 0.595 \rightarrow \beta_1 = 0.886 \rightarrow K_1 = 28.86$$

$$M_x = 105.49 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta d A_s} = \frac{105.49 \times 10^3}{0.886 \times 27 \times 16.08} = 274.23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{274.23}{28.86} = 9.52 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **en travées :**

$$\rho = \frac{100 \times 25.13}{100 \times 27} = 1.042 \rightarrow \beta_1 = 0.858 \rightarrow K_1 = 20.21$$

$$M_x = 179.33 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta d A_s} = \frac{179.33 \times 10^3}{0.858 \times 27 \times 25.13} = 274.99 \text{ MPa}$$

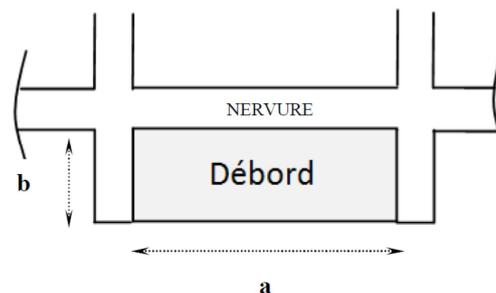
$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{274.99}{20.21} = 13.60 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Remarque :

Pour faciliter les travaux de ferrailage, et pour des raisons économiques, il faut adopter un même ferrailage pour tous les panneaux.

IX.3.2) Ferrailage du débord:

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.



❖ **Calcul des sollicitations :**

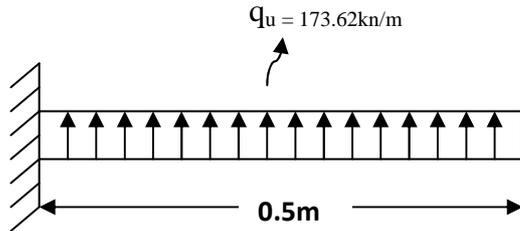


Fig IX-2)- schéma statique de débord

• **Sollicitation maximale :**

ELU :

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} \Rightarrow M_u = \frac{173.62}{2} \cdot (0.5)^2 = 21.70 \text{ KNm}$$

$$\Rightarrow M_u = 21.70 \text{ KN.m}$$

• **Calcul de ferrailage :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{21.70 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0.02 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,02 < \mu_{\text{lim}} = 0,392 \quad \beta = 0.992$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{21.62 \times 10^3}{0,99 \times 27 \times 34,8} = 2.32 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_s = 2,32 \text{ cm}^2$$

ELS :

$$M_s = \frac{q_u \cdot L^2}{2} \Rightarrow M_s = \frac{173.62}{2} \cdot (0.5)^2 = 21.70 \text{ KNm}$$

$$\Rightarrow M_s = 21.70 \text{ KN.m}$$

• **Calcul de ferrailage :**

$$\mu = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{15.91 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0.015 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,015 < \mu_{\text{lim}} = 0,392 \quad \beta = 0.828$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{15.91 \times 10^2}{0,828 \times 27 \times 34,8} = 2.04 \text{ cm}^2 / \text{mls}$$

$$A_s = 2.03 \text{ cm}^2$$

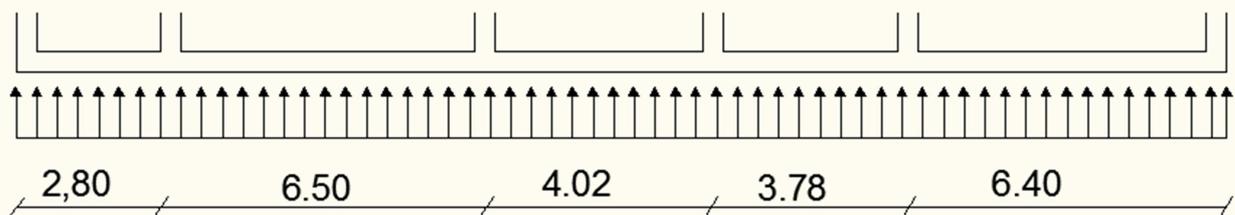
Les armatures du tablier sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord, Afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures du tablier seront prolonger et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

IX-3.3)- Ferrailage des nervures :

1)- Sollicitations de calcul :

- A L'ELU : $q_u = 173.62 \text{ kN} / \text{m}^2$.
- A L'ELS : $q_s = 127.29 \text{ kN} / \text{m}^2$.

Schéma statique de calcul :



FigIX-3)-Schéma statique de la Nervure

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

Remarque :

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul du ferrailage, on choisi la nervure la plus sollicitée dans les deux sens.

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (Lm) et le même effort tranchant (Lt) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

a) Cas de chargement trapézoïdal :

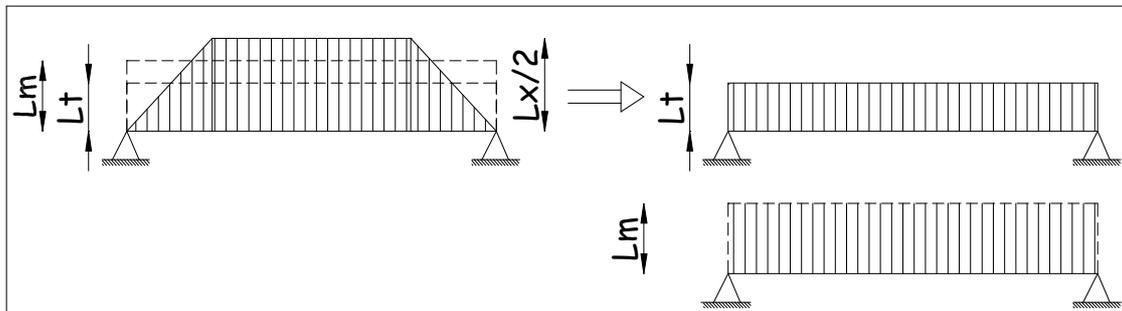


Fig.IX-4- Présentation des chargements simplifiés.

✓ **Effort tranchant :**

$$L_t = L_x \left(0,5 - \frac{\rho_x}{4} \right) \dots\dots(1)$$

✓ **Moment fléchissant :**

$$L_m = L_x \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right) \dots\dots(2)$$

b) Cas de chargement triangulaire :

$$L_x = L_y \Rightarrow \rho_x = 1$$

✓ **Effort tranchant :**

$$(1) \Rightarrow L_t = 0,25 \times L_x$$

✓ **Moment fléchissant :**

$$(2) \Rightarrow L_m = 0,333 \times L_x$$

2)-Calcul à l'ELU :

➤ **SENS LONGITUDINAL :**

Les valeurs des charges revenant sur la nervure sont données dans les tableaux suivants :

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

Tableau-IX-7)-Valeurs de calcul des charges des panneaux grandes portées.

Valeurs de calcul des charges revenant a la nervures des panneaux								
Travée	Lx [m]	Ly	ρ_x	q_u [KN/m ²]	Lm g	Lt g	Pm g	Pt g
1-2	2.80	5	0.56	173.62	0.93	0.7	161.46	121.53
2-3	5	6.50	0.77	173.62	2.00	1.53	347.24	265.63
3-4	4.20	5	0.84	173.62	1.33	1.00	230.91	173.62
4-5	3.78	5	0.75	173.62	1.25	0.94	217.00	163.20
5-6	5	6.40	0.78	173.62	1.99	1.52	345.50	263.90

Tableau-IX-8)- Valeurs de calcul des charges des panneaux petites portées.

Valeurs de calcul des charges revenant a la nervures des panneaux								
Travée	Lx [m]	Ly	ρ_x	q_u [KN/m ²]	Lm d	Lt d	Pm d	Pt d
1-2	2.80	4.02	0.70	173.62	0.93	0.70	161.46	121.53
2-3	4.02	6.50	0.61	173.62	1.76	1.40	305.57	243.06
3-4	4.02	4.02	1.00	173.62	1.33	1.00	230.91	173.62
4-5	3.78	4.02	0.94	173.62	1.25	0.94	217.02	163.20
5-6	4.02	6.40	0.62	173.62	1.75	1.38	303.83	239.59

Tableau.IX-9)-Valeurs de calcul des charges totales agissant sur la nervure.

Travée	Pm g KN/m	Pm d KN/m	Pt g KN/m	Pt d KN/m	Σ Pm KN/m	Σ Pt KN/m
1-2	161.46	161.46	121.53	121.53	322.92	243.06
2-3	347.24	305.57	265.63	243.06	652.81	508.69
3-4	230.91	230.91	173.62	173.62	461.82	346.04
4-5	217.00	217.02	163.20	163.20	434.02	326.40
5-6	345.50	303.83	263.90	239.59	649.33	509.49

3)-Détermination des sollicitations :

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel.

Les figures des cas de chargement et les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants les plus défavorables sont donnés dans les figures ci-après :

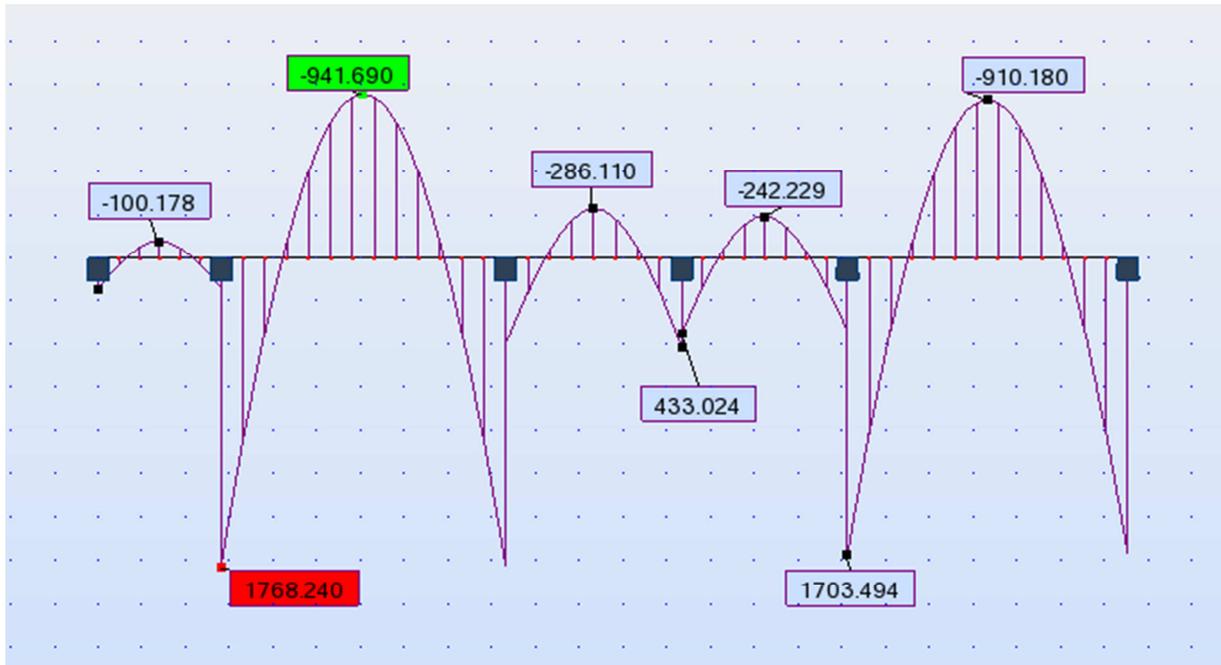


Fig-IX-5)- diagramme des moments fléchissant.



Fig-IX-6)- diagramme des efforts tranchant.

A). Détermination des sections d'armatures des nervures :

A.1). Armatures longitudinales :

Le calcul se fera avec les moments max, soit en travées ou en appuis.

$$M_{a \max} = 1768.24 \text{ kN.m}$$

$$M_{t \max} = 941.69 \text{ kN.m}$$

$$b = 50 \text{ cm} ; d = 117 \text{ cm} ; f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}.$$

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

Tableau-IX-10)- Calcul des armatures de la nervure.

Zone	$M_u (kN.m)$	μ	μ_1	Obs.	β	$A (cm^2)$	$A_{adobté} (cm^2)$
Appuis 2 et 3	1768.24	0,1819	0,392	S.S.A	0,899	48,30	10HA25 = 49.09
Travée 2-3	941.69	0,096	0,392	S.S.A	0,949	24,37	5HA20+5HA16 = 25.76

➤ **SENS TRANSVERSAL :**

Tableau. IX-11)-Valeurs de calcul des charges des panneaux grandes portées.

Valeurs de calcul des charges revenant a la nervures des panneaux								
Travée	Lx [m]	Ly	ρ_x	q_u [KN/m ²]	Lm g	Lt g	Pm g	Pt g
1-2	2.55	6.50	0.39	173.62	0.85	0.63	147.57	109.38
2-3	5	6.50	0.78	173.62	1.66	1.25	288.20	217.02
3-4	4.20	6.50	0.64	173.62	1.39	1.00	241.33	173.62
4-5	3.20	6.50	0.49	173.62	1.06	0.80	184.03	138.89
5-6	3.75	6..50	0.57	173.62	1.24	0.93	215.28	161.46

Tableau-IX-12)- Valeurs de calcul des charges des panneaux petites portées.

Valeurs de calcul des charges revenant a la nervures des panneaux								
Travée	Lx [m]	Ly	ρ_x	q_u [KN/m ²]	Lm d	Lt d	Pm d	Pt d
1-2	2.55	4.02	0.63	173.62	0.85	0.63	147.57	109.38
2-3	4.02	5	0.80	173.62	1.58	1.20	274.32	208.34
3-4	4.02	4.02	1	173.62	1.33	1.00	230.90	173.62
4-5	3.20	4.02	0.79	173.62	1.06	0.80	184.03	138.89
5-6	3.75	4.02	0.93	173.62	1.24	0.93	215.28	161.46

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

Tableau.IX-13-Valeurs de calcul des charges totales agissant sur la nervure.

Travée	Pm g KN/m	Pm d KN/m	Pt g KN/m	Pt d KN/m	ΣPm KN/m	ΣPt KN/m
1-2	147.57	147.57	109.38	109.38	295.14	218.76
2-3	288.20	274.32	217.02	208.34	562.52	425.36
3-4	241.33	230.90	173.62	173.62	472.23	347.24
4-5	184.03	184.03	138.89	138.89	368.06	277.78
5-6	215.28	215.28	161.46	161.46	430.56	322.92

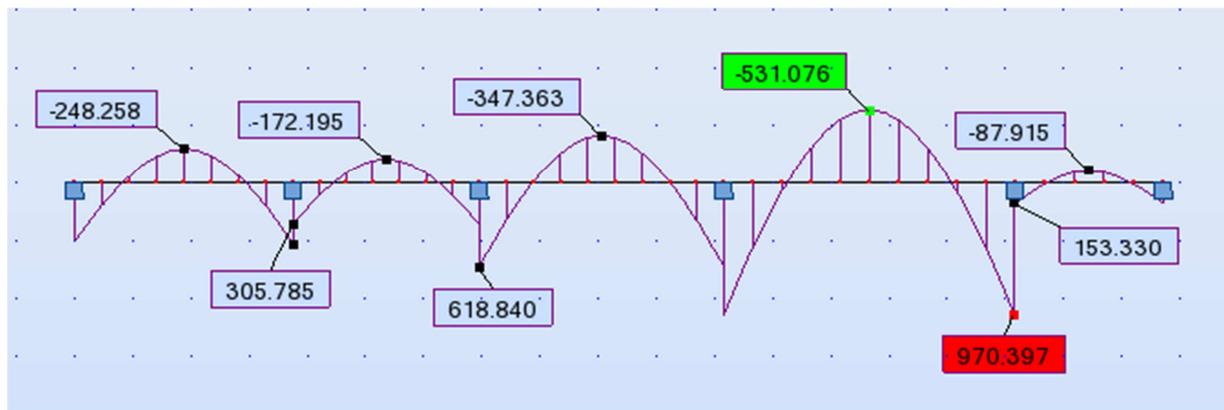


Fig-IX-7- diagramme des moments fléchissant.

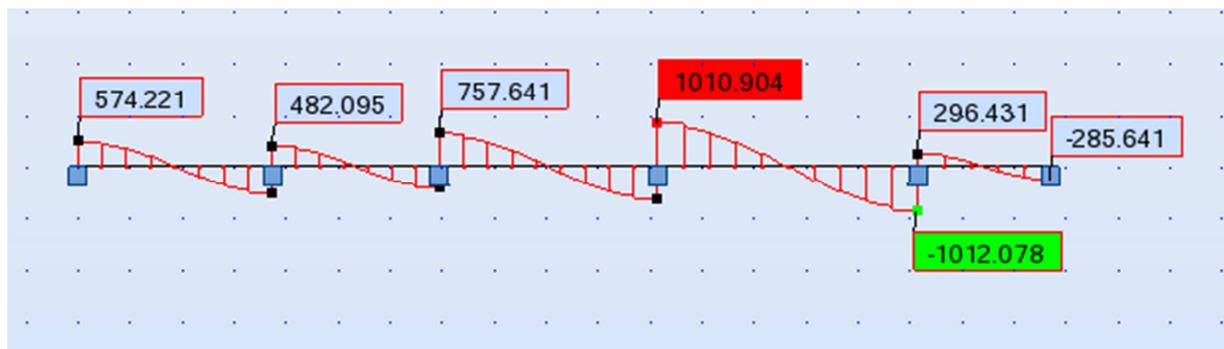


Fig-IX-8- diagramme des efforts tranchant. +

A.2. Armatures transversales :

Le calcul se fera avec les moments max, soit en travées ou en appuis.

$$M_{a \max} = 970.39 \text{ kN.m}$$

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

$$M_{t_{\max}} = 531 \text{ kN.m}$$

$$b = 55 \text{ cm}; d = 117 \text{ cm}; f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}.$$

Tableau-IX-14)- Calcul des armatures de la nervure.

Zone	M_u (kN.m)	μ	μ_1	Obs.	β	A (cm ²)	$A_{adobté}$ (cm ²)
Appuis 2 et 3	970.39	0,09	0,392	S.S.A	0,953	25	5HA20+5HA16 = 25.76
Travée 2-3	531	0,049	0,392	S.S.A	0.974	13.38	5HA16+5HA14 = 17.75

B) Vérifications à l'ELU :

➤ Condition de non fragilité

Sens transversal :

$$A_{\min} \geq 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \quad A_{\min} \geq 0,23 * 55 * 117 * \frac{2,1}{400} = 7.70 \text{ cm}^2$$

✓ En travée

$$A_u = 17.75 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 7.70 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{C.V}$$

✓ Aux appuis :

$$A_u = 25,76 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 7.70 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{C.V}$$

Sens longitudinal :

$$A_{\min} \geq 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \quad A_{\min} \geq 0,23 * 50 * 117 * \frac{2,1}{400} = 7.06 \text{ cm}^2$$

✓ En travée

$$A_u = 25.76 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 7.06 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{C.V}$$

✓ Aux appuis :

$$A_u = 49.09 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 7.06 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{C.V}$$

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL 91 modifié 99. Art. A. 5. 1. 221) :

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

Détermination des efforts tranchants :

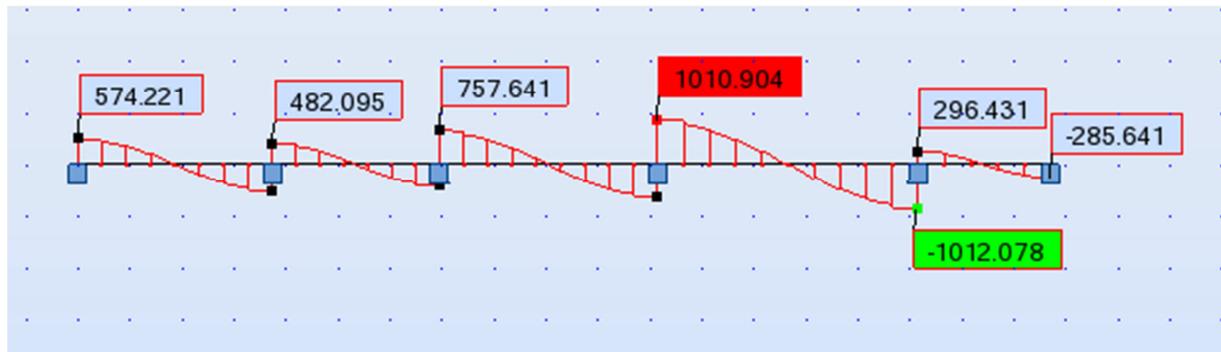


Fig IX-9) : Diagramme des efforts tranchants sur la nervure (sens transversal)

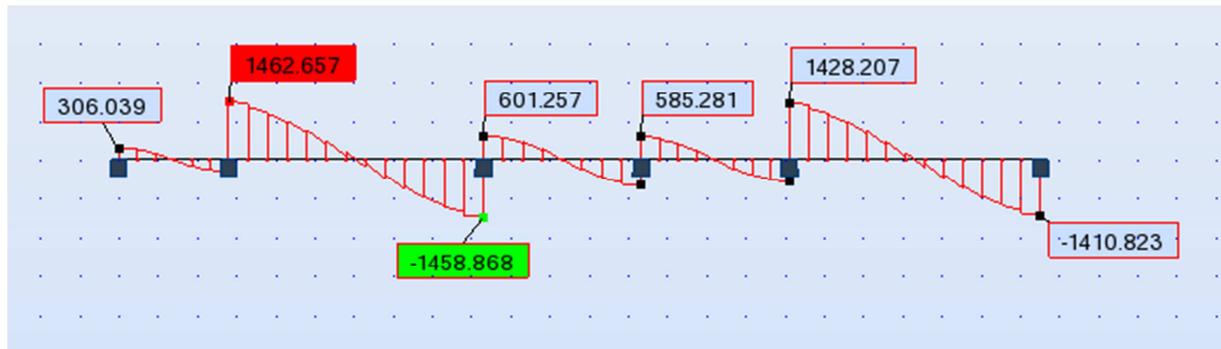


Fig IX-10) : Diagramme des efforts tranchants sur la nervure (Sens longitudinal)

-Sens transversal: $\tau_u = \frac{1010.90 \times 1000}{550 \times 1170} = 1,57 \text{MPa}$

-Sens longitudinal: $\tau_u = \frac{1462.66 \times 1000}{500 \times 1170} = 2.50 \text{MPa}$

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

La condition est vérifiée

- **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis**
(Art : A. 5 .1 .3) /BAEL 91 modifié 99 :

✓ **Sur le béton :**

$$V_u < \bar{V}_u; \quad \bar{V}_u = 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} . 0,9 . d . b_0$$

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

$$\text{-Sens transversal : } \bar{V}_u = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 1170 \times 550 = 3861000N$$

$$V_u = 1010.90KN < \bar{V}_u = 3861KN$$

$$\text{-Sens longitudinal : } \bar{V}_u = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 1170 \times 500 = 3510000N$$

$$V_u = 1462.66 KN < \bar{V}_u = 3510KN$$

➤ Sur l'acier :

$$A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u + H) \quad ; \text{ avec } H = \frac{M_{\text{amax}}}{0,9.d}$$

$$\text{-Sens transversal : } A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{400} (1010.90 \times 10^3 + \frac{-970.39 \times 10^6}{0,9 \times 1170})$$

$$A_{\text{appuis}} = 25.76 \text{cm}^2 \geq 2,56 \text{cm}^2$$

$$\text{-Sens longitudinal : } A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{400} (1462,65 \times 10^3 + \frac{-1768,24 \times 10^6}{0,9 \times 1170})$$

$$A_{\text{appuis}} = 49.09 \text{cm}^2 \geq 6.22 \text{cm}^2$$

Les armatures calculées sont suffisantes

➤ Armatures transversal :

✓ **Diamètre des aciers transversaux (Art .A.7.2, 2) BAEL 91 modifié 99 :**

Il faut vérifier que :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} \quad \phi_t \leq \min \left\{ 2 ; \frac{120}{35} ; \frac{55}{10} \right\} = 2 \text{cm}$$

✓ Le pourcentage minimal d'armatures transversales (Art. A.5.1, 22) :

Selon le BAEL 91 modifié 99

Il faut vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t < \min \{ 0,9d ; 40 \text{cm} \} \\ \frac{A_t * f_e}{b_0 * S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$S_t \leq \min\{105.3 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\} \text{ soit } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{V_u}{0.9 * d * \sigma_s} \Rightarrow A_t = \frac{S_t * V_u}{0.9 * d * \sigma_s} = \frac{200 * 1010.90 * 1000}{0.9 * 1170 * 348} = 5.51 \text{ cm}^2$$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} \quad ; \text{ On prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$\frac{A_t * f_e}{b_0 * S_t} = \frac{551 * 400}{550 * 200} = 2 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow C.V$$

Selon le RPA 99 modifié 2003 :

Espacement des armatures :

-En Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_l\right\} = \min\{30 \text{ cm}; 24 \text{ cm}\} \text{ On prend } S_t = 10 \text{ cm}$$

-En Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 60 \text{ cm}; \text{ On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 * S_t * b$$

$$A_t = 0.003 * 10 * 55 = 1.65 \text{ cm}^2$$

soit : $A_t = 6 \text{ HA}8 = 3.02 \text{ cm}^2 > A_{\min}$; pour (2cadre + 1étrier)

➤ **Armatures de peau : (BAEL91 modifié99, Art 4.5.34) :**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section étant moins égale à $3 \text{ cm}^2/\text{ml}$ de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en dehors des zones.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 120 cm, la quantité d'armature de peau nécessaire est donc :

Soit : 3HA12 / par paroi

C) Vérification des contraintes dans le béton :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

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

➤ **Sens transversal :**

✓ **Aux appuis :**

$$M_s = 711.44 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 970.39 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{970.39}{711.44} = 1,36 \quad \text{et} \quad \mu = 0,09 \rightarrow \alpha = 0,1181$$

$$\alpha = 0,1181 < \frac{1,36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43$$

✓ **En travée :**

$$M_s = 389.35 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 531.05 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{531.05}{389.35} = 1,36 \quad \text{et} \quad \mu = 0,049 \rightarrow \alpha = 0,0641$$

$$\alpha = 0,0641 < \frac{1,36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43$$

➤ **Sens longitudinal :**

✓ **Aux appuis :**

$$M_s = 1296.39 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 1768.24 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{1768.24}{1296.39} = 1,363 \quad \text{et} \quad \mu = 0,1819 \rightarrow \alpha = 0,2531$$

$$\alpha = 0,2531 < \frac{1,363-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43$$

✓ **En travée :**

$$M_s = 690.40 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 941.69 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{941.69}{690.40} = 1,363 \quad \text{et} \quad \mu = 0,096 \rightarrow \alpha = 0,1264$$

$$\alpha = 0,1264 < \frac{1,363-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas lieu de vérifier les contraintes dans le béton.

Chapitre X

**Etude de voile
périphérique**

Chapitre X : Etude du voile périphérique

X)-Etude du voile périphérique :

A- Introduction :

Afin de relier la structure à la superstructure dans le sol, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique qui reprendra les charges verticales et horizontales provenant du séisme et des poussées des terres.

Le voile périphérique assure un chaînage de la structure et forme un caisson rigide et indéformable, il permet de remplir les fonctions suivantes :

- Limiter les déplacements horizontaux relatifs aux fondations ;
- Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.

B- pré dimensionnement du voile périphérique :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 99 (Art 10.1.2 ; page 81) pour le voile périphérique est de 15 cm, on opte pour épaisseur de 20 cm.

a) Contrainte de sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont : σ_H et σ_V

σ_H : Contrainte horizontale

σ_V : Contrainte verticale

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V$$

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$$

Avec : K_0 : coefficient de poussée des terres

φ : angle de frottement interne

b) Caractéristiques du sol :

$$\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$$

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi = 35^\circ$$

c) Calcul des sollicitations :

ELU :

$$\sigma_H = k_0 \times \sigma_v = k_0 (1.35 \times \gamma \times h + 1.5q)$$

$$h=0\text{m} \rightarrow \sigma_{H1} = 1.5 \times 0.521 \times 10 = 7.81 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{H1} = 7.81 \text{ KN/m}^2$$

$$h=3.91\text{m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.521 [1.35 \times 17 \times 3.91 + 1.5 \times 10] = 54.56 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{H2} = 54.56 \text{ KN/m}^2$$

Chapitre X : Etude du voile périphérique

ELS:

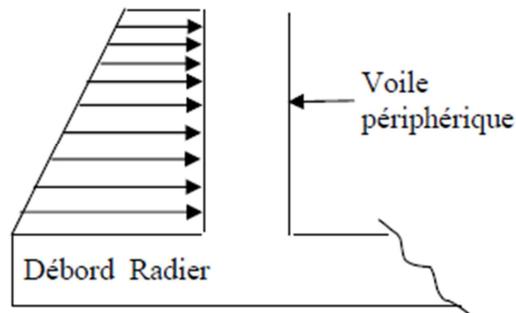
$$\sigma_H = k_0 \times \sigma_v = k_0(\gamma \times h + q)$$

$$h=0m \rightarrow \sigma_{H1} = 0.521 \times 10 = 5.21 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{H1} = 5.21 \text{KN/m}^2$$

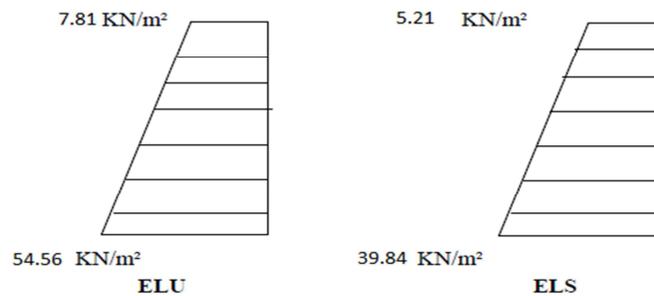
$$h=3.91m \rightarrow \sigma_{H2} = 0.521[17 \times 3.91 + 10] = 39.84 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{H2} = 39.84 \text{KN/m}^2$$



FigX-1)

Diagramme des contraintes :



FigX-2)

ELU:

$$q_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} = \frac{3 \times 54.56 + 7.81}{4} = 42.87 \text{KN/ml}$$

ELS:

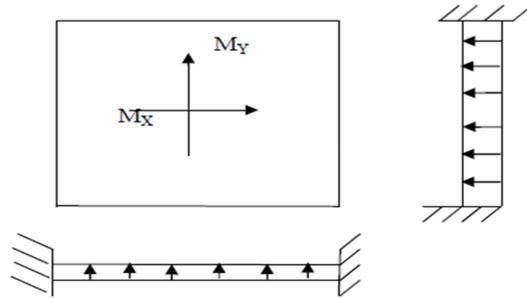
$$q_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} = \frac{3 \times 39.84 + 5.21}{4} = 31.18 \text{KN/ml}$$

Chapitre X : Etude du voile périphérique

D) Ferrailage du voile périphérique :

1. Méthode de calcul :

Le voile périphérique sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées sur 4 cotés au niveau des nervures et des poteaux.



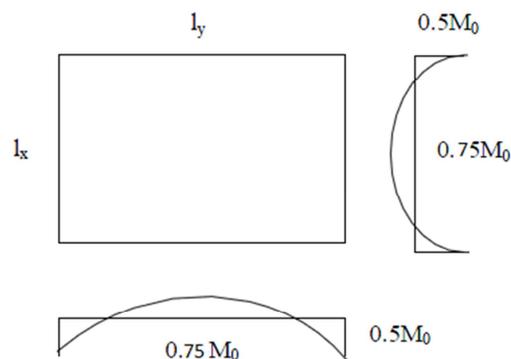
FigX-3)

2. Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 cotés.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité du panneau, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.75
- Moment en appui: 0.5



FigX-4)

-Identification des panneaux :

$$l_x = 3.91 \text{ m}$$

$$l_y = 6.50$$

$$\varphi = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.91}{6.50} = 0.603 > 0.4 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

ELU :

$$\varphi = 0.60 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0812 \\ \mu_y = 0.305 \end{cases}$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 = 0.0812 \times 42.87 \times 3.91^2 = 53.21 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0.305 \times 53.21 = 16.23 \text{ KN.m}$$

-Correction des moments :

-Sens XX :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,5 M_{0X} = 0,5 \times 53.21 = 26.60 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,75 M_{0X} = 0,75 \times 53.21 = 39.90 \text{ KN.m}$$

-Sens YY

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,5 M_{0Y} = 0,5 \times 16.23 = 8.11 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,75 M_{0Y} = 0,75 \times 16.23 = 12.17 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$\varphi = 0.60 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0861 \\ \mu_y = 0.476 \end{cases}$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 = 0.0861 \times 31.18 \times 3.91^2 = 41.04 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0.476 \times 41.04 = 19.53 \text{ KN.m}$$

-Correction des moments :

-Sens XX :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,5 M_{0X} = 0,5 \times 41.04 = 20.52 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,75 M_{0X} = 0,75 \times 41.04 = 30.78 \text{ KN.m}$$

-Sens YY

$$\text{-Aux appuis : } M_a = 0,5 M_{0Y} = 0,5 \times 19.53 = 9.765 \text{ KN.m}$$

$$\text{-En travée : } M_t = 0,75 M_{0Y} = 0,75 \times 19.53 = 14.64 \text{ KN.m}$$

Chapitre X : Etude du voile périphérique

Tableau X.1): ferrailage du voile périphérique :

Sens	zone	Mu (KN.m)	μ_u	μ_l	section	β	A (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadoptée (cm ²)	st (cm)
xx	Appuis	26.60	0.064	0.392	SSA	0.967	4.65	2	7HA12 =7.92	15
	Travée	39.90	0.097	0.392	SSA	0.948	7.11	2	7HA12 =7.92	15
yy	Appuis	8.11	0.019	0.392	SSA	0.990	1.38	2	7HA12 =7.92	15
	Travée	12.17	0.029	0.392	SSA	0.985	2.08	2	7HA12 =7.92	15

3. Recommandations du RPA :

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (Horizontal et vertical)
- $A \geq 0.001bh = 0.001 \times 100 \times 20 = 2\text{cm}^2$

Les deux nappes sont reliées par quatre épingles/m² de HA8.

4) vérification à l'ELS :

- **vérification de la contrainte dans le béton :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.06f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

Si la condition suivante est satisfaite, la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

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

Tableau X.2) : vérification des contraintes à L'ELS :

sens	zone	Mu	Ms	γ	α	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	observation
xx	Appuis	26.60	20.52	1.29	0.0828	0.395	vérifiée
	Travée	39.90	30.78	1.29	0.1291	0.395	vérifiée
yy	Appuis	8.11	9.765	0.83	0.0252	0.165	vérifiée
	Travée	12.17	14.64	0.83	0.0381	0.165	vérifiée

⇒ Donc la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

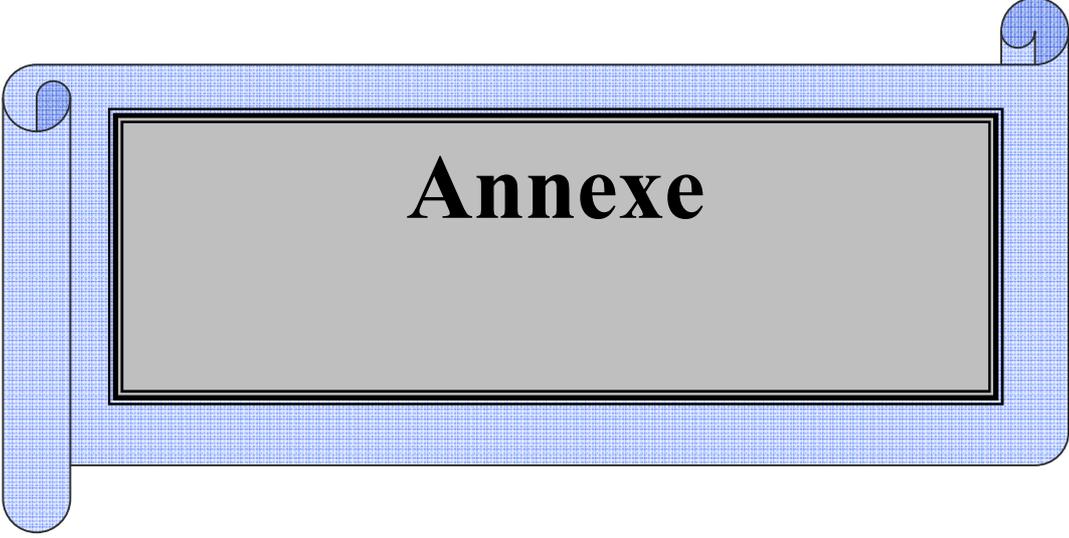
Conclusion

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en génie civil.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple, nous citerons l'ETABS que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet.

Ce travail est une petite contribution avec la quelle nous espérons quelle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.



Annexe

Efforts internes en appuis et travées dans les poutres secondaire

Efforts internes en travées dans les poutres secondaires :
OutputCase case type

Story M3	Beam	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
STORY1 26,672	B48	GQEY MAX	2,5	0	32,56	0	0,635	0
STORY1 35,799	B48	GQEY MAX	2,95	0	36,38	0	0,635	0
STORY2 -66,166	B48	EYGQ MIN	2,95	0	-46,92	0	-1,41	0
STORY2 71,098	B48	08GEY MAX	0,25	0	44,69	0	1,523	0
STORY3 -84,904	B48	EYGQ MIN	3	0	-65,43	0	-1,828	0
STORY3 97,894	B48	08GEY MAX	0,2	0	59,23	0	2,583	0
STORY4 74,719	B48	GQEY MAX	2,533	0	80,5	0	2,976	0
STORY4 111,676	B48	GQEY MAX	3	0	83,71	0	2,976	0
STORY5 -94,336	B48	EYGQ MIN	3	0	-77,86	0	-2,171	0
STORY5 112,975	B48	08GEY MAX	0,2	0	68,27	0	3,609	0
STORY6 -85,91	B48	EYGQ MIN	3,05	0	-74,54	0	-2,113	0
STORY6 113,328	B48	08GEY MAX	0,15	0	62,89	0	4,718	0
STORY7 -86,82	B48	EYGQ MIN	3,05	0	-77,16	0	-1,51	0
STORY7 113,825	B48	08GEY MAX	0,15	0	63,51	0	4,924	0
STORY8 -83,134	B48	EYGQ MIN	3,05	0	-76,81	0	-0,876	0
STORY8 110,83	B48	08GEY MAX	0,15	0	61,37	0	5,13	0
STORY9 -87,6	B48	EYGQ MIN	3,05	0	-78,77	0	6,698	0
STORY9 111,446	B48	08GEY MAX	0,15	0	62,93	0	6,8	0
STORY10 70,321	B48	GQEY MAX	2,567	0	70,22	0	9,649	0
STORY10 108,543	B48	GQEY MAX	3,05	0	73,54	0	9,649	0
STORY11 -74,086	B48	EYGQ MIN	3,05	0	-62,68	0	6,474	0
STORY11 89,471	B48	08GEY MAX	0,15	0	50,17	0	8,694	0

Efforts internes en appuis dans les poutres secondaires :

Story	Beam	Efforts internes en appuis et travées dans les poutres secondaire	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
M3 STORY1 35,799	B48	GQEY MAX		2,95	0	36,38	0	0,635	0
STORY1 -44,77	B48	GQEY MIN		0,25	0	-41,31	0	-0,436	0
STORY2 69,668	B48	GQEY MAX		2,95	0	59,96	0	1,556	0
STORY2 -84,429	B48	GQEY MIN		0,25	0	-67,22	0	-1,41	0
STORY3 94,012	B48	GQEY MAX		3	0	73,7	0	2,73	0
STORY3 -116,12	B48	GQEY MIN		0,2	0	-84,67	0	-1,828	0
STORY4 111,676	B48	GQEY MAX		3	0	83,71	0	2,976	0
STORY4 -132,506	B48	GQEY MIN		0,2	0	-96,83	0	-1,697	0
STORY5 108,474	B48	GQEY MAX		3	0	82,12	0	3,883	0
STORY5 -136,461	B48	GQEY MIN		0,2	0	-97,09	0	-2,171	0
STORY6 103,864	B48	GQEY MAX		3,05	0	76,92	0	5,198	0
STORY6 -141,176	B48	GQEY MIN		0,15	0	-94,46	0	-2,113	0
STORY7 107,703	B48	GQEY MAX		3,05	0	77,23	0	5,546	0
STORY7 -144,956	B48	GQEY MIN		0,15	0	-97,09	0	-1,51	0
STORY8 107,031	B48	GQEY MAX		3,05	0	74,78	0	5,909	0
STORY8 -144,605	B48	GQEY MIN		0,15	0	-96,73	0	-0,876	0
STORY9 109,78	B48	GQEY MAX		3,05	0	76,46	0	9,444	0
STORY9 -147,537	B48	GQEY MIN		0,15	0	-98,69	0	6,698	0
STORY10 108,543	B48	GQEY MAX		3,05	0	73,54	0	9,649	0
STORY10 -144,863	B48	GQEY MIN		0,15	0	-97,34	0	7,09	0
STORY11 87,299	B48	GQEY MAX		3,05	0	64,06	0	11,558	0
STORY11 -122,004	B48	GQEY MIN		0,15	0	-81,66	0	6,474	0

Efforts internes en appuis dans les poutres principales

ETABS v9.7.0 File:OSSATURE Units:KN-m août 7, 2012 11:51 PAGE 7
 Efforts internes en appuis dans les poutres principales :
 OutputCase case type

Story	Beam	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3
STORY11	B69	GQEX	MIN	5,85	0	98,88	0	8,064	0
-172,296									
STORY11	B69	GQEX	MIN	5,85	0	120,88	0	13,396	0
-172,167									
STORY11	B69	GQEX	MIN	6,35	0	123,38	0	13,396	0
-251,141									
STORY11	B69	08GEX	MAX	0,15	0	-39,97	0	-7,045	0
27,954									
STORY10	B69	EXQG	MIN	5,85	0	89,23	0	10,032	0
-180,975									
STORY10	B69	EXQG	MIN	5,85	0	112,41	0	15,68	0
-180,912									
STORY10	B69	EXQG	MIN	6,35	0	114,91	0	15,68	0
-262,52									
STORY10	B69	GQEX	MAX	0	0	-98,6	0	-12,987	0
46,773									
STORY9	B69	EXQG	MIN	5,85	0	108,89	0	15,163	0
-176,747									
STORY9	B69	EXQG	MIN	6,35	0	111,39	0	15,163	0
-256,979									
STORY9	B69	GQEX	MAX	0,15	0	-77,3	0	-8,113	0
-13,364									
STORY9	B69	GQEX	MAX	0,65	0	-74,8	0	-8,113	0
24,663									
STORY8	B69	EXQG	MIN	5,85	0	106,14	0	14,606	0
-178,259									
STORY8	B69	EXQG	MIN	6,325	0	108,52	0	14,606	0
-254,815									
STORY8	B69	GQEX	MAX	0,175	0	-74,67	0	-7,982	0
-2,543									
STORY8	B69	GQEX	MAX	0,65	0	-72,3	0	-7,982	0
32,364									
STORY7	B69	GQEX	MIN	5,85	0	103,07	0	13,543	0
-176,675									
STORY7	B69	GQEX	MIN	6,325	0	105,45	0	13,543	0
-253,307									
STORY7	B69	08GEX	MAX	0,175	0	-40,93	0	-4,393	0
24,07									
STORY7	B69	08GEX	MAX	0,65	0	-39,03	0	-4,393	0
43,06									
STORY6	B69	EXQG	MIN	5,85	0	101,81	0	12,389	0
-168,772									
STORY6	B69	EXQG	MIN	6,325	0	104,18	0	12,389	0
-243,614									
STORY6	B69	GQEX	MAX	0,175	0	-77,77	0	-6,899	0
-8,566									
STORY6	B69	GQEX	MAX	0,65	0	-75,4	0	-6,899	0
27,813									
STORY5	B69	EXQG	MIN	5,85	0	74,52	0	7,565	0
-162,627									
STORY5	B69	EXQG	MIN	5,85	0	96,62	0	11,157	0
-162,542									

Efforts internes en appuis dans les poutres principales

STORY5 -228,429	B69	EXQG MIN	6,275	0	98,75	0	11,157	0
STORY5 -1,083	B69	GQEX MAX	0,225	0	-76,87	0	-7,069	0
STORY4 -155,031	B69	GQEX MIN	5,85	0	97,04	0	11,475	0
STORY4 -220,238	B69	GQEX MIN	6,275	0	99,16	0	11,475	0
STORY4 22,359	B69	08GEX MAX	0,225	0	-43,66	0	-4,247	0
STORY4 40,553	B69	08GEX MAX	0,65	0	-41,96	0	-4,247	0
STORY3 -139,733	B69	GQEX MIN	5,85	0	76,15	0	7,513	0
STORY3 -139,584	B69	GQEX MIN	5,85	0	98,29	0	10,853	0
STORY3 -201,827	B69	GQEX MIN	6,275	0	100,42	0	10,853	0
STORY3 5,065	B69	08GEX MAX	0,225	0	-49,4	0	-4,418	0
STORY2	B69	ELU	5,85	0	188,26	0	19,648	0
STORY2	B69	ELU	6,225	0	190,79	0	19,648	0
STORY2	B69	ELS	0,275	0	-117,83	0	-13,018	0
STORY2	B69	ELS	0,65	0	-115,95	0	-13,018	0
STORY1	B69	ELU	5,85	0	215,99	0	22,344	0
STORY1	B69	ELU	6,225	0	218,52	0	22,344	0
STORY1	B69	ELS	0,275	0	-141,1	0	-14,292	0
STORY1	B69	ELS	0,65	0	-139,23	0	-14,292	0
								-117,596
								-188,67
								-83,21
								-39,375
								-126,906
								-208,377
								-107,839
								-55,278

fechier resultat 1

ETABS v9.7.0 File:OSSATURE Units:KN-m août 7, 2012 11:57 PAGE 1

LOADING COMBINATIONS

COMBO	COMBO TYPE	CASE	CASE TYPE	SCALE FACTOR
ELU	ADD	G	Static	1,3500
		Q	Static	1,5000
ELS	ADD	G	Static	1,0000
		Q	Static	1,0000
EXQG	ADD	G	Static	1,0000
		Q	Static	1,0000
		EX	Spectra	1,0000
GQEX	ADD	G	Static	1,0000
		Q	Static	1,0000
		EX	Spectra	-1,0000
08GEX	ADD	G	Static	0,8000
		EX	Spectra	1,0000
EX08G	ADD	G	Static	0,8000
		EX	Spectra	-1,0000
GQEY	ADD	G	Static	1,0000
		Q	Static	1,0000
		EY	Spectra	1,0000
EYGQ	ADD	G	Static	1,0000
		Q	Static	1,0000
		EY	Spectra	-1,0000
08GEY	ADD	G	Static	0,8000
		EY	Spectra	1,0000
EY08G	ADD	G	Static	0,8000
		EY	Spectra	-1,0000

ETABS v9.7.0 File:OSSATURE Units:KN-m août 7, 2012 11:51 PAGE 1

MODAL PERIODS AND FREQUENCIES

MODE FREQ NUMBER (RADIANS/TIME)	PERIOD (TIME)	FREQUENCY (CYCLES/TIME)	CIRCULAR
Mode 1 6,78613	0,92589	1,08005	
Mode 2 7,09240	0,88590	1,12879	
Mode 3 23,39505	0,26857	3,72344	
Mode 4 25,34038	0,24795	4,03305	
Mode 5 52,65754	0,11932	8,38071	
Mode 6 57,17423	0,10990	9,09956	
Mode 7 89,18604	0,07045	14,19440	
Mode 8 96,74497	0,06495	15,39744	
Mode 9 125,41597	0,05010	19,96057	
Mode 10 134,50451	0,04671	21,40706	
Mode 11	0,03938	25,39456	

fechier resultat 1

159,55872
 Mode 12
 168,65697

0,03725

26,84259

ETABS v9.7.0 File:OSSATURE Units:KN-m août 7, 2012 11:51 PAGE 2

MODAL PARTICIPATING MASS RATIOS

MODE RY-ROTN NUMBER %MASS <SUM>	X-TRANS RZ-ROTN %MASS <SUM> %MASS <SUM>	Y-TRANS %MASS <SUM>	Z-TRANS %MASS <SUM>	RX-ROTN %MASS <SUM>
Mode 1 89,83 < 90>	56,18 < 56> 4,35 < 4>	3,90 < 4>	0,00 < 0>	6,05 < 6>
Mode 2 5,95 < 96>	3,69 < 60> 14,45 < 19>	58,54 < 62>	0,00 < 0>	90,89 < 97>
Mode 3 2,78 < 99>	16,76 < 77> 0,75 < 20>	0,66 < 63>	0,00 < 0>	0,07 < 97>
Mode 4 0,13 < 99>	0,77 < 77> 58,06 < 78>	15,97 < 79>	0,00 < 0>	1,92 < 99>
Mode 5 0,64 < 99>	6,06 < 83> 0,21 < 78>	0,08 < 79>	0,00 < 0>	0,01 < 99>
Mode 6 0,01 < 99>	0,08 < 84> 1,19 < 79>	5,74 < 85>	0,00 < 0>	0,53 < 99>
Mode 7 0,19 <100>	3,01 < 87> 0,85 < 80>	0,00 < 85>	0,00 < 0>	0,00 < 99>
Mode 8 0,00 <100>	0,00 < 87> 1,28 < 81>	2,99 < 88>	0,00 < 0>	0,15 <100>
Mode 9 0,12 <100>	2,24 < 89> 0,79 < 82>	0,00 < 88>	0,00 < 0>	0,00 <100>
Mode 10 0,00 <100>	0,00 < 89> 11,88 < 94>	2,27 < 90>	0,00 < 0>	0,10 <100>
Mode 11 0,09 <100>	2,13 < 91> 0,90 < 95>	0,01 < 90>	0,00 < 0>	0,00 <100>
Mode 12 0,00 <100>	0,02 < 91> 0,68 < 95>	1,84 < 92>	0,00 < 0>	0,07 <100>

ETABS v9.7.0 File:OSSATURE Units:KN-m août 7, 2012 11:51 PAGE 5

RESPONSE SPECTRUM ACCELERATIONS
 (IN RESPONSE SPECTRUM LOCAL COORDINATES)

SPEC U2	MODE U3	PERIOD	DAMP-RATIO	SPEC-FACTOR	U1
EX 0,000000	Mode 1 0,000000	0,925887	0,070000	1,000000	0,731057
EX 0,000000	Mode 2 0,000000	0,885904	0,070000	1,000000	0,752599
EX 0,000000	Mode 3 0,000000	0,268569	0,070000	1,000000	1,102000
EX 0,000000	Mode 4 0,000000	0,247951	0,070000	1,000000	1,102000
EX 0,000000	Mode 5 0,000000	0,119322	0,070000	1,000000	1,477961
EX 0,000000	Mode 6 0,000000	0,109895	0,070000	1,000000	1,521887
EX 0,000000	Mode 7 0,000000	0,070450	0,070000	1,000000	1,843403
EX 0,000000	Mode 8 0,000000	0,064946	0,070000	1,000000	1,894705
EX 0,000000	Mode 9 0,000000	0,050099	0,070000	1,000000	2,033080
EX 0,000000	Mode 10 0,000000	0,046714	0,070000	1,000000	2,064630

fechier resultat 1

0,000000	0,000000				
EX	Mode 11	0,039379	0,070000	1,000000	2,132992
0,000000	0,000000				
EX	Mode 12	0,037254	0,070000	1,000000	2,152791
0,000000	0,000000				
EY	Mode 1	0,925887	0,070000	1,000000	0,000000
0,731057	0,000000				
EY	Mode 2	0,885904	0,070000	1,000000	0,000000
0,752599	0,000000				
EY	Mode 3	0,268569	0,070000	1,000000	0,000000
1,102000	0,000000				
EY	Mode 4	0,247951	0,070000	1,000000	0,000000
1,102000	0,000000				
EY	Mode 5	0,119322	0,070000	1,000000	0,000000
1,477961	0,000000				
EY	Mode 6	0,109895	0,070000	1,000000	0,000000
1,521887	0,000000				
EY	Mode 7	0,070450	0,070000	1,000000	0,000000
1,843403	0,000000				
EY	Mode 8	0,064946	0,070000	1,000000	0,000000
1,894705	0,000000				
EY	Mode 9	0,050099	0,070000	1,000000	0,000000
2,033080	0,000000				
EY	Mode 10	0,046714	0,070000	1,000000	0,000000
2,064630	0,000000				
EY	Mode 11	0,039379	0,070000	1,000000	0,000000
2,132992	0,000000				
EY	Mode 12	0,037254	0,070000	1,000000	0,000000
2,152791	0,000000				

ETABS v9.7.0 File:OSSATURE Units:KN-m août 7, 2012 11:51 PAGE 7

R E S P O N S E S P E C T R U M B A S E R E A C T I O N S
(IN RESPONSE SPECTRUM LOCAL COORDINATES)

SPEC	MODE	DIR	F1	F2	F3
M1	M2	M3			
EX	Mode 1	U1	2547,12	-670,76	0,00
16681,207	64287,137	-28101,923			
EX	Mode 2	U1	172,34	686,16	0,00
-17067,182	4367,528	5853,290			
EX	Mode 3	U1	1145,02	-227,00	0,00
1454,788	9301,609	-12762,476			
EX	Mode 4	U1	52,52	239,43	0,00
-1656,354	428,985	3122,759			
EX	Mode 5	U1	555,24	-64,67	0,00
405,825	3605,941	-5640,638			
EX	Mode 6	U1	7,57	64,05	0,00
-389,060	46,767	726,310			
EX	Mode 7	U1	343,53	-11,57	0,00
52,006	1720,513	-3370,584			
EX	Mode 8	U1	0,17	7,71	0,00
-34,269	0,658	78,576			
EX	Mode 9	U1	282,72	6,18	0,00
-22,202	1288,548	-2623,169			
EX	Mode 10	U1	0,42	-11,12	0,00
46,878	2,102	-176,733			
EX	Mode 11	U1	281,45	21,26	0,00
-76,201	1152,681	-2465,977			
EX	Mode 12	U1	2,80	-26,22	0,00
98,763	11,430	-298,175			

fechier resultat 1

EX	A11	A11	3295,14	337,25	0,00
7286,129	72687,99	28610,452			
EY	Mode 1	U2	-670,76	176,64	0,00
-4392,841	-16929,422	7400,381			
EY	Mode 2	U2	686,16	2731,87	0,00
-67950,602	17388,704	23304,057			
EY	Mode 3	U2	-227,00	45,00	0,00
-288,414	-1844,058	2530,180			
EY	Mode 4	U2	239,43	1091,51	0,00
-7550,953	1955,649	14235,971			
EY	Mode 5	U2	-64,67	7,53	0,00
-47,265	-419,973	656,947			
EY	Mode 6	U2	64,05	541,71	0,00
-3290,254	395,503	6142,353			
EY	Mode 7	U2	-11,57	0,39	0,00
-1,752	-57,949	113,525			
EY	Mode 8	U2	7,71	351,39	0,00
-1562,748	29,990	3583,212			
EY	Mode 9	U2	6,18	0,14	0,00
-0,485	28,173	-57,352			
EY	Mode 10	U2	-11,12	291,17	0,00
-1227,821	-55,057	4628,926			
EY	Mode 11	U2	21,26	1,61	0,00
-5,756	87,074	-186,282			
EY	Mode 12	U2	-26,22	245,26	0,00
-923,984	-106,936	2789,603			
EY	A11	A11	337,25	3401,37	0,00
76014,067	7447,561	37854,944			

Les moments dans lesq poutres principales en travées

ETABS v9.7.0 File:OSSATURE Units:KN-m août 7, 2012 11:51 PAGE 7
 Efforts internes en travées dans les poutres principales :
 OutputCase case type

Story	Beam	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3
STORY11	B69	ELU	1,95	0	-13,62	0	-8,456	0	123,347
STORY11	B69	ELU	2,275	0	-11,43	0	-8,456	0	127,417
STORY11	B69	ELU	2,6	0	-9,23	0	-8,456	0	130,774
STORY11	B69	ELU	2,6	0	18,9	0	-5,752	0	131,289
STORY11	B69	ELU	2,925	0	21,09	0	-5,752	0	124,791
STORY11	B69	ELU	3,25	0	23,28	0	-5,752	0	117,58
STORY11	B69	ELU	3,25	0	52,01	0	-2,467	0	118,199
STORY10	B72	ELU	1,95	0	-76,32	0	3,625	0	103,057
STORY10	B72	ELU	1,95	0	-16,12	0	3,715	0	109,925
STORY10	B72	ELU	2,1	0	-15,11	0	3,715	0	112,267
STORY10	B72	ELU	2,1	0	16,73	0	-2,315	0	129,261
STORY10	B72	ELU	2,6	0	20,11	0	-2,315	0	120,051
STORY10	B72	ELU	2,6	0	32,53	0	-2,282	0	115,026
STORY10	B72	ELU	2,925	0	34,73	0	-2,282	0	104,096
STORY9	B72	ELU	1,95	0	-76,08	0	4,492	0	103,53
STORY9	B72	ELU	1,95	0	-16,06	0	4,582	0	110,374
STORY9	B72	ELU	2,1	0	-15,05	0	4,582	0	112,706
STORY9	B72	ELU	2,1	0	16,83	0	-2,475	0	129,56
STORY9	B72	ELU	2,6	0	20,21	0	-2,475	0	120,298
STORY8	B72	ELU	1,95	0	-77,49	0	4,517	0	100,299
STORY8	B72	ELU	1,95	0	-16,38	0	4,609	0	107,265
STORY8	B72	ELU	2,1	0	-15,37	0	4,609	0	109,646
STORY8	B72	ELU	2,1	0	16,01	0	-2,119	0	126,693
STORY8	B72	ELU	2,6	0	19,39	0	-2,119	0	117,842
STORY8	B72	ELU	2,6	0	31,66	0	-2,084	0	112,9
STORY8	B72	ELU	2,925	0	33,85	0	-2,084	0	102,255
STORY7	B30	ELU	2,86	0	-37,21	0	14,782	0	122,03
STORY7	B30	ELU	3,16	0	-35,19	0	14,782	0	132,891
STORY7	B30	ELU	3,16	0	6,94	0	19,298	0	137,677
STORY7	B30	ELU	3,2	0	7,21	0	19,298	0	137,394
STORY7	B30	ELU	3,2	0	23,15	0	9,422	0	137,44
STORY7	B30	ELU	3,52	0	25,31	0	9,422	0	129,686
STORY6	B267	08GEX MAX		1,88	0	97,9	0	10,363	0
137,794									
STORY6	B267	08GEX MAX		1,885	0	97,92	0	10,363	0
137,305									
STORY6	B267	08GEX MAX		1,885	0	101,2	0	4,128	0
136,934									
STORY6	B267	08GEX MAX		2,199	0	102,46	0	4,128	0
104,963									
STORY6	B267	08GEX MAX		1,88	0	97,9	0	10,363	0
137,794									
STORY6	B267	08GEX MAX		1,885	0	97,92	0	10,363	0
137,305									
STORY6	B267	08GEX MAX		1,885	0	101,2	0	4,128	0
136,934									
STORY5	B267	EX08G MAX		1,885	0	131,43	0	3,26	0
156,004									
STORY5	B267	EX08G MAX		2,199	0	132,68	0	3,26	0
114,53									

Les moments dans les poutres principales en travées

STORY5 30,085	B267	EX08G MAX	1,257	0	30,29	0	5,281	0	
STORY5 39,483	B267	EX08G MAX	1,568	0	31,54	0	5,281	0	
STORY5 48,494	B267	EX08G MAX	1,88	0	32,79	0	5,281	0	
STORY5 156,985	B267	EX08G MAX	1,88	0	128,19	0	9,203	0	
STORY5 156,344	B267	EX08G MAX	1,885	0	128,21	0	9,203	0	
STORY4 29,935	B267	08GEX MAX	1,257	0	28,32	0	4,576	0	
STORY4 39,239	B267	08GEX MAX	1,568	0	29,56	0	4,576	0	
STORY4 48,155	B267	08GEX MAX	1,88	0	30,81	0	4,576	0	
STORY4 155,901	B267	08GEX MAX	1,88	0	138,22	0	8,008	0	
STORY4 155,21	B267	08GEX MAX	1,885	0	138,24	0	8,008	0	
STORY4 154,895	B267	08GEX MAX	1,885	0	141,58	0	2,303	0	
STORY4 110,225	B267	08GEX MAX	2,199	0	142,84	0	2,303	0	
STORY3 151,384	B267	08GEX MAX	1,88	0	130,39	0	7,555	0	
STORY3 150,732	B267	08GEX MAX	1,885	0	130,41	0	7,555	0	
STORY3 150,453	B267	08GEX MAX	1,885	0	133,83	0	2,41	0	
STORY3 108,221	B267	08GEX MAX	2,199	0	135,09	0	2,41	0	
STORY3 65,606	B267	08GEX MAX	2,513	0	136,34	0	2,41	0	
STORY3 65,624	B267	08GEX MAX	2,513	0	139,42	0	-1,376	0	
STORY3 21,712	B267	08GEX MAX	2,828	0	140,68	0	-1,376	0	
STORY3 16,047	B267	08GEX MAX	3,142	0	141,94	0	-1,376	0	
STORY2 24,752	B267	EXQG MAX	1,568	0	13,53	0	4,997	0	
STORY2 29,945	B267	EXQG MAX	1,88	0	15,09	0	4,997	0	
STORY2 138,222	B267	EXQG MAX	1,88	0	117,91	0	8,079	0	
STORY2 137,632	B267	EXQG MAX	1,885	0	117,94	0	8,079	0	
STORY2 137,396	B267	EXQG MAX	1,885	0	125,22	0	1,991	0	
STORY2 97,815	B267	EXQG MAX	2,199	0	126,79	0	1,991	0	
STORY2 57,751	B267	EXQG MAX	2,513	0	128,36	0	1,991	0	
STORY2 57,764	B267	EXQG MAX	2,513	0	135,36	0	-2,369	0	
STORY2 15,087	B267	EXQG MAX	2,828	0	136,93	0	-2,369	0	
STORY1	B24	ELU	2,56	0	-23,78	0	-0,845	0	124,287
STORY1	B24	ELU	2,88	0	-21,62	0	-0,845	0	131,552
STORY1	B24	ELU	3,2	0	-19,46	0	-0,845	0	138,126
STORY1	B24	ELU	3,2	0	22,27	0	3,082	0	138,145
STORY1	B24	ELU	3,52	0	24,43	0	3,082	0	130,674
STORY1	B24	ELU	3,84	0	26,59	0	3,082	0	122,511

poteaux

Efforts internes dans les poteaux :sous-sol et RDC

Story M3	column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
STORY2 85,038	C24	08GEX MAX	0	1295,72	71,17	9,76	0	17,475
STORY2 6,765	C24	08GEX MAX	1,247	1302,58	71,17	9,76	0	5,698
STORY2 31,491	C29	EY08G MIN	3,24	-1410,1	-31,24	-29	0	-22,499
STORY1 -38,018	C29	ELU 0	-3248,11		-30,13	-5,67	0	-7,597
STORY2 137,369	C6	EXQG MAX	0	-1079,45		67,37	-0,04	-2,523
STORY2 28,272	C6	EXQG MAX	1,62	-1068,31	67,37	-0,04	0	2,591

Efforts internes dans les poteaux :Etages 1,2et3

Story M3	column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
STORY3 41,714	C24	08GEX MAX	0	711,55	40,62	11,55	0	20,023
STORY3 8,582	C24	08GEX MAX	1,247	716,03	40,62	11,55	0	5,64
STORY4 -27,36	C29	EY08G MIN	2,56	-1137,01		-8,29	-40,64	0
STORY3 -38,158	C29	ELU 0	-2651,17		-14,52	-5,76	0	-9,056
STORY4 125,504	C25	EXQG MAX	2,56	2,73	53,91	42,15	0	-43,43
STORY4 -147,575	C25	EXQG MIN	0	-213,33	-106,67	35,37	0	47,11

Efforts internes dans les poteaux :Etages 4,5et6

Story M3	column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
STORY6 3,478	C14	08GEY MAX	0	169,53	2,94	24,01	0	18,894
STORY6 0,484	C14	08GEY MAX	1,02	171,68	2,94	24,01	0	6,465
STORY7 -4,23	C29	EY08G MIN	2,56	-658,07	-5,34	-23,62	0	-16,829
STORY6 -1,087	C29	ELU 0	-1661,66		-0,04	-7,05	0	-10,141
STORY7	C5	ELS	2,56	-95,49	30,99	14,04	0	-15,941
STORY7	C5	EXQG MAX	0	0	-89,92	55,33	16,13	0
								-35,831
								23,047

poteaux

77,71

Efforts internes dans les poteaux : Etages 7,8et9

Story M3	column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
STORY10 -2,317	C29	EY08G MIN	2,56	-206,16	-3,82	-19,37	0	-13,888
STORY9 4,21	C29	ELU	0	-711,25	3,24	-7,2	0	-10,9
STORY9 -1,712	C17	GQEY MAX	0	107,15	-3,12	23,77	0	18,267
STORY9 1,598	C17	GQEY MAX	1,02	109,45	-3,12	23,77	0	1,747
STORY11 0,911	C30	EXQG MAX	1,28	-70,1	1,87	19,05	0	3,118
STORY11 43,861	C30	EXQG MAX	2,56	-67,22	1,87	19,05	0	-17,592

voiles

Efforts internes dans les voiles: voile plein VL1

Story	AreaObj	OutputCase	CaseType	StepType	S22Top	S22Bot
STORY2	W309	EXQG	Combination	Max	3805,89	3691,07
STORY2	W309	EXQG	Combination	Min	-9142,19	-9433,9
STORY2	W309	EXQG	Combination	Min	-4990,74	-5030,99
STORY2	W309	EXQG	Combination	max	5007,52	-9249,78
STORY3	W309	GQEX	Combination	Min	-5313,37	-5401,02
STORY3	W309	GQEX	Combination	Min	-9011,31	-9058,68
STORY3	W309	08GEX	Combination	Max	1452,92	1065,41
STORY3	W309	08GEX	Combination	Max	6086,66	3791,17
STORY6	W321	EXQG	Combination	Min	3964,68	-8005,03
STORY6	W321	EXQG	Combination	Max	375,86	-1131,06
STORY6	W322	EYQG	Combination	Min	-3510,29	-2122,36
STORY6	W322	EYQG	Combination	Max	6781,17	-2690,88
STORY9	W321	EXQG	Combination	Max	5144,33	-2609,46
STORY9	W321	EXQG	Combination	Min	-326,04	-7734,81
STORY9	W321	GQEX	Combination	Max	5144,33	-2609,46
STORY9	W321	GQEX	Combination	Max	-326,04	6810,01

Efforts internes dans les voiles: voile plein VL2

Story	AreaObj	OutputCase	CaseType	StepType	S22Top	S22Bot
STORY2	W342	08GEX	Combination	Max	2129,97	825,89
STORY2	W342	08GEX	Combination	Max	3322,03	763,35
STORY2	W342	EXQG	Combination	Min	-4959,46	-3866,42
STORY2	W342	EXQG	Combination	Min	-6747,14	-3685,34
STORY5	W345	GQEX	Combination	Min	-2504,67	-2182,51
STORY5	W345	08GEX	Combination	Max	3451,14	473,31
STORY3	W333	EXQG	Combination	Max	1282,5	611,21
STORY3	W333	EXQG	Combination	Min	-5522,17	-3040,69
STORY8	W345	EXQG	Combination	Max	5381,03	2674,49
STORY8	W345	EXQG	Combination	Max	20,11	763,98
STORY8	W347	EXQG	Combination	Min	-1125,7	-1037,73
STORY8	W347	EXQG	Combination	Min	-5821,27	-3963,93
STORY9	W345	ELS	Combination	-	207,74	657,95
STORY9	W345	EXQG	Combination	Max	6007,33	2908,71
STORY10	W345	GQEY	Combination	Min	-5213,38	898,97
STORY10	W345	GQEY	Combination	Min	-177,76	-1953,64

Efforts internes dans les voiles: voile plein VL4

Story	AreaObj	OutputCase	CaseType	StepType	S22Top	S22Bot
STORY2	W198	08GEY	Combination	Max	2405,11	41,54
STORY2	W198	08GEY	Combination	Max	3623,66	195,38
STORY2	W189	EYQG	Combination	Min	-6344,95	-7809,51
STORY2	W189	EYQG	Combination	Min	-7922,67	-6610,08
STORY5	W210	08GEY	Combination	Max	5282,18	-658,53
STORY5	W210	08GEY	Combination	Max	1892,73	1306,86
STORY4	W210	GQEY	Combination	Min	-5514,95	-3884,03
STORY4	W210	GQEY	Combination	Min	-7957,68	-3420,19
STORY7	W210	08GEY	Combination	Max	715,6	344,16
STORY7	W210	08GEY	Combination	Max	5916,78	1630,19
STORY7	W212	GQEY	Combination	Min	-3549,99	-3073,31
STORY7	W212	GQEY	Combination	Min	-8234,34	-4274,14

voiles

STORY9	W345	ELS	Combination	-	207,74	657,95
STORY9	W345	EXQG	Combination	Max	6007,33	2908,71
STORY9	W212	GQEY	Combination	Min	-7779,96	-3005,72
STORY9	W212	GQEY	Combination	Min	-2645,83	-1552,36

Efforts internes dans les voiles: voile plein VT3

Story	AreaObj	OutputCase	CaseType	StepType	S22Top	S22Bot
STORY2	W162	GQEY	Combination	Min	-5043,89	-5403,31
STORY2	W162	GQEY	Combination	Min	-7819,6	-6323,94
STORY2	W162	GQEY	Combination	Max	-1115,4	2603,84
STORY2	W162	GQEY	Combination	Min	-5043,89	-5043,29
STORY3	W162	08GEY	Combination	Max	-158,57	-
STORY3	W162	08GEY	Combination	Max	1658,83	2165,15
STORY11	W176	ELU	Combination	Min	-3466,39	-861,05
STORY11	W176	ELU	Combination	Max	2393,47	-6720,9
STORY11	W176	ELU	Combination	Max	2393,47	-6720,9
STORY11	W176	ELU	Combination	Max	-633,85	1595,56

Efforts internes dans les voiles: voile plein VT5

Story	AreaObj	OutputCase	CaseType	StepType	S22Top	S22Bot
STORY2	W252	EXQG	Combination	Min	-7148,68	-398,37
STORY2	W252	08GEX	Combination	Max	1040,65	357,59
STORY2	W252	08GEX	Combination	Max	759,9	125,31
STORY2	W252	08GEX	Combination	Max	1040,65	4033,22
STORY5	W264	EXQG	Combination	Min	-6983,68	-2590,74
STORY5	W264	EXQG	Combination	Min	-2924,08	-2734,95
STORY5	W264	08GEX	Combination	Max	28,52	-84,91
STORY5	W264	08GEX	Combination	Max	312,41	34212,24
STORY8	W264	EXQG	Combination	Min	-6027,49	-1448,22
STORY8	W264	EXQG	Combination	Min	-1721,89	-1495,56
STORY8	W264	08GEY	Combination	Max	-327,93	-382,31
STORY8	W264	08GEY	Combination	Max	5059,91	-381,71
STORY11	W264	EXQG	Combination	Min	-437,17	-137,99
STORY11	W264	EXQG	Combination	Min	-289,7	-8722,05
STORY11	W264	EYGQ	Combination	Max	-93,81	-181,54
STORY11	W264	EYGQ	Combination	Max	98,11	6154,82

Efforts internes dans les voiles:linteaux

Story	Spandre1	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
M3								
STORY5	LIN	EXQG MAX	Right	13,09	479,73	1,19	3,104	0,662
130,01								
STORY5	LIN	EXQG MIN	Left	2,21	-341,96	-1,66	-1,784	-0,662
-129,305								
STORY6	LIN	EXQG MAX	Left	-10,55	465,15	1,24	-0,499	0,492
179,18								

STORY6 136,4	LIN	EXQG MAX	Right	voiles -10,55	478,5	1,24	3,938	1,07
STORY9 101,132	LIN	EXQG MAX	Left	4,83	262,51	0,33	-0,704	0,13
STORY9 88,422	LIN	EXQG MAX	Right	4,83	276,11	0,33	4,5	1,199

Efforts internes dans les voiles: trumeaux

Story	AreaObj	OutputCase	CaseType	StepType	S22Top	S22Bot
STORY4	W639	EXQG	Combination	Min	-4845,68	-4229,89
STORY4	W639	EXQG	Combination	Min	-7543,78	-6342,72
STORY4	W639	GQEX	Combination	Min	-4845,68	-4229,89
STORY4	W639	GQEX	Combination	Min	-7543,78	-6342,72
STORY4	W639	08GEX	Combination	Max	333	1851.50
STORY6	W639	08GEX	Combination	Max	301,62	-1242,09
STORY6	W639	08GEX	Combination	Max	1946,13	-725,82
STORY6	W639	EXQG	Combination	Min	-3991,92	-3315,96
STORY6	W639	EXQG	Combination	Min	-6900,31	-5677,58
STORY11	W639	GQEY	Combination	Max	1398,39	-1373,64
STORY11	W639	GQEY	Combination	Max	4395,69	-1250,56
STORY11	W639	GQEX	Combination	Min	818,78	-1904,08
STORY11	W639	GQEX	Combination	Min	995,45	-7612.29

BIBLIOGRAPHIE

- BAEL 91 (modifié99) règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction
- Règle parasismiques Algérienne (RPA 99 Version 2003).
- DTR B-C 2-2 charges permanentes et charges d'exploitation.
- Cour et TD des années de spécialité.
- Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.
- Recherche globale sur internet.
- Mohamed Belazouguie (calcul des ossatures en béton armé).