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 : Constructions Civiles et Industrielles

THEME

Calcul d'un bâtiment (R+8+Etage en Attique) à usage d'habitation et commerce, contreventé par voiles avec l'application du logiciel ETABS



Etudié par: *M^r SIDI AHMED Idir*
M^r AIT MEDJEBER L'hadi

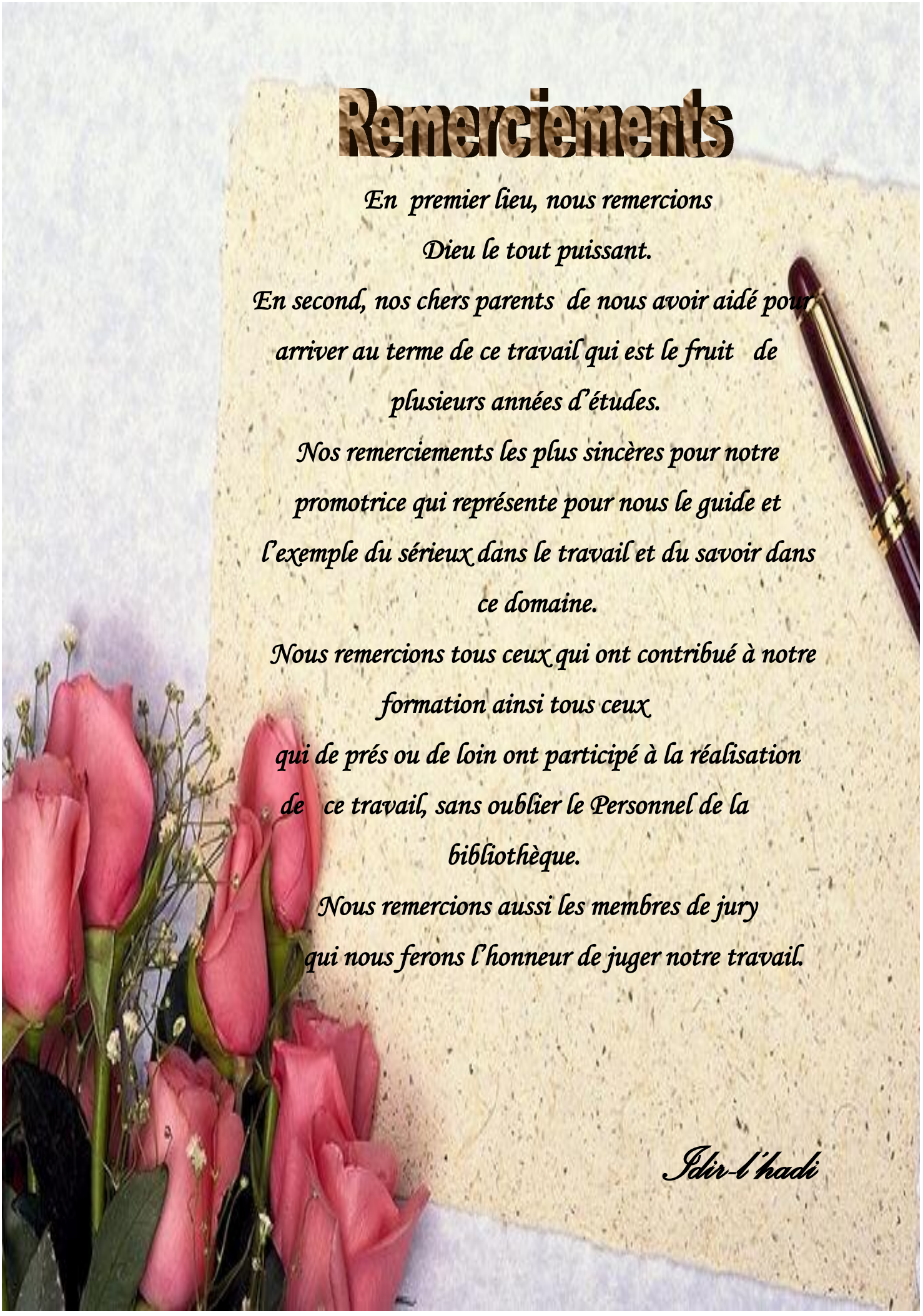
Dirigé par *: M^me CHERIFI .*

Promotion 2013/2014

Remerciements

En premier lieu, nous remercions
Dieu le tout puissant.
En second, nos chers parents de nous avoir aidé pour arriver au terme de ce travail qui est le fruit de plusieurs années d'études.
Nos remerciements les plus sincères pour notre promotrice qui représente pour nous le guide et l'exemple du sérieux dans le travail et du savoir dans ce domaine.
Nous remercions tous ceux qui ont contribué à notre formation ainsi tous ceux
qui de prés ou de loin ont participé à la réalisation de ce travail, sans oublier le Personnel de la bibliothèque.
Nous remercions aussi les membres de jury
qui nous ferons l'honneur de juger notre travail.

Idir-l'hadi



dédicace

Je dédie ce travail :

À MES CHERS PARENTS

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien être.

A MES CHERS ET ADORABLE FRERE ET SŒUR : HANI ET KATIA :

En témoignage de mon affection fraternelle, de ma profonde tendresse et reconnaissance, je vous souhaite une vie pleine de bonheur et de succès et que Dieu, le tout puissant, vous protège et vous garde.

A MES CHERS GRANDS PARENTS : KHLOUDJA, TASSADIT ET OUERDIA ET DJEDY TAHER

À MES CHERS ONCLES, TANTES, LEURS FAMILLE

A MES CHERS COUSINS COUSINES ; EN PARTICULIER (RABIA KOUCEILA)

A TOUT LES CITOYENS DE MON VILLAGE

Veuillez trouver dans ce travail l'expression de mon respect le plus profond et mon affection la plus sincère.

À MES AMIS DE TOUJOURS EN PARTICULIER LES ANCIENS :

En souvenir de notre sincère et profonde amitié et des moments agréables que nous avons passés ensemble.

Je vous suis très reconnaissant, et je ne vous remercierai jamais assez pour vos amabilités, votre générosité et votre aide précieuse.

A UNE PERSONNE TRES SPECIALE POUR MOI :

Une spéciale dédicace à cette personne qui compte énormément pour moi, et pour qui je porte beaucoup d'affection, de tendresse et de respect. Bien

A toi RAZIKA

Idir.

dédicace

J'ai l'honneur de dédier ce modeste travail :

A mes très chers parents, tout mon respect et affection en témoignage de leur soutien, sacrifice, patience, ainsi que pour leurs conseils et leur précieux aide morale et financière dont ils ont fait preuve pour que je réussisse, que Dieu les protège et les entoure de sa bénédiction ;

Mes frères et Mes sœurs et leurs familles ,Votre soutien sans réserve et vos encouragements m'ont permis d'affronter beaucoup d'épreuve. Que Dieu garde notre fraternité pour toujours ;

A la mémoire de mon père et tous mes chers que dieu les accueille dans son vaste paradis, amen.

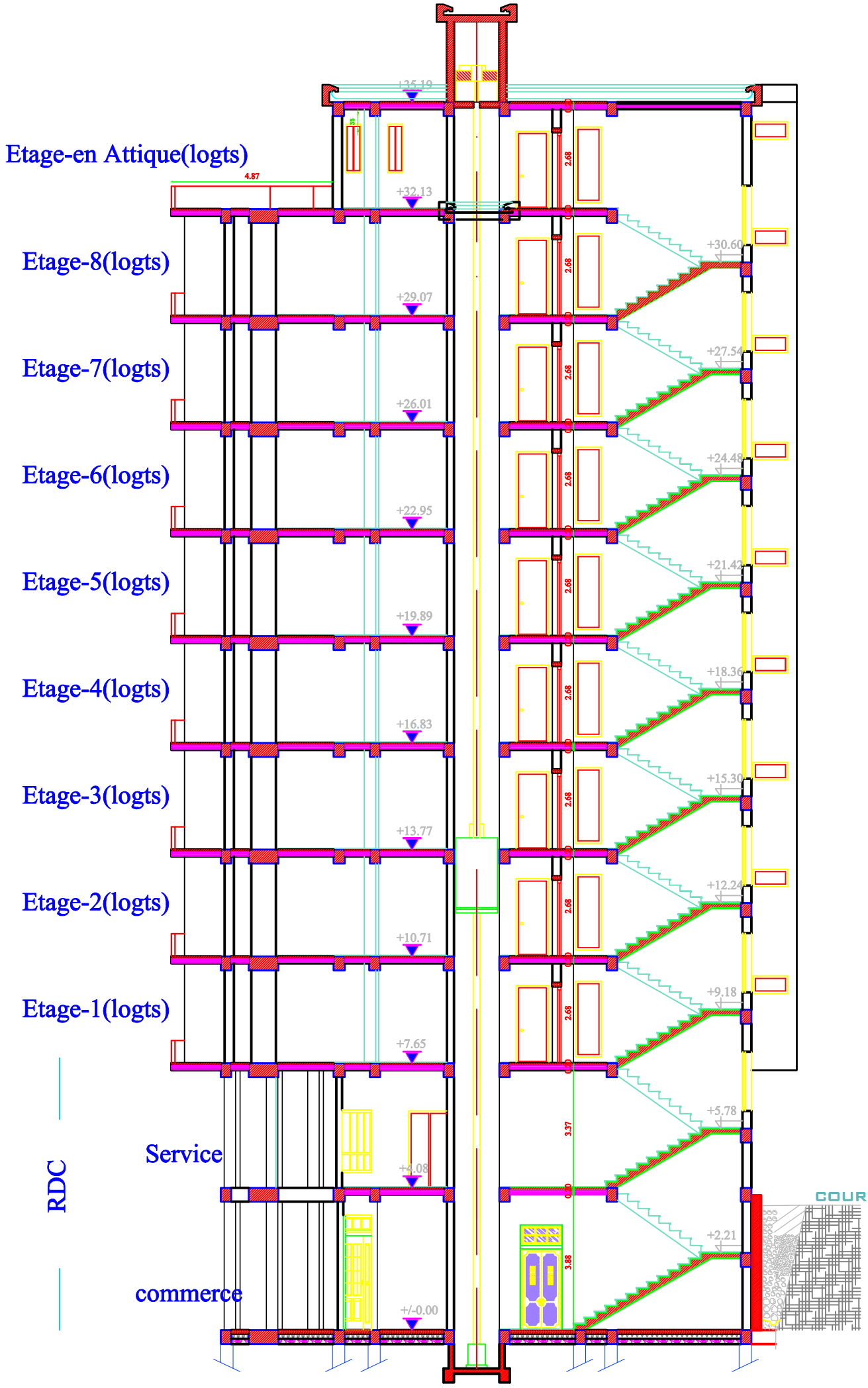
A ma grande famille, oncles, tantes, cousins et cousines ;

A tous mes amis sans exception.

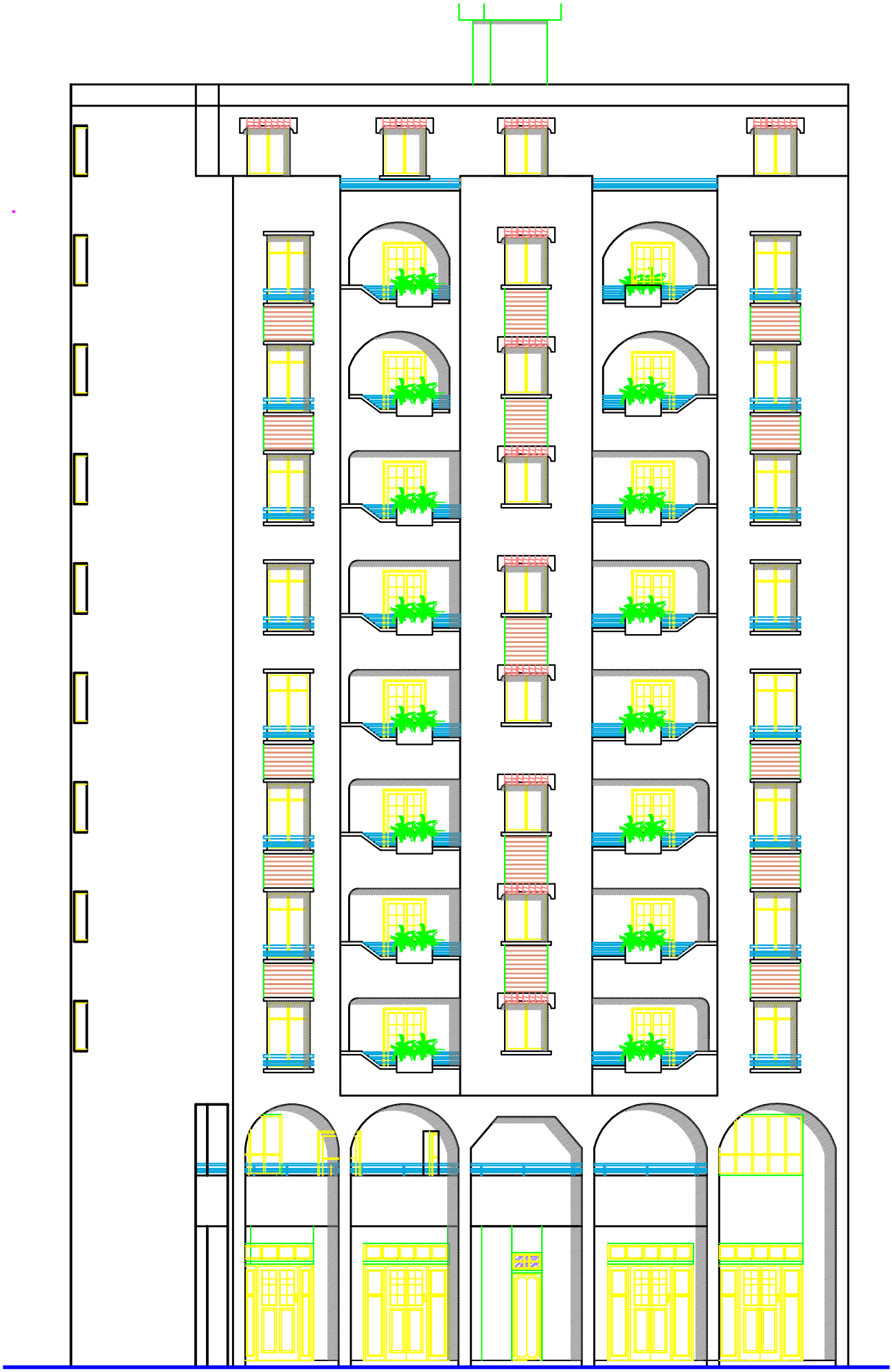
A tous les anciens de oued aissi.

A la promotion de CCI 2013/2014.

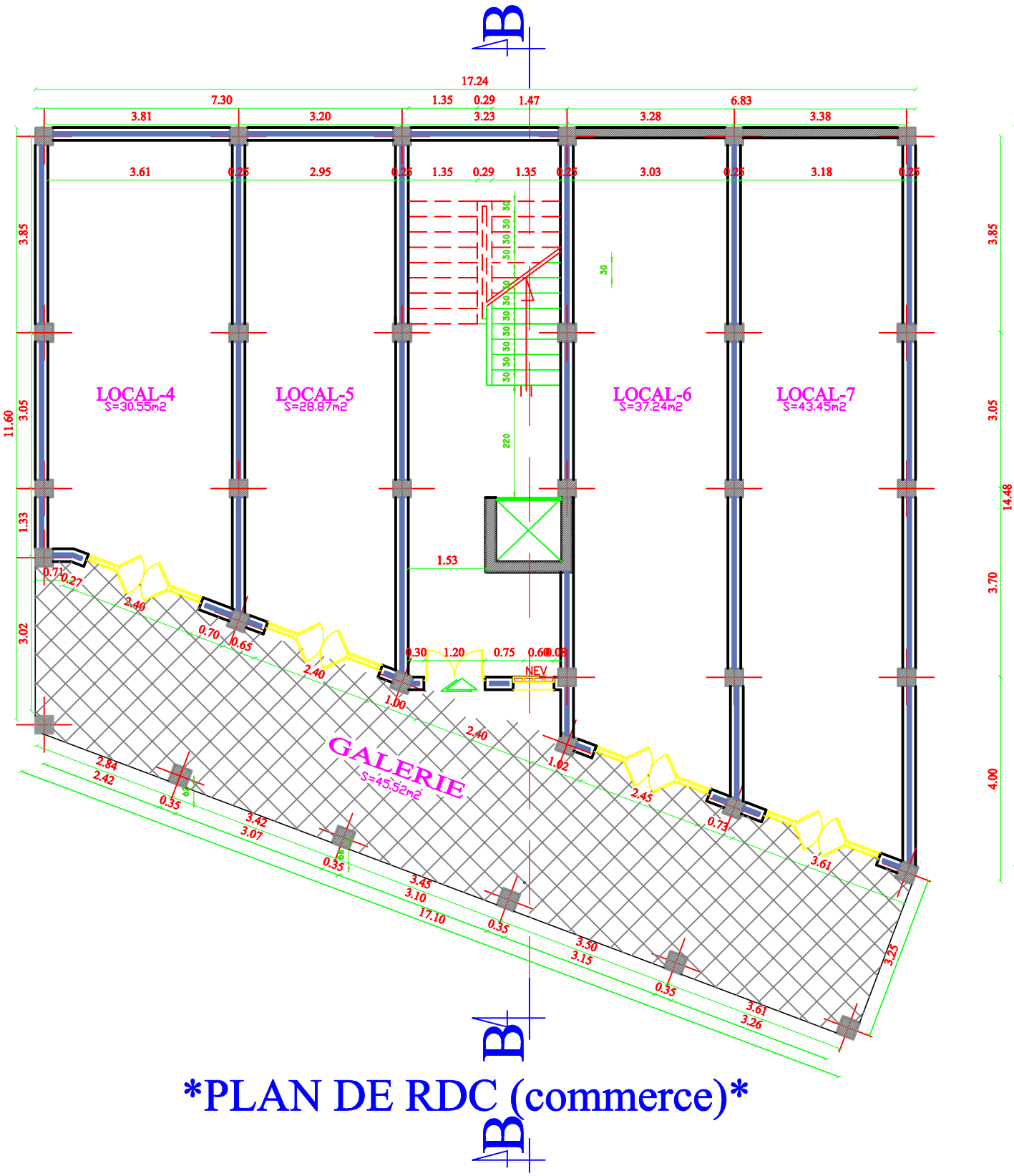
L'hadi



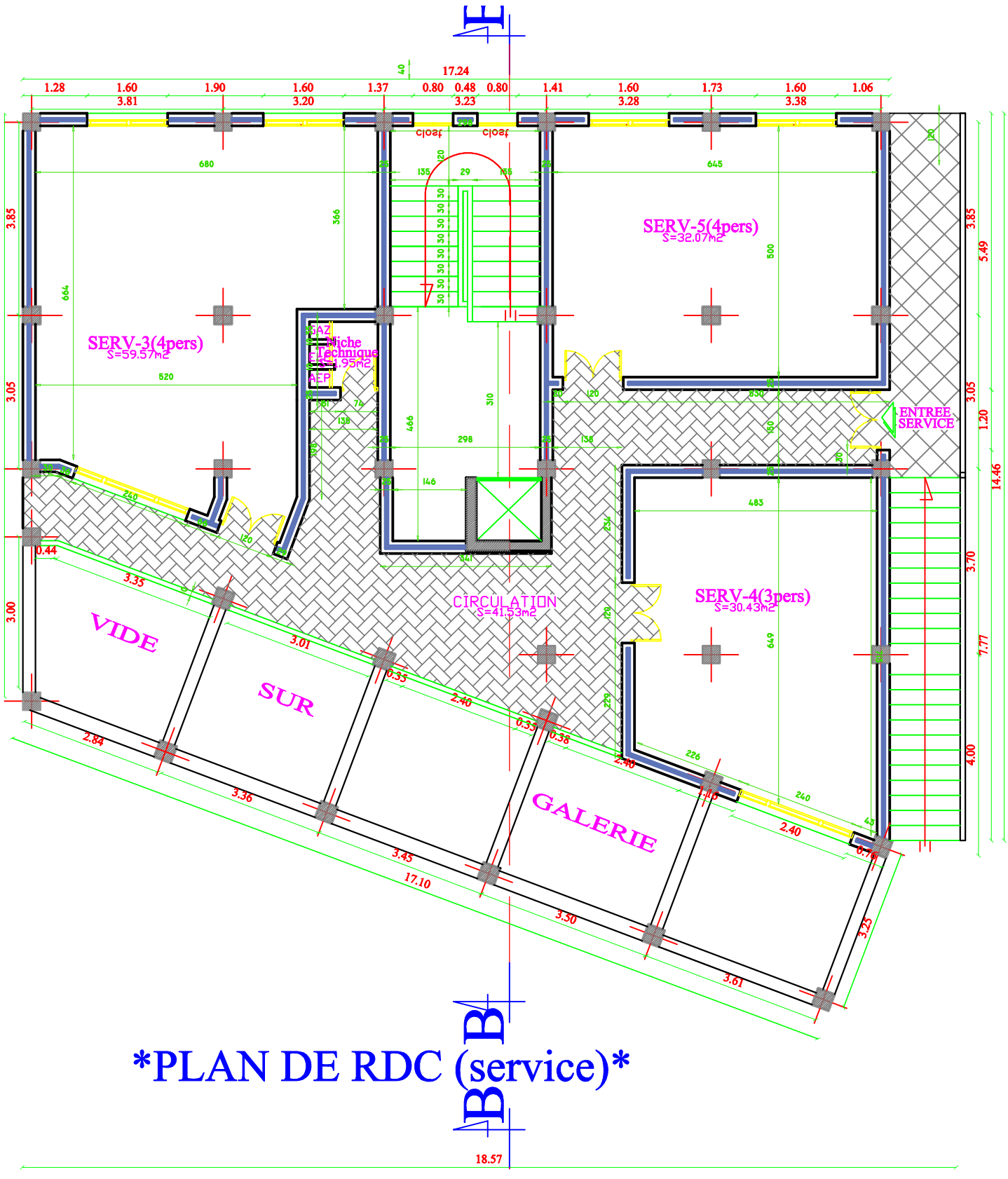
COUPE LONGITUDINALE: B-B



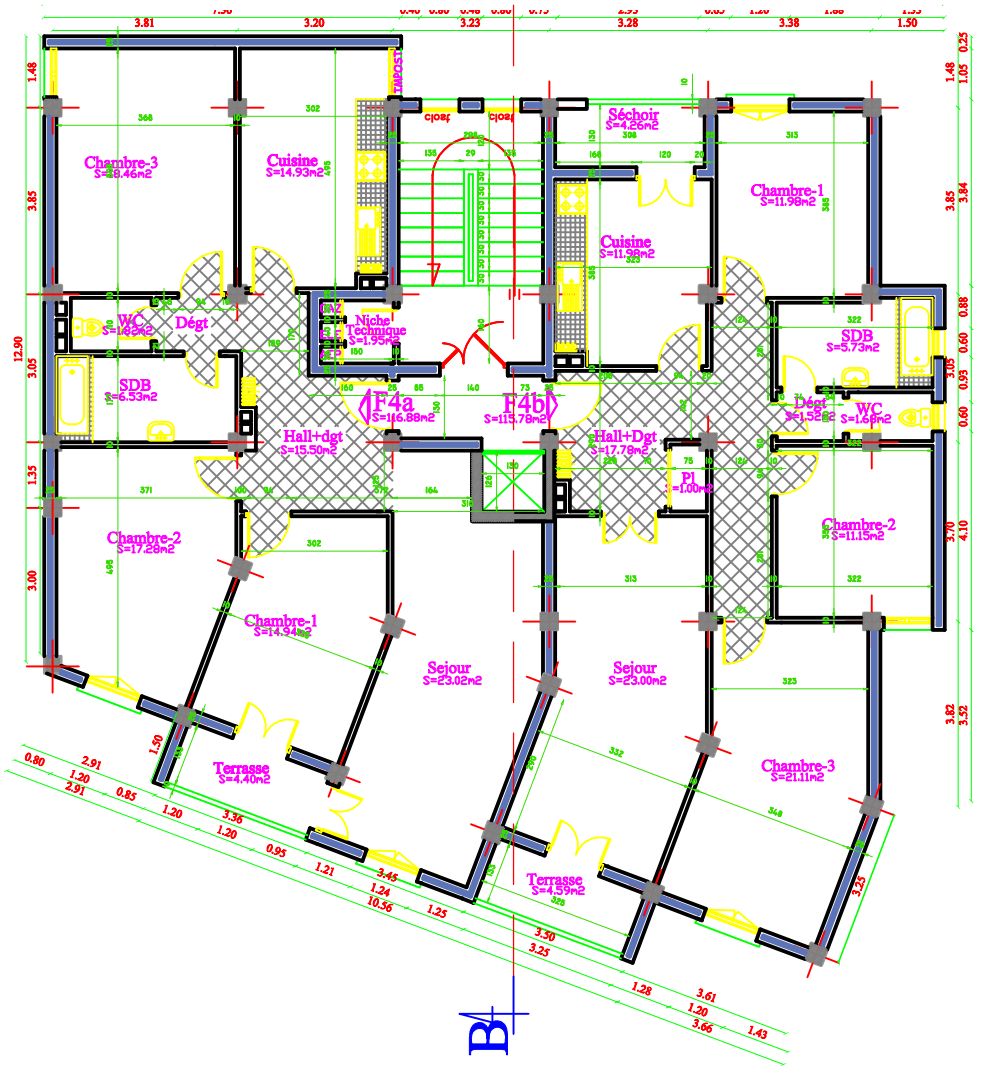
FACADE PRINCIPALE

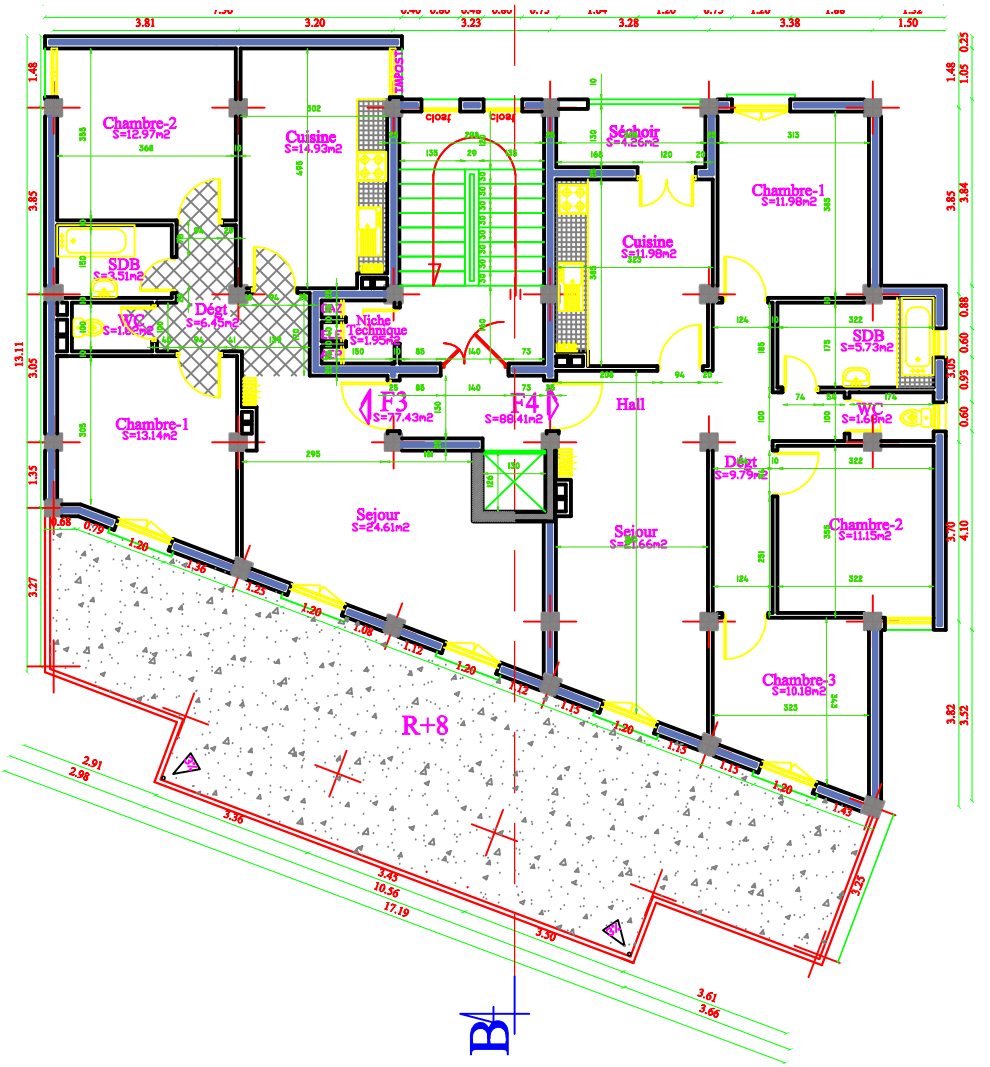


PLAN DE RDC (commerce)



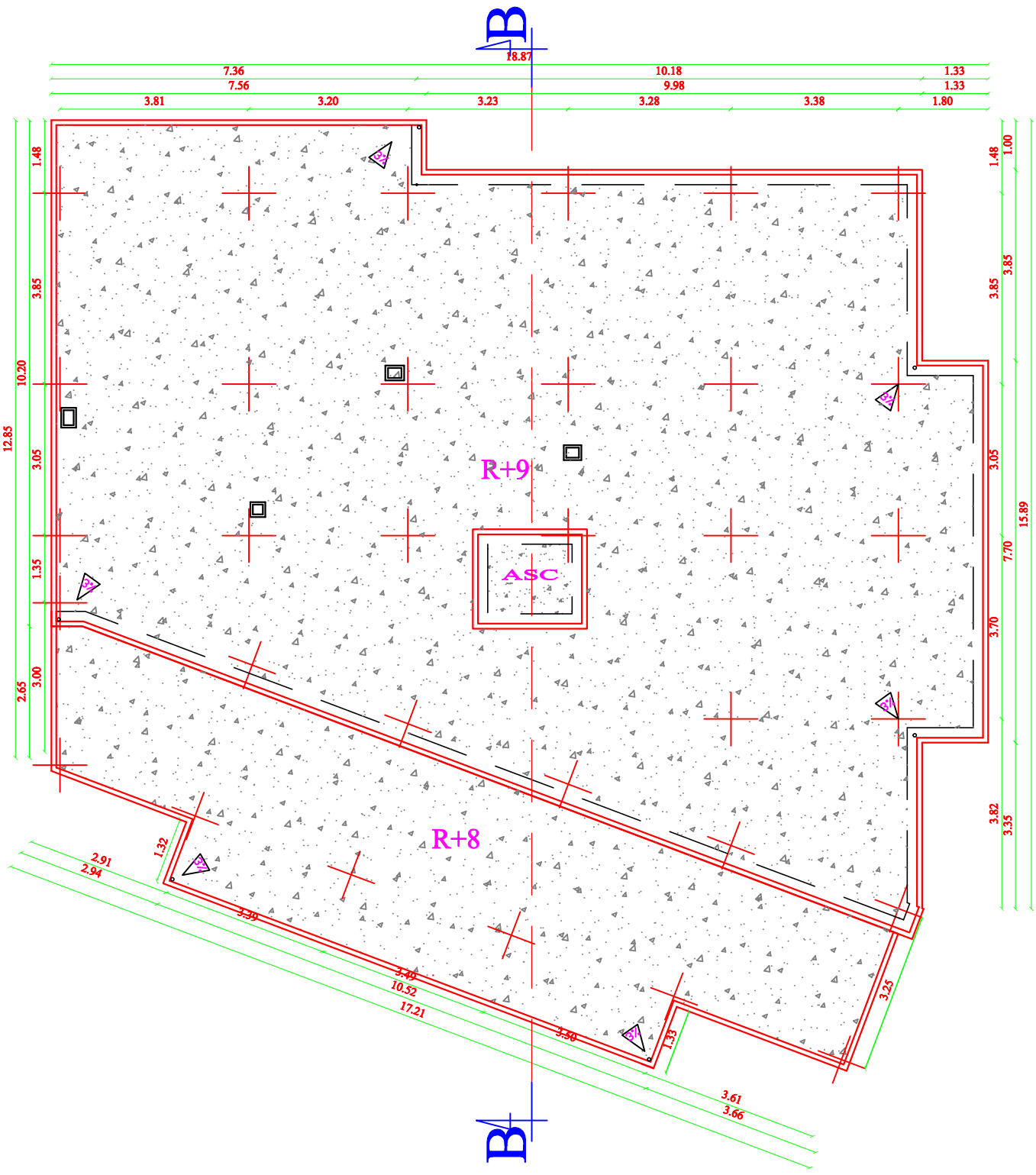
PLAN DE RDC (service)





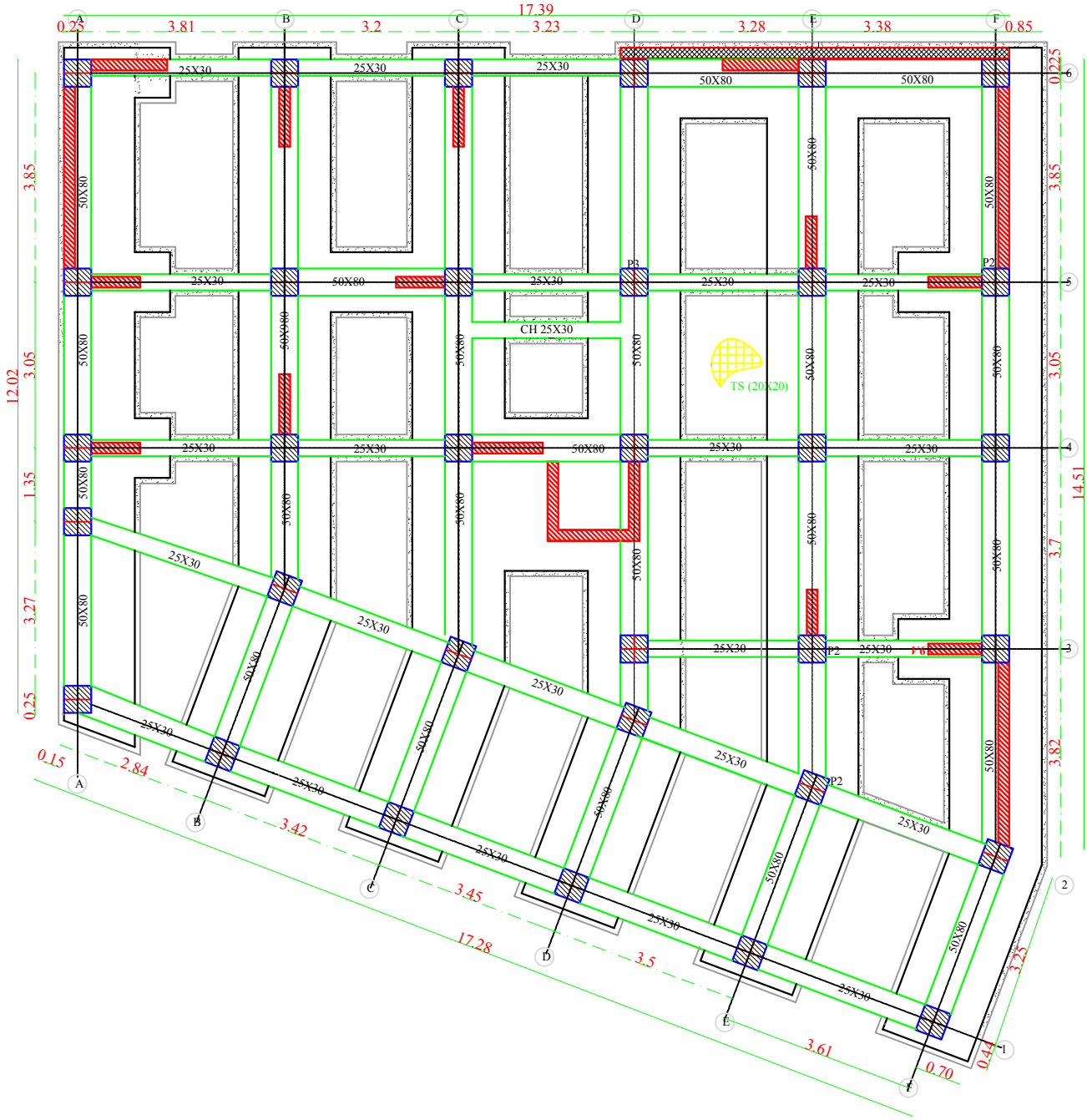
PLAN DE L'ETAGE COURANT DES NIVEAUX 1-2-3-4-5-6-7-8

PLAN DE L'ETAGE EN ATTIQUE



PLAN DE LA TOITURE

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



PLAN DE FONDATION NIV: ±0.00

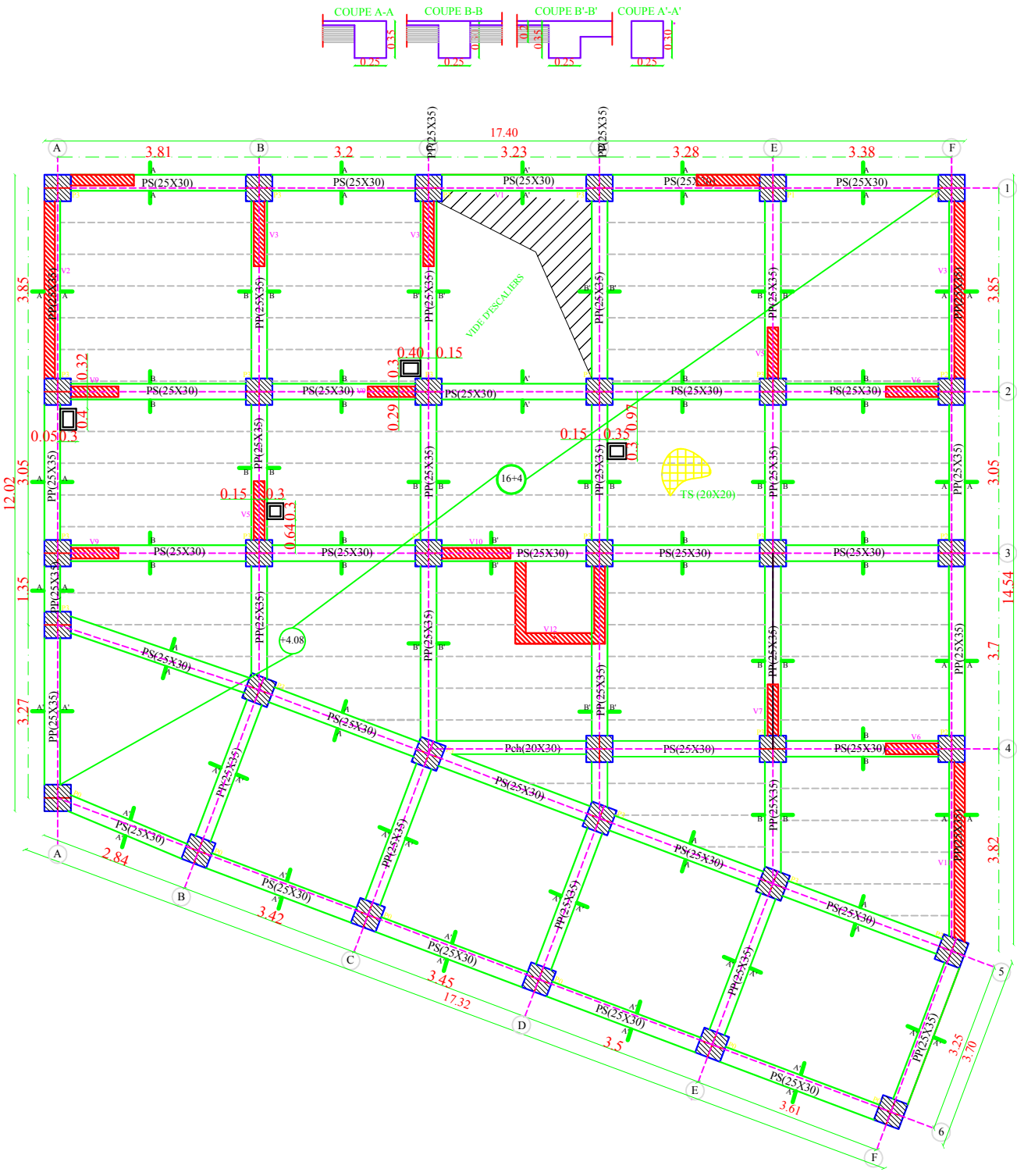
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

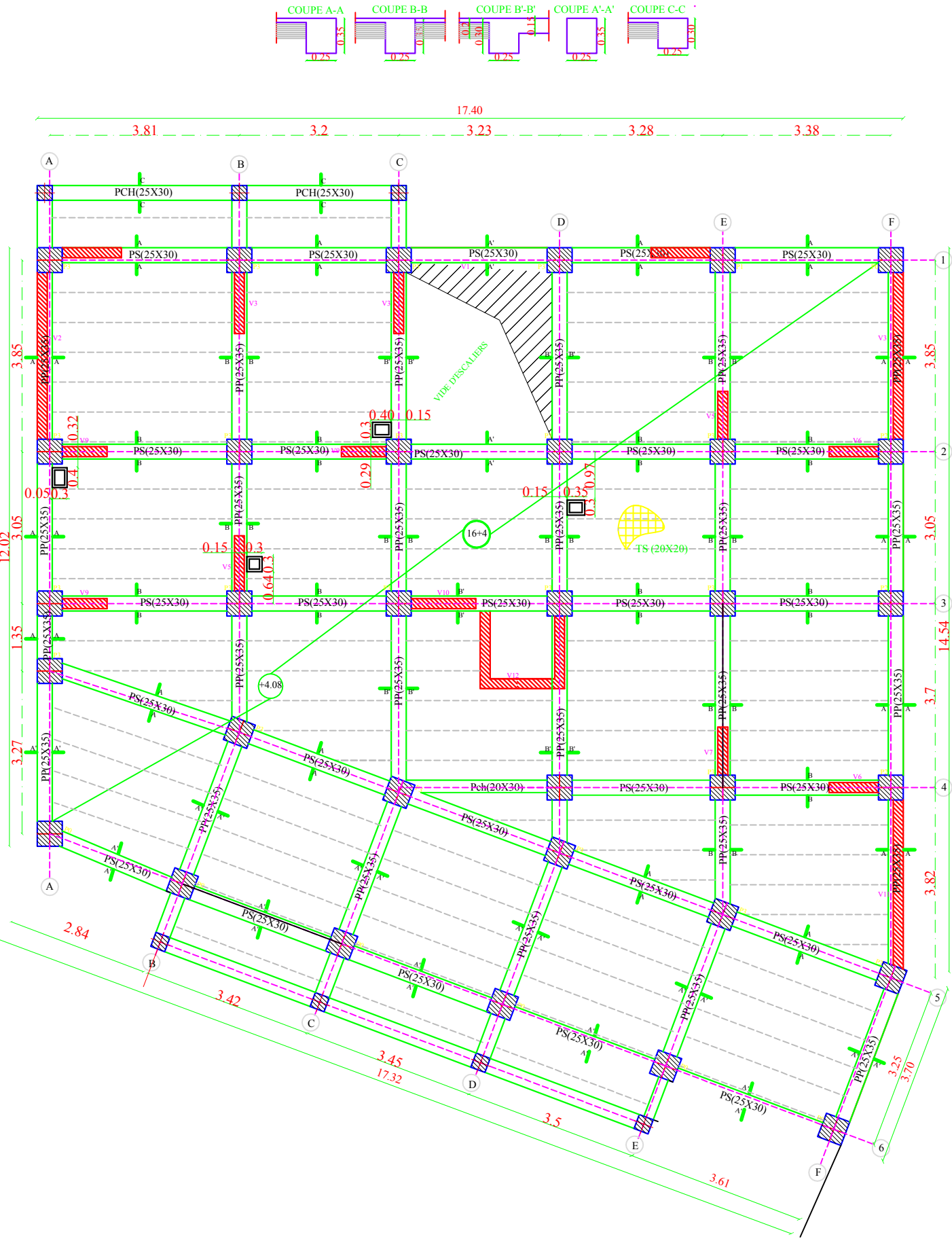
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



-COFFRAGE DU PLANCHER NIV:+4.08

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

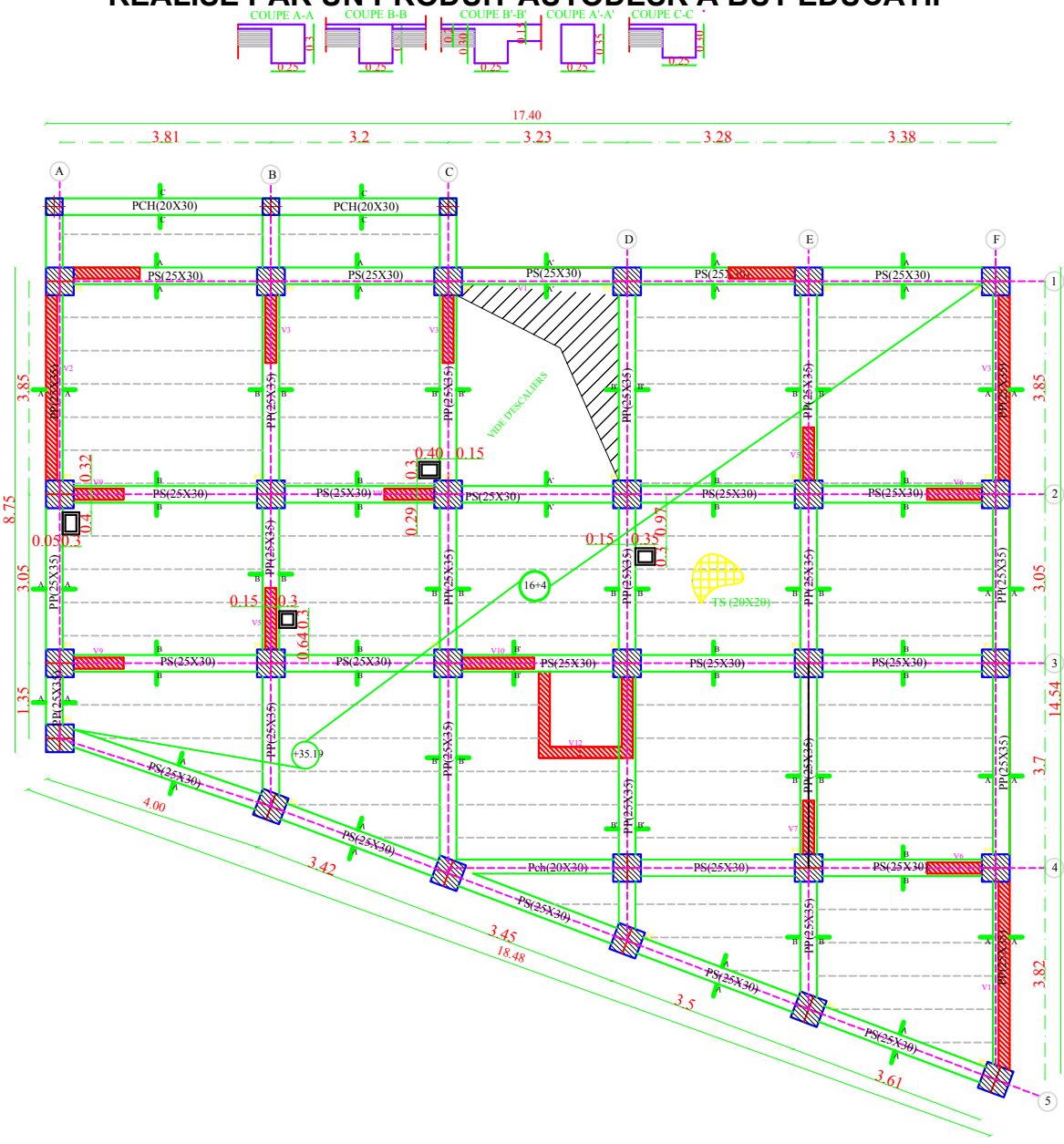


COFFRAGE du plancher étage courant

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



COFFRAGE DU PLANCHER NIV:+35.19

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU

FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

TITRE: Immeuble en R +8 + attique
à Usage d'Habitation et Commerce

Wilaya : TIZI OUZOU
Daira : TIZI OUZOU
Commune : TIZI OUZOU

REALISE PAR:
SIDI AHMED Idir
AIT MEDJEBER L'hadi

ENCADRE PAR:
Mme:CHERIFI

PLAN :
PLANS DE COFFRAGE

PLANCHE N°:
ECHELLE:
PROMOTION:

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

SOMMAIRE

Introduction générale.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage 1

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments 10

Chapitre III : calculs des éléments :

- *III.1. Plancher.....27*
- *III.2. Escalier 48*
- *III.3. Poutre palière 65*
- *III.4. Acrotère 74*
- *III.5. Ascenseur 82*
- *III.6. Poutre de chainage.....92*

Chapitre IV : Présentation du logiciel et vérification au RPA 102

Chapitre V : Ferraillage des poutres 129

Chapitre VI : Ferraillage des poteaux 139

Chapitre VII : Ferraillage des voiles 156

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure 169

Chapitre IX : Etude du mu de soutènement.....175

Bibliographie.

Conclusion générale.

Intoduction générale

Avec le temps et l'évolution, l'être humain a amélioré son cadre de vie en construisant de mieux en mieux son abri. Avec ses ambitions, il réussi à ériger de grands bâtiments et ouvrages de constructions et d'infrastructures urbaines.

Ces derniers sont à la fois d'une importance capitale et face aux éléments de la nature, d'une fragilité qui peut être fatale. En effet, des ouvrages touchés par les intempéries et les phénomènes naturels particulièrement le séisme, mènent ceux-ci à la détérioration voir la destruction.

En s'inspirant de la nature et de ses leçons, l'homme a agi en s'occupant de la conception, réalisations, exploitations et réhabilitations des ouvrages et en instaurant des lois et des règles de construction en vigueur. Ce qui a fait surgir le domaine du GENIE CIVIL, qui se base sur plusieurs techniques de calcul garantes d'une sécurité tant convoitée tout en respectant l'environnement.

Désormais, on dispose à notre guise d'une multitude de logiciels et de calculateurs surpuissants et tout en s'articulant sur des règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien RPA (version 2003) et les règlements du béton aux états limites BAEL 91 modifiée 99, on peut ramener une stabilité et une résistance aux éléments structuraux, la sûreté des usagés pendant et après la réalisation et la réussite de nos projet.

Aujourd'hui, l'histoire se répète encore et on vous propose dans ce travail une étude des éléments résistants d'un bâtiment (R+8+étage en attique) à usage d'habitation et commerces. C'est dans cette voie-là qu'on a essayé de mener à bien ce travail en mettant l'accent sur les différentes étapes qui caractérisent cette étude.

Nous commencerons par la description et la présentation de l'ouvrage et des matériaux utilisés notamment le béton et l'acier.

Nous nous intéresserons ensuite au calcul de quelques éléments spécifiques (planchers, escaliers …).

Un intérêt particulier sera porté sur le logiciel ETABS qui est un outil assez performant pour la modélisation, l'analyse et le dimensionnement des différentes structures.

Apres avoir suivi les différentes étapes de modélisation, nous passerons à l'exploitation des résultats obtenus qui nous permettrons de procéder au ferraillage et aux vérifications des différentes sollicitations. Par la suite nous passerons à l'élaboration des plans d'exécution.

Au dernier chapitre, nous nous intéresserons à l'étude de l'infrastructure qui constitue une partie essentielle de l'ouvrage, une partie qui exige une bonne conception et une meilleure réalisation.

Au final, nous terminerons par une conclusion qui dressera une synthèse de notre travail et des connaissances acquises ouvrant à des perspectives.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

INTRODUCTION :

Le présent projet consiste en l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment R+8+étage en attique à usage d'habitation, commerce et service contreventé par des portiques et voiles.

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 :

- Un rez-de-chaussée à usage commercial et service.
- 08 Etages à usage d'habitation.
- Un étage en attique avec terrasse accessible.
- Une cage d'escalier.
- Une cage d'ascenseur.

Ce bâtiment, classé comme ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage 2), sera implanté à HAROUZA-TIZI OUZOU route de BELOUA qui est selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 addenda 2003) une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

La contrainte de calcul du sol σ_{sol} = 3.5 bars.

I-2) Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques de ce bâtiment sont :

- Longueur totale du bâtiment ……L =18,57 m
- Largeur totale du bâtiment ……..…..B =19,10 m
- Hauteur de Rez-de-chaussée ……....hr = 7,65 m
- Hauteur de l'étage courant……...he = 3,06 m
- Hauteur de l'acrotère ……...ha = 0,60 m
- Hauteur d'étage en attique……hat=3.06 m
- Hauteur totale du bâtiment (y compris l'attique)…….H =35,19m

I-3) Différents éléments de l'ouvrage :

I-3-1) Planchers :

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.

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'aire 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 et ascenseur :

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 paillasses coulés sur place ; en plus de la cage d'escaliers l'ouvrage est muni d'une cage d'ascenseur réalisée en béton armé.

I-3-5) Acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé, dont la hauteur est 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 fc_{28} = 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)**

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

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

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) :

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

$f_{t28} = 0,6 + 0,06fc28 = 2,1$ Mpa.

I -4-1-3) Contraintes limites :

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

γ_b = 1,15 si la situation est accidentelle.⇒fbc=18,50 MPa(pour θ = 1)

γ_b = 1,5 si la situation est courante. ⇒fbc =14,20 MPa (pour θ = 1)

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

θ = 1 lorsque la durée d'application est supérieur à 24 heures

θ = 0,9 lorsque la durée d'application est entre 1heur et 24heurs

θ = 0,85 lorsque la durée d'application est inférieur à 1heur

b) Contrainte limite de cisaillement:

La contrainte limite de cisaillement du béton est donnée par l'article **(art A.5.1.1 BAEL91 modifiées 99) :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites (c'est-à-dire perpendiculaires à la fibre moyenne) et dans celui où elles comportent à la fois des barres relevées et des armatures droites **(art A.5.1.211 BAEL91 modifiées 99) :**

τ_u = min [0,15 f_{c28} ; 5 Mpa] = 3,75 MPa cas où la fissuration est peu nuisible.

τ_u = min [0,2 f_{c28} ; 4 Mpa] = 2,5 MPa cas où la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.

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

La contrainte de compression du béton est limitée par :

σ_{bc} = 0,6 fc28

σ_{bc} = 15 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, 21BAEL91 modifiées 99) :

Lorsque la contrainte appliquée est inférieur à 24 heures, il résulte un module égal à $Eij = 1100\sqrt[3]{f_{cj}}$.

Pour Fc_{28} = 25 MPa $\Rightarrow$ E_{ij} = 32164,2 MPA

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

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

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

Pour fc_{28} = 25MPa $\Rightarrow$ E_{vj}= 10819MPa

b) Module d'élasticité transversale :

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

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

ν : Coefficient de poisson.

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

C'est le rapport des déformations relatives transversales et longitudinales.

$\left(\nu = \frac{\Delta d / d}{\Delta l / l} \right)$ 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 :

Pour la vérification à l'état limite ultime, on adopte le diagramme dit "parabole – rectangle" (Fig. 1.1).

Ce diagramme est constitué :

- D'un tronc de courbe parabolique (état élastique) où la déformation relative : $0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\ ^0/_{00}$
- D'un rectangle (état plastique) où la déformation relative : $2\ ^0/_{00} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3{,}5\ ^0/_{00}$

$fbc = \frac{0{,}85\, fc_{28}}{\gamma_b}$

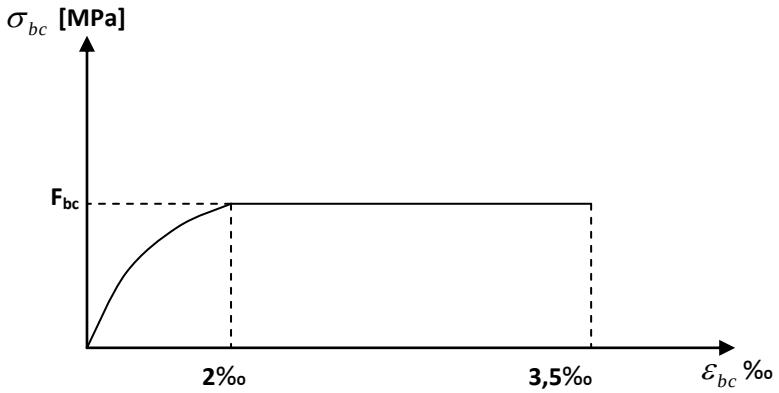


Fig. I.1- Diagramme « contrainte- déformation » du béton (ELU)

ε_{bc} : Déformation du béton en compression

I-4-1-6) Contrainte limite de service de résistance à la compression:

La contrainte limite de service à la compression du béton est limitée par :

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

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

Les déformations nécessaires pour atteindre l'état limite de service sont relativement faibles, on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique ce qui donne un diagramme de « contrainte – déformation » linéaire :

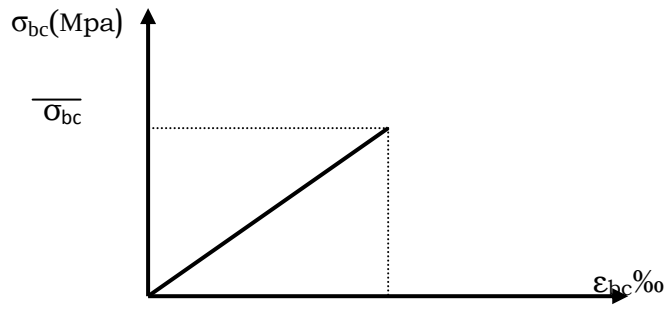


Fig. I.2 : Diagramme « contrainte – déformation » du béton (à l'ELS)

I-4-2) Les aciers :

L'acier présente une très bonne résistance à la traction et présente, dans le cas de faibles élancements, une bonne résistance à la compression. Etant un matériau très ductile, l'acier peut subir de très importantes déformations avant sa rupture.

L'acier est un alliage fer - carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion. On distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs (de 0,15 à 0,25 % de carbone).
- Aciers durs (de 0,25 à 0,40 % de carbone).

Les armatures du béton armé sont des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface : les ronds lisses (RL) et les armatures à haute adhérence (HA)

Quand les armatures sont soudées entre elles sous forme de quadrillage, elles forment un panneau de treillis soudés (TS).

Pour le présent projet, deux types d'armatures seront utilisées, le tableau ci-dessous nous donne leurs principales caractéristiques

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [Mpa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [‰]	Coefficient de fissuration [η]	Coefficient de scellement [ψ_s]
Aciers en Barre	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14 ‰	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé TL520 (Φ<6)	T S	520	550	8 ‰	1,3	1

Tableau I-1 : caractéristiques des aciers utilisés.

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

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à :

E_s =200 000 Mpa (article A.2.2-1 du BAEL 91).

Sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

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

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

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

γ_s = 1,15 pour la situation durable

γ_s = 1,00 pour la situation accidentelle

σ_s = 348 MPa pour les aciers à haute adhérence FeE400

I-4-2-3) Diagrammes de contraintes -déformation de calcul :(CBA 93 -A.2.2.2)

Dans le calcul relatif aux états limites, nous utiliserons le diagramme simplifié suivant :

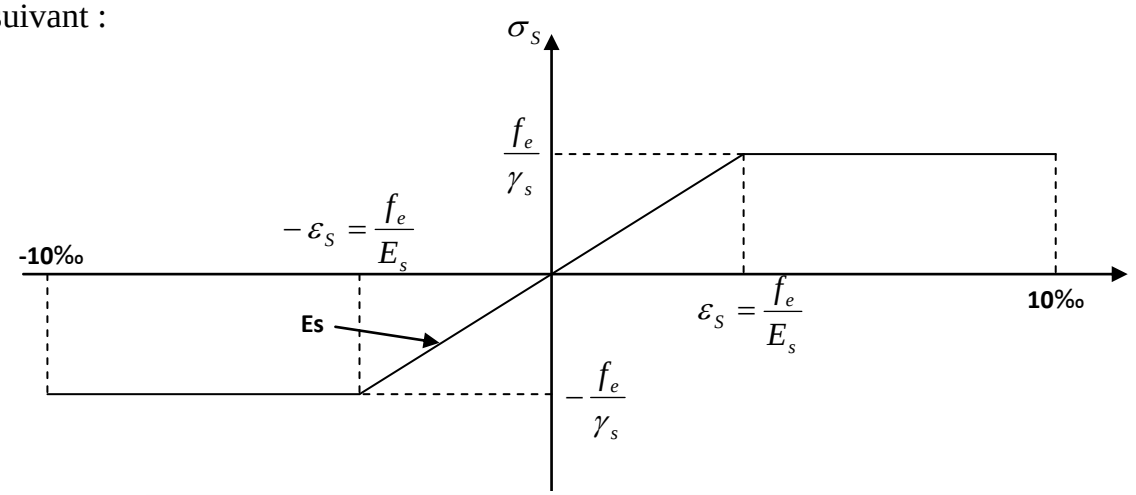


Fig. I.2 Diagramme « Contrainte – Déformation » de l'acier

- **A ELS: (art. A.4.5,3BAEL91 modifié 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, 32BAEL91 modifiées 99**) : Cas des éléments intérieurs où aucune vérification n'est nécessaire.
- ✓ **Fissuration préjudiciable (Art. A.4.5, 33BAEL91 modifiées 99)** : C'est le cas des milieux exposés aux intempéries

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

Avec :

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

fe : limite d'élasticité des aciers utilisés.

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

η : coefficient de fissuration.

η = 1,6 pour les HA

η = 1 pour les RL.

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

C'est le cas des milieux agressifs.

$$\sigma_S < \sigma_{St} \leq 0.8 \min\left[\frac{2}{3} fe\ ; \max(0{,}5\, fe\ ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$$

I-4-2-4) Protection d'armatures: (art A. 7.2, 4BAEL91 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 ≥ 5cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- C ≥ 3cm : Pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- C ≥ 1cm : 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.

II-1-1) Charges permanentes :

On commence par déterminer les charges permanentes correspondants aux planchers (terrasse et étages courants), aux murs (extérieurs et intérieurs), à l'acrotère. Tous ces résultats sont donnés dans les tableaux ci-après :

a) Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible:

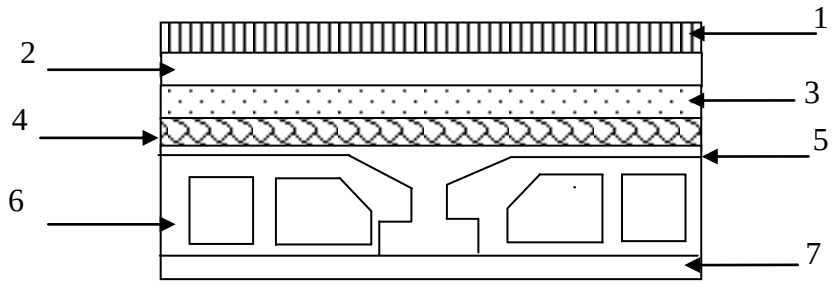


Fig-II-1. Coupe d'un plancher terrasse inaccessible

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 sous plafond	0,02	10,00	0,20
				G_{pt}=5,78

Tableau II-1 : valeur de la charge permanente G_t plancher terrasse inaccessible

b) Charges permanentes du plancher terrasse (accessible):

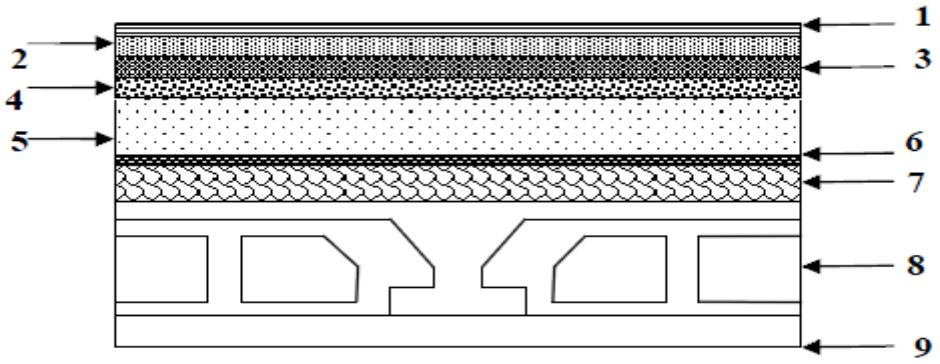


Fig II-2 : Coupe d'un plancher terrasse accessible

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Pds volumique $[KN/m^3]$	Charges $[KN/m^2]$
1	Dalle de sol	0,09	7,00	0,63
2	Mortier de pose	0,02	20,00	0,40
3	Couche de sable	0,02	18,00	0,36
4	Etanchéité multicouches	0,02	6,00	0,12
5	Béton en forme de pente 1%	0,07	22,00	1,54
6	Feuille de plyane	/	/	0,01
7	Isolation thermique	0,04	4,00	0,16
8	Plancher en corps creux	0,20	14,00	2,80
9	Enduit en plâtre sous plafond	0,02	10,00	0,20
				G_{pta}=6,22

Tableau II-2 : Valeur de la charge permanente G_{pta} de plancher terrasse accessible

c) Charges permanentes du plancher étage courant et RDC :

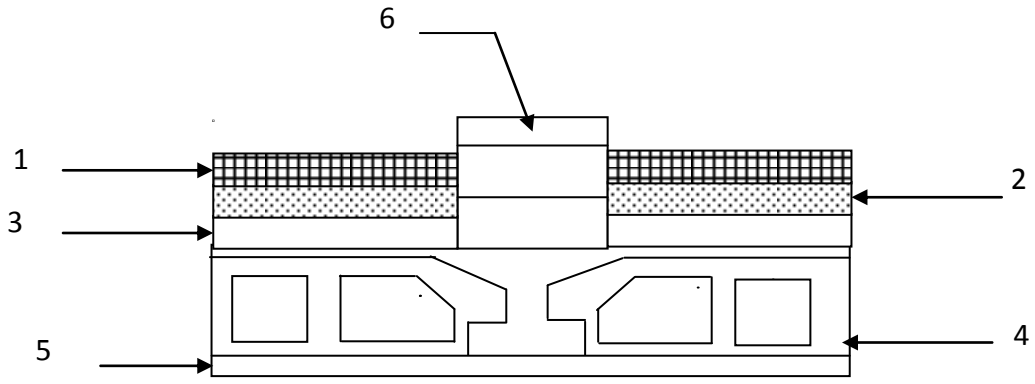


Fig II-3 Coupe d'un plancher étage courant &RDC

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids Volumique [KN/m3]	Charges [KN/m^2]
1	Revêtement en carrelage	0,02	22,00	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20,00	0,40
3	Couche de sable	0,03	18,00	0,54
4	Plancher en corps creux	0,20	14,00	2,80
5	Enduit de plâtre	0,02	10,00	0,20
6	Maçonnerie en brique creuse	0,10	9,00	0,90
				G_c=5,28

Tableau II-3 : Valeur de la charge permanente G_c de plancher étage courant,RDC

d) L'acrotère :

L'acrotère est réalisé en béton armé, est assimilé à une console encastrée dans le plancher terrasse, ses dimensions sont indiqués dans la figure suivante :

◆Poids propres de l'acrotère :

$\mathbf{G_{acr}} = \boldsymbol{\rho} \times \boldsymbol{S}$

$\boldsymbol{\rho}$ **:** Masse volumique du béton armé.

$\boldsymbol{S}$ **:** Section de l'acrotère.

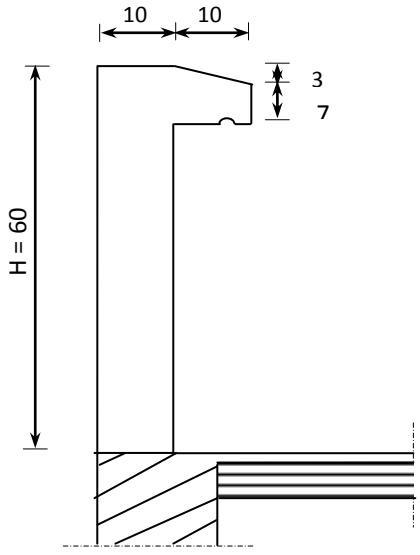


Fig II-4 : coupe verticale de l'acrotère

$G_{acr} = 25\left((0,1 \times 0,6) + (0,07 + 0,1) + \frac{0.1 \times 0,03}{2}\right) = 1,7125$ KN/m

G_{acr}=1, 7125 KN/ml

e) Maçonnerie :

Murs extérieurs :

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

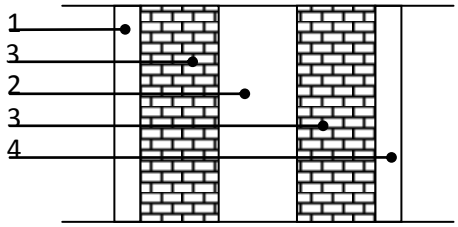


Fig II-5 : Coupe verticale de mur extérieur

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**

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

Murs intérieurs :

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

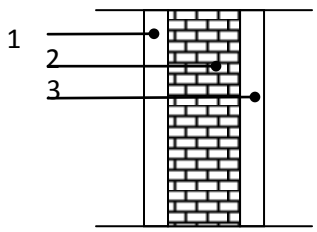


Fig II-6 : Coupe horizontale de mur intérieur

Quant à la charge des murs intérieurs elle est déjà prise en considération dans la charge des planchers.

II-1-2) charges d'exploitations :

Plancher terrasse inaccessible…….....1[KN/m^2]

Plancher terrasse accessible…….....1,1[KN/m^2]

Plancher étage courant : à usage d'habitation……..1,5[KN/m^2]

Plancher étage de service …….2,5[KN/m^2]

Escalier……..…….....2,5[KN/m^2]

Balcon…….....3, 5[KN/m²]

Acrotère……...1[KN/m²]

Porte à faux……...1,5[KN/m²]

II-2) Pré dimensionnement des éléments :

II-2-1) Les planchers :

Les planchers sont des éléments horizontaux 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 a des planchers en corps creux :

Ils sont constitues d'une dalle de compression ferraillée et de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant la petite portée. Afin de limiter la flèche, l'épaisseur minimum des planchers doit satisfaire la condition suivante :

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

Les mailles de treillis soudé de nuance (TLE520) ne doivent pas dépasser :

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

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

Avec :

h_t : L'épaisseur des planchers.

L : la portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles, dans notre projet la portée libre maximale : L=365[cm].

Ce qui nous donne :**ht= $\frac{385}{22.5}$ =17,11 [cm].**

On opte pour un plancher de (16+4) c'est-à-dire h_t=20[cm].

D'où l'épaisseur du corps creux est de 16[cm] et l'épaisseur de la dalle de compression est de [4cm].

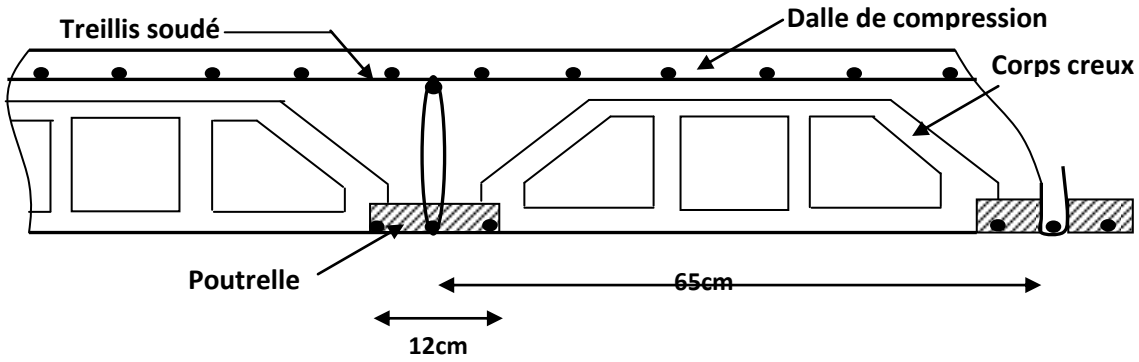


Fig II-7 : Schéma d'un plancher en corps creux

II-2-2) Les poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé (horizontales et linéaires), faisant partie de l'ossature du plancher. Elles reçoivent les actions mécaniques (efforts et moments) et les transmettent aux éléments verticaux (poteaux, voiles), le pré - dimensionnement des poutres sera effectué en respectant les conditions suivantes :

- Hauteur de la poutre : $\frac{Lmax}{15} \leq hp \leq \frac{Lmax}{10}$
- Largeur de la poutre : $0{,}4hp \leq bp \leq 0{,}7h$

Avec :

L_{max} : longueur de la portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré.

h_p : hauteur de la poutre.

b_p : largeur de la poutre.

Tout en respectant les conditions du RPA99 modifié 2003(article 7.5.1), relatives au coffrage des poutres à savoir :

$$\begin{cases} b \geq 20 \\ h \geq 30 \ [cm] \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Et on distingue deux types de poutres :

-Les poutres principales (ou porteuses)

-Les poutres secondaires (ou de chainages)

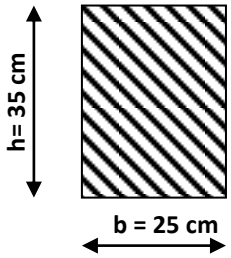
a) Les poutres principales (sens longitudinal) :

Elles sont dans le sens perpendiculaire à celui des poutrelles.

- **La hauteur de la poutre h** :

On a : $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$ Avec : L_{max}= 3,85 m -0,35=3,50m =350cm

D'où : $\frac{350}{15} \leq h \leq \frac{350}{10} \Rightarrow 23{,}33 \text{ cm} \leq h \leq 350\text{cm}$



Soit : h = 35cm

- **La largeur de la poutre b** :

$0{,}4hp \leq b \leq 0{,}7hp \Longrightarrow 0{,}4x35 \leq b \leq 0{,}7x35 \Rightarrow 14 \text{ cm} \leq bp \leq 24.5\text{cm}$

On opte pour : **b = 25 cm**

Vérification des exigences RPA 99 version 2003 :(zone sismique IIa)

$$\left.\begin{array}{l} b = 25\text{cm} \geq 20 \\ h = 35\text{cm} \geq 30 \ [cm] \\ h/b = 35/25 = 1{,}4 < 4 \end{array}\right\} \text{ Conditions vérifiées}$$

b) Les poutres secondaires (sens transversal) :

Elles sont parallèles aux poutrelles.

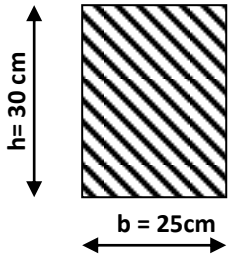
- **La hauteur de la poutre h :**

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

L=381 – 35 = 346 [cm]

346/15 ≤ h ≤ 346 /10 $\Longrightarrow$ 23,06 ≤ h ≤ 34,6

Soit : h=30[cm]



- **La largeur de la poutre b** :

0.4 h≤ b ≤ 0.7 h

0.4X30≤ b ≤ 0.7X30 $\Longrightarrow$ 12 ≤ b ≤ 21

On opte pour **: b=25cm**

- **Vérification des exigences RPA 99 version 2003 :**(zone sismique IIa)

b = 25 cm ≥20 [cm]

h = 30cm ≥30 [cm] } Conditions vérifiées

h/b= 30 /20= 1,5<4

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

- Poutres principales (25X35) cm2 $\Longrightarrow$ Sens transversal
- Poutres secondaires (25X30) cm2 $\Longrightarrow$ Sens longitudinal

II-2-3) Les voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place .Ils sont destinés à reprendre une partie des charges verticales eta assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales .Leur dimensionnement sera conforme au R.P.A 99 modifié 2003 (Art 7.7.1) qui préconise les conditions suivantes :$L \geq 4.e$

$e_{min} \geq 15cm$

L : longueur du voile.

e : épaisseur du voile.

he : hauteur d'étage

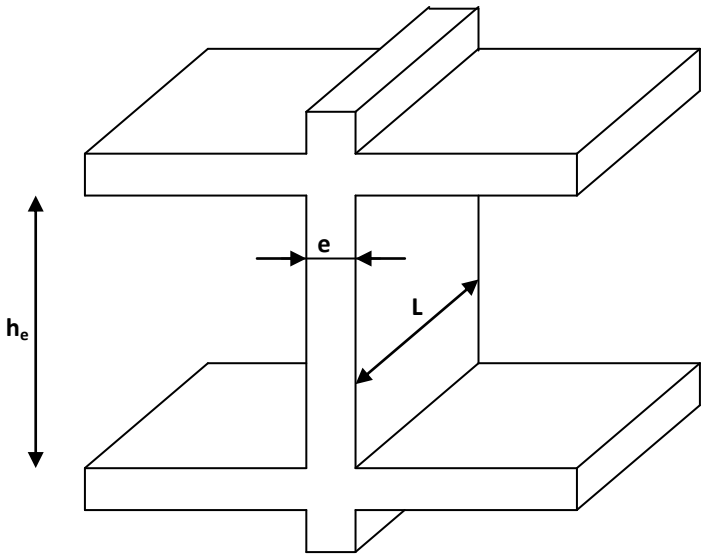


Fig II-8 : Coupe d'un voile en élévation

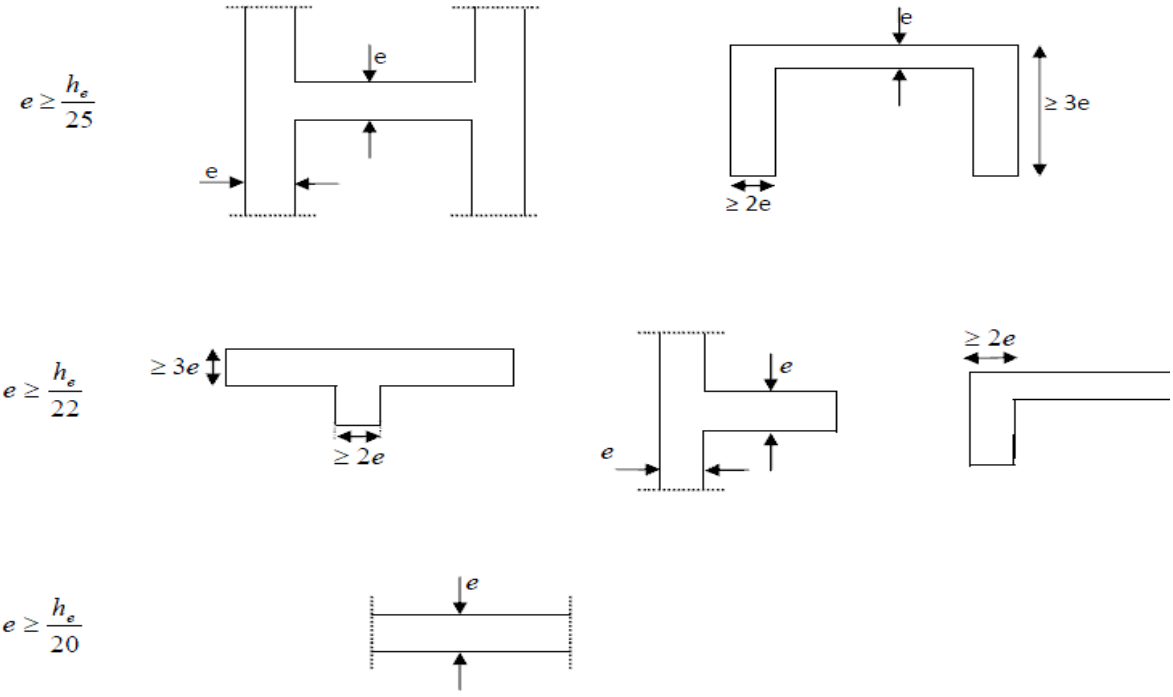


Fig II-9 : coupe des voiles en plan.

- **Au niveau d'étage courant et du RDC :**

Dans notre projet la hauteur la plus importante est celle de RDC (niveau commerce); alors :

h_e= (408-30)=378cm (30cm hauteur de la poutre).

- $e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{378}{20} = 19{,}8cm.$
- $e \geq \frac{h_e}{22} = \frac{378}{22} = 17{,}18cm$
- $e \geq \frac{h_e}{25} = \frac{378}{25} = 15{,}12cm$

Alors on opte pour : e =20cm

$e_{min} \geq 15cm \Rightarrow 20cm \geq 15cm$ (Condition vérifiée).

$L \geq 4.e \Rightarrow L > 4x20 = 80cm$ Longueur minimum du voile.

II-2-4) Les Poteaux :

Ce sont des éléments porteurs qui transmettent aux fondations une partie des efforts provenant de la superstructure, Les poteaux sont dans un premier temps dimensionnés à L'ELS en compression simple, en supposant que seul le béton reprend les charges normales, la section des poteaux est donnée par la relation suivante :

$$S \geq \frac{N\max}{\overline{\sigma}_{bc}}$$

Avec :

S : section transversale du poteau.

$\overline{\sigma}_{bc}$ **:** Contrainte limite de compression du béton.

$\overline{\sigma}_{bc}$=0.6f_{c28}=0.6x25=15Mpa.

N_{max}: effort normal maximal de compression agissant à la base du poteau.

a) Surface d'influence :

Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité (b2)

Section nette :

S´ (plancher) = (1,8+1,53)x(1,83+1,43)= 10,85

Section brute:

S (plancher)=3,58x3,46=12,39 m²

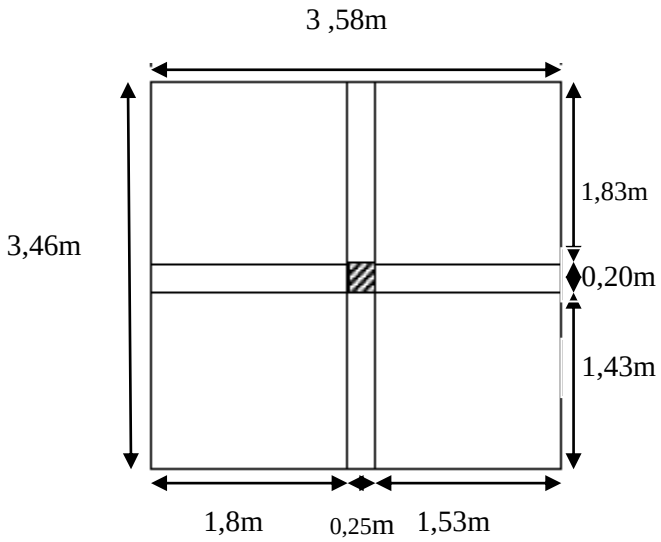


Fig II-10 : surface d'influence du poteau le plus sollicité

b) Poids propre des éléments :

- **Poutres principales :**

G= (3,46-0,20) x0, 35x0, 25x25=7,13 KN

- **Poutres secondaires :**

G= (3, 58-0, 25) x0, 25x0, 3x25=6,24KN

- **Poids total** P = PPP +PPS

P = 7,13+ 6,24 =13,37KN.

- **Plancher « terrasse inaccessible » :**

PPT = 10,85× 5,78 = 62,71 KN

- **Plancher courant :**

PPC = 10,85× 5,28=57,29KN

c) Loi de dégression des charges :

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Pour les bâtiments à usage d'habitation, cette loi de dégression s'applique entièrement sur tous leurs niveaux.

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

Les règles de DTR B C 2.2 nous imposent d'appliquer le degré des surcharges d'exploitation**.**

$$\sum n = Q_0 + \frac{3+n}{2n}\sum_{i=1}^{n} Q_i \quad pour\ n \geq 5.$$

Q0=QPT =12,39 KN

Q1=Q2=…….-=Q9 = QPC = 18 ,59KN.

QPRDC = 61,95 KN

QPservice=30,98 KN

Niv 11: Σ0 = Q0 = 12,39 KN.

Niv 10 : Σ1 = Q0 +Q1 = 12,39 + 18,59= 31 KN

Niv 09 : Σ2 = Q0 + 0.95 (Q1 + Q2) =12,39+0.95 (2x18, 59) =47,71 KN

Niv 08 : Σ3 = Q0 + 0.9 (Q1 + Q2 +Q3) =12,39+0.9 (3x18, 59)=62,6 KN

Niv 07 : Σ4 = Q0 + 0.85 (Q1 + Q2 +Q3 +Q4) =12,39+0.85 (4x18, 59)=75,6 KN

Niv 06 : Σ5 = Q0 + 0.8 (Q1 + Q2 +Q3 +Q4 +Q5) =12,39+0.8 (5x18, 59)= 86,75 KN

Niv 05 :Σ6 = Q0 + 0.75 (Q1 + Q2 +Q3 +Q4 +Q5 +Q6) =12,39+0.75(6x18,59)=96,05 KN

Niv 04 : Σ7 = Q0 + 0.71 (Q1 + Q2 +Q3 +Q4 +Q5 +Q6+ Q7)

= 12,39+0.71 (7x18,59)=104,8KN

Niv 03 : Σ8 = Q0 + 0.69 (Q1 + Q2 +Q3 +Q4 +Q5 +Q6+ Q7 + Q8)

= 12,39+0.69 (8x18,59)=115KN

Niv02:Σ9= Q0+0.67 (Q1+Q2 +Q3 +Q4 +Q5 +Q6+ Q7 + Q8+Q9)

=12,39+0.67 (9x18, 59+61,95)=153,54KN

Niv01:Σ10= Q0+0.67 (Q1+Q2 +Q3 +Q4 +Q5 +Q6+ Q7 + Q8+Q9)

=12,39+0.65 (9x18,59+61,95+30 ,98)=181,55KN

Les résultats son donnés dans le tableau suivant :

NIV	Charges permanentes [KN]					Surcharges d'exploitation [KN]		Effort normal N=G+Q [KN]	Section du poteau [cm²]	
	Planchers	Poutres	Poteaux	G_{totale}	$G_{cumulée}$	Q_i	$Q_{cumlée}$		Section trouvée	Section adoptée
11	62,71	13,37	0	76,1	76,1	12,39	12 ,39	88,5	59	**30x30**
10	57,29	13,37	6	76,66	152,8	18,59	31	184	122,5	**30x30**
9	57,29	13,37	6	76,66	229,4	18,59	49,6	279	186	**35x35**
8	57,29	13,37	6	76,66	306,1	18,59	68,2	374,3	249,5	**35x35**
7	57,29	13,37	8,18	78,84	384,9	18,59	86,78	471,7	314,4	**35x35**
6	57,29	13,37	8,18	78,84	463,3	18,59	105,4	568,7	379,1	**35x35**
5	57,29	13,37	8,18	78,84	542,2	18,59	124	666,2	444,1	**40x40**
4	57,29	13,37	10,68	81,34	623,5	18,59	142,6	766,1	510,7	**40x40**
3	57,29	13,37	10,68	81,34	704,8	18,59	161,2	866	577,3	**40x40**
Rdcservic	57,29	13,37	10,68	81,34	786,2	61,95	223,1	1009,3	673	**45x45**
RDC	57,29	13,37	13,52	84,18	870,4	31	254,1	1124,5	750	**45x45**

Tableau II-6:Récapitulatif de la descente de charges

Les sections adoptées sont les suivantes :

(45x45) : pour le RDC

(40x40) : pour les étages 1,2 et 3.

(35x35) : pour les étages 4,5,6 et 7.

(30x30) : pour les étages 8 et l'attique.

d) Vérification des conditions du RPA99/version 2003art.7.4.1 :

- **Coffrage :**

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (he) en une seule fois. Et les dés de calages sont interdits. Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone IIa doivent satisfaire les conditions suivantes :

1) min (b1, h1) $\geq$ 25 [cm]

2) min (b1, h1) $\geq \frac{h_e}{20}$

3) $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Avec : b_1 et $h_1$les dimensions des poteaux.

h_e : hauteur d'étage.

- **Poteaux (30x30) :**

1) Min (30x30)=30[cm] $\geq$ 25 [cm] $\longrightarrow$ Condition vérifiée

2) $\frac{h_e}{20} = \frac{3{,}06 - 0{,}35}{20} = 0.1355[m]$

Min (30x30) = 30 $\geq$ 13,355 [cm] $\longrightarrow$ Condition vérifiée

3) $\frac{30}{30} = 1 \rightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4$ $\longrightarrow$ Condition vérifiée

➢ **Poteaux (35x35) :**

1) Min (35x35)=35[cm] ≥ 25 [cm] ⟶ Condition vérifiée

2) $\frac{h_e}{20} = \frac{3,06 - 0,35}{20} = 0.1355[m]$

Min (35x35) = 35 ≥ 13,355 [cm] ⟶ Condition vérifiée

3) $\frac{35}{35} = 1 \rightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4$ ⟶ Condition vérifiée

➢ **Poteaux (35x35) :**

1) Min (40x40)=40[cm] ≥ 25 [cm] ⟶ Condition vérifiée

2) $\frac{h_e}{20} = \frac{3,06 - 0,35}{20} = 0.1355[m]$

Min (40x40) = 40 ≥ 13,355 [cm] ⟶ Condition vérifiée

3) $\frac{40}{40} = 1 \rightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4$ ⟶ Condition vérifiée

➢ **Poteaux (45x45) :**

1) Min (45x45)=45[cm] ≥ 25 [cm] ⟶ Condition vérifiée

2) $\frac{h_e}{20} = \frac{4,08 - 0,35}{20} = 0,1865[m]$ Pour le RDC commerce

$\frac{h_e}{20} = \frac{3,57 - 0,35}{20} = 0,161[m]$ Pour le RDC service.

Min (45x45) = 45 ≥ 0,1865 [cm] ⟶ Condition vérifiée

Min (45x45) = 45 ≥ 0,161 [cm] ⟶ Condition vérifiée

3) $\frac{45}{45} = 1 \rightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4$ ⟶ Condition vérifiée

Conclusion :

Le coffrage des poteaux est conforme aux exigences du RPA.

e) Vérifications des poteaux au flambement :

La vérification des poteaux au flambement doit satisfaire la condition suivante :

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

λ : Elancement du poteau.

l_f : Longueur de flambement ($l_f = 0{,}7\ l_0$).

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

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

B : Section transversale du poteau (B = hxb)

l_0 : Longueur libre du poteau

$$\lambda = \frac{0{,}7 l_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0{,}7 l_0}{\sqrt{\frac{bh^3/12}{bh}}} = \frac{\sqrt{12}.0{,}7.l_0}{h} \Rightarrow \lambda = 2{,}42\ \frac{L_0}{h}$$

- Poteaux (30 x 30) : L_0 =2,71 m $\Longrightarrow$ $\lambda = 21{,}86 < 50$
- Poteaux (35 x 35) : L_0 =2,71 m $\Longrightarrow$ $\lambda = 18{,}74 < 50$
- Poteaux (40 x 40) : L_0 =2,71 m $\Longrightarrow$ $\lambda = 16{,}4 < 50$
- Poteaux (45 x 45) : L_0 =3,73 m $\Longrightarrow$ $\lambda = 20{,}05 < 50$ Pour RDC commerce
- Poteaux (45 x 45) : L_0 =3,22 m $\Longrightarrow$ $\lambda = 17{,}32 < 50$ Pour RDC service

Conclusion :

Tous les poteaux vérifient la condition de non-flambement.

Chapitre III

Calcul des éléments

Introduction :

Après avoir pré-dimensionné les éléments de contreventement ; on passera au dimensionnement des éléments tels que les planchers et les éléments secondaires.

III-1) Calcul du plancher :

Les planchers sont constitués de corps creux qui sont utilisés comme coffrage perdu et qui servent aussi à l'isolation thermique et phonique, d'une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées dans le sens de la petite portée et qui possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.

III -1-1) Etude et ferraillage de la dalle de compression:

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 04cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520), avec une limite d'élasticité .fe = 520 MPa.

Le treillis soudé doit avoir des mailles de dimensions au plus égales aux valeurs données par l'article **(B.6.8, 423) du BAEL 91** :

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.

Les sections d'armatures doivent normalement satisfaire les conditions définies ci-après, et cela pour une langueur $50 \leq lx \leq 80$ cm

Où : lx est l'entre axes des poutrelles ; lx =65cm

a)Armatures ⊥ aux poutrelles :

$$A\perp = \frac{4\,lx}{fe} = \frac{4\times 65}{520} = 0{,}5\ cm^2/ml$$

Nous adoptons :

5Φ5 /ml A = 0,98 cm²
St = 20 cm

b) Armatures parallèles aux poutrelles:

$A\perp = \frac{A\perp}{2} = \frac{0,98}{2} = 0,49\ cm^2$

Soit: 5Φ5 /ml A = 0,98 cm²
S_t = 20 cm

Conclusion :

Nous optons pour le ferraillage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de diamètre Φ5 et de mailles (200x200) mm².

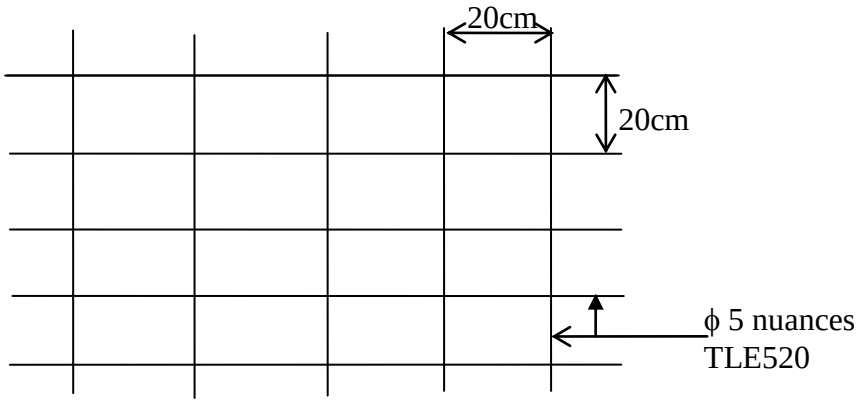


Fig III-1-1 : Treillis soudé de 200x200

III-1-2) Étude des poutrelles:

a) Dimensionnement de la poutrelle : h_t= 16+4 cm

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont sollicitées par une charge uniformément repartie et seront calculées en deux étapes, avant et après le coulage de la dalle de compression

❖ **1ère étape : Avant coulage de la dalle de compression :**

Avant le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités (figure 5.2). Elle travaille en flexion simple et doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier.

La section est de géométrie 4x12cm².

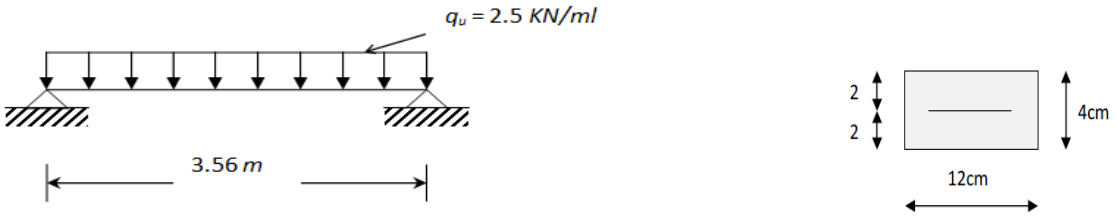


Fig III-1-2 : Schéma statique de la poutrelle.

1)Evaluation des charges :

- Charge permanente : G :

- poids propre de la poutrelle *:* 0,12 × 0,04 ×25=0,12 *KN ml*
- poids du corps creux *:* 0,95×0,65 = 0,62 *KN ml*

- Surcharges : Q = 1 KN /ml

2) calcul à L'ELU :

La combinaison de charges à considérer :

$$q_u = 1{,}35\ G + 1{,}5\ Q$$

$$q_u = 1{,}35x\ (0{,}12 + 0{,}62) + 1{,}5 \times 1 = 2{,}5\ KN/ml$$

Le moment en travée : $Mt = q_u\ L^2 / 8 = 2{,}5 \times (3{,}56)^2 / 8 = 3{,}96\ KN.m$

L'effort tranchant : $T = q_u L / 2 = 2{,}5 \times 3{,}56 / 2 = 4{,}45\ KN$

3) Calcul des armatures :

Soit l'enrobage c = 2 cm

Hauteur utile : d = h - c = 4 – 2 = 2 cm**.**

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{4{,}54 \times 10^6}{12 \times 20^2 \times 14{,}2} = 6{,}66 \text{ KN.m}$$

$\mu_b = 0{,}666 > \mu_R = 0{,}392$ (SDA)

Remarque :

Comme la section du béton de la poutrelle est trop faible (12× 4) et pour respecter le pourcentage minimal des aciers dans une section en béton armé, on ne peut pas disposer des armatures comprimées. Cependant, il est nécessaire de prévoir un échafaudage sur lequel reposeront les poutrelles.

❖ **2ème étape : après coulage de la dalle de compression :**

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis de section en T

➢ **Caractéristiques géométriques de la section de la poutrelle:**

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle aura les caractéristiques géométriques données par la figure suivante :

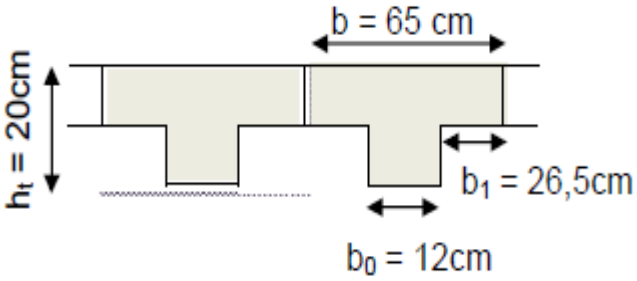


Fig III-1-3 : section de la poutrelle après coulage de la dalle de compression

- **Poids du plancher :**

➢ **Plancher étage courant :**

- Charges permanentes : G =5,28 x 0,65 = 3,432 KN/ml
- Charges d'exploitations : Q =1,5 x 0,65 = 0,975 KN/ml

➢ **Plancher RDC (service) :**

- Charges permanentes : G =5,28×0,65=3,432 KN/ml

- Chagres d'exploitations :Q=2 ,5×0,65=1,625KN/ml

➢ **Plancher terrasse accessible :**

- Charges permanentes : G = 6,22 x 0.65 = 4,043 KN/ml
- Charges d'exploitations : Q = 1,5 x 0,65 = 0,975 KN/ml

➢ **Plancher terrasse inaccessible :**

- Charges permanentes : G = 5,78 × 0,65 = 3,757 KN/ml
- Charges d'exploitations : Q = 1× 0,65 = 0,65 KN/ml

- **Combinaison de charges :**

➢ **Plancher étage courant :**

- **ELU :** qu= 1,35G +1,5Q=1,35x3,432+1,5x0,975= 6,095 KN/ml
- **ELS :** qser=G+Q=3,71+0,975= 3,617 KN/ml

➢ **Plancher RDC (service) :**

- **ELU :** qu= 1,35G +1,5Q=1,35x3,432+1,5x1,625= 7,07 KN/ml
- **ELS :** qser=G+Q=3,432+1,625= 5,065 KN/ml

➢ **Plancher terrasse accessible :**

- **ELU :** qu= 1,35G +1,5Q=1,35x4,043+1,5x0,975 =6,92 KN/ml
- **ELS :** qser=G+Q=4,043+0,975 = 5,018 KN/ml

➢ **Plancher terrasse inaccessible :**

- **ELU :** qu= 1,35G +1,5Q=1,35x3,757+1,5x0,65=6.433 KN/ml
- **ELS :** qser=G+Q=3,757+0,65= 4,407 KN/ml

Remarque :

On constate que le chargement pour le plancher RDC (service) est le plus défavorable.

Vu que la différence entre les chargements n'est pas importante, on utilisera celui de plancher RDC (service) pour le calcul du ferraillage.

1) Choix de la méthode de calcul :

❖ **vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire : [Art B.6.2,210/BAEL 91 modifie 99]**

Hypothèses :

· La valeur de la surcharge respecte la condition suivante :

$Q \leq 2G$ ou $5\ KN/m^2$.

· La fissuration est non préjudiciable.

· Toutes les travées ont un même moment d'inertie.

· Le rapport de deux travées successives est compris entre 0,8 et 1,25.

Vérifications :

On a Q = 1,625 KN/m

2 G = 2x 3,432= 6,864 KN/m

$\Longrightarrow$ Condition vérifiée

- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées. $\Longrightarrow$ Condition vérifiée

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

$$\left.\begin{aligned} \frac{L_i}{L_{i+1}} &= \frac{3,56}{2,95} = 1,20 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} &= \frac{2,95}{2,78} = 1,06 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} &= \frac{2,78}{2,83} = 0,98 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} &= \frac{2,83}{2,93} = 0,97 \end{aligned}\right\} \Longrightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

Conclusion : Toutes les conditions sont vérifiées, la méthode forfaitaire est applicable.

❖ **Principe de la méthode (Art B.6.2,210/BAEL 91 modifie 99) :**

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée dite de comparaison, c'est à dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

Le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation est défini comme suit :

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

M_0: la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée L que la travée considérée et soumise au mêmes charges (moment isostatique)

Mw, Me

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

M_W : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche.

Me : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite.

Mt : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

Les valeurs M_W, Me, Mt, doivent vérifier les conditions suivantes :

$$M_t \geq \max\{1{,}05 ; (1+0{,}3\alpha)M_0 - \frac{MW+Me}{2}\}$$

$M_T \geq \frac{1+0{,}3\alpha}{8} M_0$ dans une travée intermédiaire

$M_T \geq \frac{1{,}2+0{,}3\alpha}{2} M_0$ dans une travée de rive

La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être égale à :

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

2) Application de la méthode forfaitaire :

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

$$\alpha = \frac{1,625}{1,625 + 3,432} = 0,32 \qquad 0 \leq 0,32 \leq \frac{2}{3} \Longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

➢ **Calcul à l'ELU :**

q_u= 7,07 KN/ml

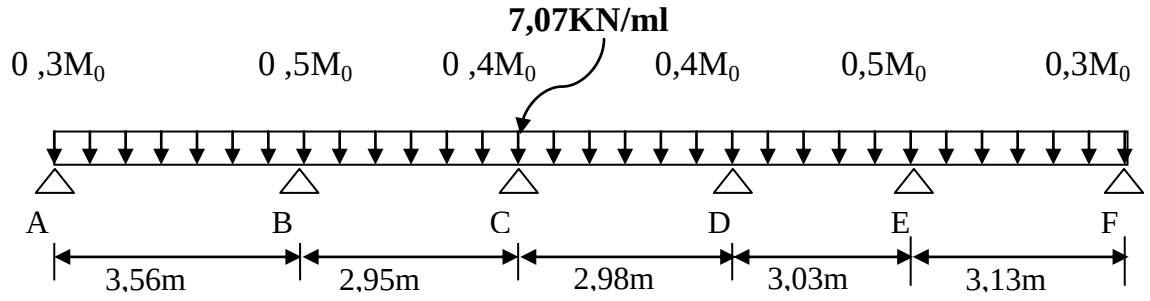


Fig-III-1-4 : Schéma statique de la poutrelle

➢ **Calcul des moments fléchissant:**

- **Calcul de moment isostatique :**

$M_{01} = (q_u \times l^2_{AB})/8 = \frac{7,07 \times 3,56^2}{8} = 11,2$ KN.m

$M_{02} = (q_u \times l^2_{BC})/8 = \frac{7,07 \times 2,95^2}{8} = 7,70$ KN.m

$M_{03} = (q_u \times l^2_{CD})/8 = \frac{7,07 \times 2,98^2}{8} = 7,85$ KN.m

$M_{04} = (q_u \times l^2_{DE})/8 = \frac{7,07 \times 3,03^2}{8} = 8,11$ KN.m

$M_{05} = (q_u \times l^2_{EF})/8 = \frac{7,07 \times 3,13^2}{8} = 8,66$ KN.m

- **Calcul des moments aux appuis :**

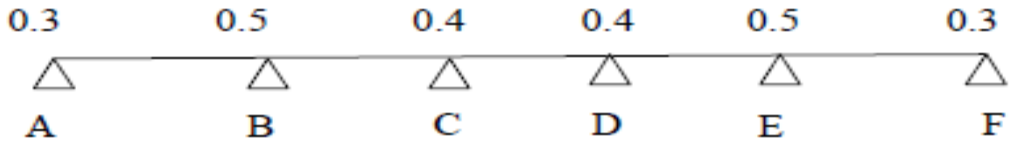


Fig -III-1-5 : Valeurs des moments sur appuis

$M_A = 0,3M_{01} = 0,3 \times 11,2 = 3,36$ KN.m

$M_B = 0,5\text{Max}(M_{01};M_{02}) = 0,5(11,2 ; 7,7) = 0,5 \times 11,2 = 5,6$ KN.m

$M_C = 0,4\ \text{Max}(M_{02};M_{03}) = 0,4(7,7 ; 7,85) = 0,4 \times 7,85 = 3,14$ KN.m

$M_D = 0,4\ \text{Max}(M_{03};M_{04}) = 0,4(7,85 ; 8,11) = 0,4 \times 8,11 = 3,24$ KN.m

$M_E = 0,5\text{Max}(M_{04};M_{05}) = 0,5(8,11 ; 8,66) = 0,5 \times 8,66 = 4,33$ KN.m

$M_F = 0,3M_{05} = 0,3 \times 8,66 = 2,6$ KN.m

- **Calcul des moments en travées :**

➢ **Etude de la travée AB :**(travée de rive)

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

$M_t^{AB} \geq \max[11,76 ; 12,27] - (3,36+5,6)/2$

$M_t^{AB} \geq 12,27-4,48 = 7,79$ KN.m

$M_t^{AB} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{01} = \frac{1,2+(0,3\times 0,32)}{2} \times 11,2 = 6,88$ KN.m

On prend : $M_t^{AB} = 7,79$ KN.m

➢ **Etude de la travée BC :**(travée intermédiaire)

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

$M_t^{BC} \geq \max[8,08 ; 8,44] - (5,6+3,14)/2$

$M_t^{BC} \geq 8,44-4,37 = 4,07$ KN.m

$M_t^{BC} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{02} = \frac{1+(0,3\times 0,32)}{2} \times 7,7 = 4,22$ KN.m

On prend : $M_t^{BC} = 4,22$ KN.m

➢ **Etude de la travée CD :**(travée intermédiaire)

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

$M_t^{CD} \geq \max[8,24 ; 8,6] - (3,14+3,24)/2$

$M_t^{CD} \geq 8,6-3,19 = 5,41$ KN.m

$M_t^{CD} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{03} = \frac{1+(0,3\times 0,32)}{2} \times 7,85 = 4,30$ KN.m

On prend : $M_t^{CD} = 5,41$ KN.m

➢ **Etude de la travée DE :**(travée intermédiaire)

$M_t^{DE} \geq \max[1,05M_{04} ; (1+0,3\alpha)M_{04}] - (M_D+M_E)/2$

$M_t^{DE} \geq \max[8,24 ; 8,9] - (3,24+4,33)/2$

$M_t^{DE} \geq 8,9-3,79 = 5,11$ KN.m

$M_t^{DE} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{04} = \frac{1+(0,3\times0,32)}{2} \times 8,11 = 4,44$ KN.m

On prend : $M_t^{DE} = 5,11$ KN.m

- **Etude de la travée EF :**(travée de rive)

$M_t^{EF} \geq \max[1,05M_{05} ; (1+0,3\alpha)M_{05}] - (M_E+M_F)/2$

$M_t^{EF} \geq \max[9,09 ; 9,49] - (4,33+2,6)/2$

$M_t^{EF} \geq 9,49-3,47 = 6,02$ KN.m

$M_t^{EF} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{05} = \frac{1,2+(0,3\times0,32)}{2} \times 8,66 = 4,75$ KN.m

On prend : $M_t^{EF} = 6,02$ KN.m

- **Calcul des efforts tranchants :**

Travée AB :

$T_A = [(q_u \times l_{AB})/2] + [(M_B - M_A)/l_{AB}]$

$T_A = [(7,07\times3,56)/2] + [[(-5,6)-(-3,36)]/3,56] = 11,95$ KN

$T_B = [(-q_u \times l_{AB})/2] + [(M_B - M_A)/l_{AB}]$

$T_B = [(-7,07\times3,56)/2] + [[(-5,6)-(-3,36)]/3,56] = -13,21$ KN

Travée BC :

$T_B = [(q_u \times l_{BC})/2] + [(M_C - M_B)/l_{BC}]$

$T_B = [(7,07\times2,95)/2] + [[(-3,14)-(-5,6)]/2,95] = 11,26$ KN

$T_C = [(-q_u \times l_{BC})/2] + [(M_C - M_B)/l_{BC}]$

$T_C = [(-7,07\times2,95)/2] + [[(-3,14)-(-5,6)]/2,95] = -9,60$ KN

Travée CD :

$T_C = [(q_u \times l_{CD})/2] + [(M_D - M_C)/l_{CD}]$

$T_C = [(7,07\times2,98)/2] + [[(-3,24)-(-3,14)]/2,98] = 10,50$ KN

$T_D = [(-q_u \times l_{CD})/2] + [(M_D - M_C)/l_{CD}]$

$T_D = [(-7,07\times2,98)/2] + [[(-3,24)-(-3,14)]/2,98] = -10,56$ KN

Travée DE :

$T_D= [(q_u \times l_{DE})/2]+[(M_E-M_D)/l_{DE}]$
$T_D=[(7,07\times3,03)/2]+[[(-4,33)-(-3,24)]/3,03]= 10,35$ KN

$T_E= [(-q_u \times l_{DE})/2]+[(M_E-M_D)/l_{DE}]$
$T_E=[(-7,07\times3,03)/2]+[[(-4,33)-(-3,24)]/3,03]= -11,07$ KN

Travée EF :

$T_E= [(q_u \times l_{EF})/2]+[(M_F-M_E)/l_{EF}]$
$T_E=[(7,07\times3,13)/2]+[[(-2,6)-(-4,33)]/3,13]= 11,61$ KN

$T_F= [(-q_u \times l_{EF})/2]+[(M_F-M_E)/l_{EF}]$
$T_F=[(-7,07\times3,13)/2]+[[(-2,6)-(-4,33)]/3,13]= -10,51$ KN

- **Récapitulatif: Tableau III-1-1**

Moments aux appuis (KN.m)					
M_A	M_B	M_C	M_D	M_E	M_F
3,36	5,6	3,14	3,24	4,33	2,6
Moments en travées (KN.m)					
M_t^{AB}	M_t^{BC}	M_t^{CD}	M_t^{DE}	M_t^{EF}	
7,79	4,22	5,41	5,11	6,02	

- **Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants (ELU):**

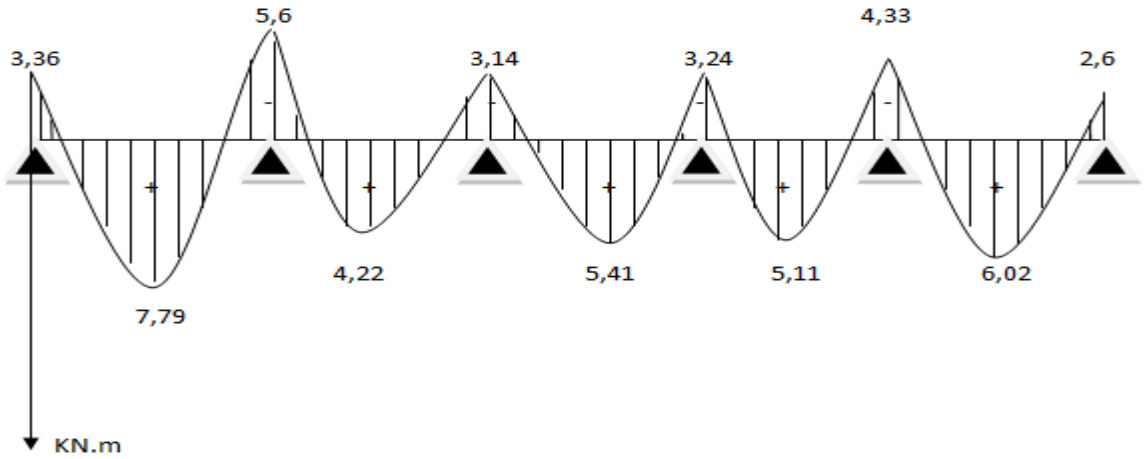


Fig -III-1-6: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

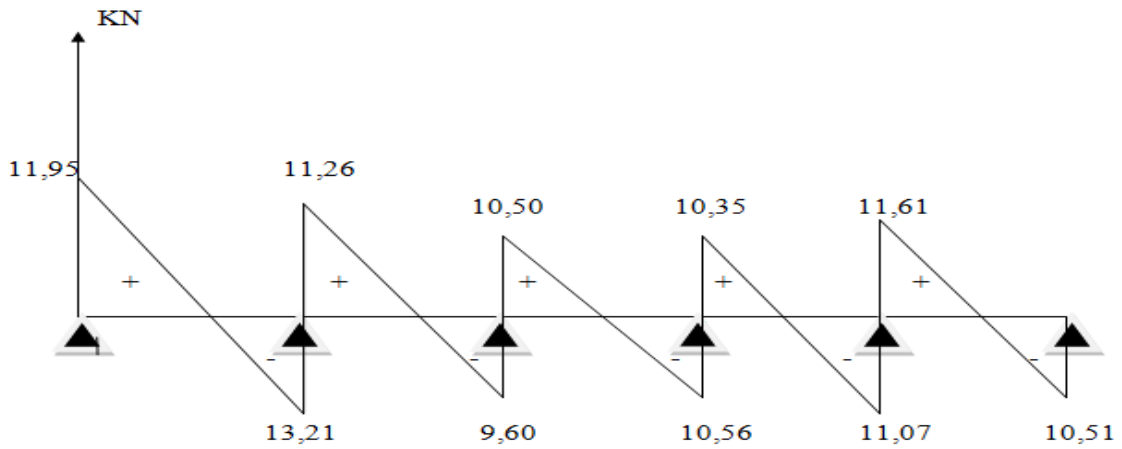


Fig III-1-7 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

3) Calcul des armatures:

On adoptera le même ferraillage en travée avec le moment maximum M_t^{max} =7,79 KNm, et le même ferraillage aux appuis avec le moment maximum M_a^{max} = 5,6 KNm.

3-1) Calcul des armatures à ELU : h0 = 4 cm, h = 20 cm

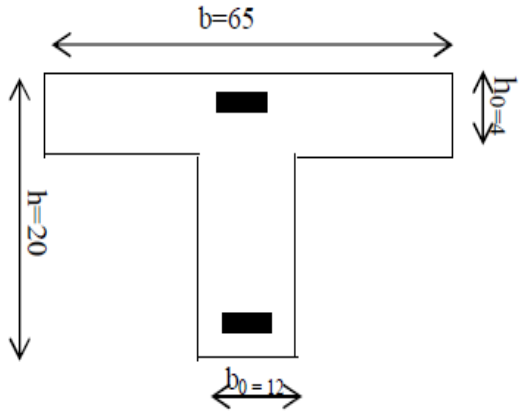


Fig III-1-8 : dimensions de la section en Té

d = h – c = 20 – 2 = 18 cm
b0 = 12 cm

b = 65 cm

- **Armatures longitudinales :**

  - **En travée :**

Le calcul des armatures en travée s'effectue comme une section en Té, en considérant le moment maximum M_t^{max} =7,79 KNm.

Le moment équilibré par la table de compression M_0 est donné par la formule suivante :

$M_0 = f_{bc}\, b h_o \left(d - \frac{h_o}{2}\right) = M_0 = 0{,}65 \times 0{,}04 \times 14{,}2 \times 10^3 \left(0{,}18 - \frac{0{,}04}{2}\right) = 59{,}072$[KN.m]

M_0 = 59,072 KN.m

D'où Mt^{max} =7,79 KNm < M_0 = 59,072 KNm

Donc l'axe neutre est dans la table de compression, le calcul se fera pour une section rectangulaire (b x h)=(65x20)

$\mu = \frac{M_t^{max}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{7{,}79 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14{,}2} = 0{,}026 < \mu_l = 0.392 \Longrightarrow$ section simplement armée

$\mu = 0{,}026 \Longrightarrow \beta = 0{,}987.$

$A_t = \frac{M_t^{max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{7{,}79 \times 10^3}{0{,}987 \times 18 \times 348} = 1{,}26$ [cm²].

Soit A_{adp} = 2HA10+ 1HA8= 2,07 [cm²].

  - **Aux appuis:**

M_a^{max}= 5.6 [KN.m]

La table de compression est entièrement tendue, la section à considérer pour le calcul est une section rectangulaire de hauteur utile d=18 cm et de largeur b_0 =12 cm .

$\mu = \frac{M_a^{max}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{5{,}6 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14{,}2} = 0{,}101 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ section simplement armée.

$\mu = 0{,}101 \Rightarrow \beta = 0{,}946.$

$A_t = \frac{M_a^{max}}{bd\sigma_{st}} = \frac{5{,}6 \times 10^3}{0{,}946 \times 18 \times 348} = 0{,}94$ [cm²].

Soit A_{adp}=1HA12= 1,13 [cm²].

- **Armatures transversales :**[Art A.7.2 ,21/BAEL 91 modifie 99]

$$\emptyset_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}\,;\,\emptyset_l\,;\frac{b_0}{10}\right\}$$

$\emptyset_t$: Diamètre des armatures transversales

$\emptyset_l$: Diamètre des armatures longitudinales

$$\emptyset_t \leq \min\left\{\frac{200}{35}\,;\,10\,;\frac{120}{10}\right\} = 5{,}71 \text{ mm on prend } \emptyset_t = 0{,}6 \text{ cm}$$

on adopte : 2Ø6 $\Longrightarrow$ $A_t = 0{,}56\ cm^2$

- **Espacement des armatures transversales :**

$S_t \leq \min\{0{,}9d\ ;\ 40\ cm\}$

$S_t \leq \min\{0{,}9\times 2\ cm\ ;\ 40\ cm\}$

Soit : St = 15 cm constant le long de la poutrelle, la section des armatures doit vérifier la condition suivante [Art A.5.1,23/BAEL 91modifie 99] :

$\frac{At\times fe}{b_o\times St} \geq 0{,}4MPa \Longrightarrow \frac{0{,}56\times 400}{12\times 15} = 1{,}24\ MPa \geq 0{,}4\ MPa \Longrightarrow$ vérifiée

3-2) Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité (BAEL 91 A 4.21, CBA93) :**

- **En travée :**

$A_{min} = 0{,}23bdf_{t28}/f_e = 0{,}23\times 12\times 18\times 2{,}1/400 = 0{,}26\ [cm^2]$.

$A = 2{,}07\ [cm^2] > A_{min} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

- **aux appuis :**

$A_{min} = 0{,}23b_odf_{t28}/f_e = 0{,}23\times 12\times 18\times 2{,}1/400 = 0{,}26\ [cm^2]$.

$A_a = 1{,}13\ [cm^2] > A_{min} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

- **Vérification de l'effort tranchant :** ***(Art51.211 / BAEL91modifié 99, CBA93)***

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

$\overline{\tau}_u$ = min ($\frac{0{,}2f_{28}}{\gamma_b}$, 5MPa) $\Rightarrow \overline{\tau}_u$ = min (3,33; 5) = 3,33 [MPa].

$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_o d}$

T_u^{max} = 13,21 [KN]

$\tau_u = \frac{13{,}21\times10^3}{120\times180}$ = 0,61[MPa] ; $\tau_u \leq \overline{\tau}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Puisque $\tau_u \leq \overline{\tau}_u$ donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

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

On doit vérifier que :
Pour le béton :

$T_u^{max} \leq \frac{0{,}4f_{28}}{\gamma_b}\times0{,}9db_o = 0{,}4\times\frac{25}{1{,}5}\times0{,}9\times180\times120$ = 129,6 [KN]

On a T_u^{max} = 13,21 [KN] < 129,6 [KN]$\Rightarrow$ Condition vérifiée.

Pour l'acier :

On doit vérifier que : $A_a \geq \frac{\gamma}{f_e}\left(T_u^{max} - \left|\frac{M_{max}}{0{,}9\,d}\right|\right)$

A_a = 1,13[cm²]

$\frac{\gamma}{f_e}\left(T_u^{max} - \left|\frac{M_{max}}{0{,}9\,d}\right|\right) = \frac{1{,}15}{40}\left(13{,}21 - \frac{5{,}6}{0{,}9\times0{,}18}\right)$ = -0,61 [cm²]

A_a = 1,13 [cm²] > -0,61 [cm²]$\Rightarrow$La condition est vérifiée.

- **Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton :**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donné par : $\Psi f_{t28} = 1{,}5\times2{,}1 = 3{,}15$ [MPa]

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

Ψ= 1,5 pour les aciers HA

$\sum U_i$: Périmètre utile des aciers.

$\sum U_i = n\prod\Phi = 3\times3{,}14\times10 = 94{,}2$ [mm]

$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0{,}9d \sum U_i} = \frac{13{,}21 \times 10^3}{0{,}9 \times 180 \times 94{,}2}$ =0,87 [MPa]

$\tau_{se} = 0{,}87$ [MPa] $\leq \overline{\tau}_{se}$ =3,15 [MPa] $\Rightarrow$ Condition vérifiée

➢ **Ancrage des barres aux appuis *(A6.1.22.1 BAEL91 modifié 99, CBA93):***

$\overline{\tau}_{se} = 0.6\Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1$ =2.835 [MPa]

$L_s = \frac{\Phi fe}{4\overline{\tau}_{se}} = \frac{1{,}2 \times 400}{4 \times 2.835}$= 42,33 [cm]

On prend L_s= 42,33 [cm]

Remarque :

La longueur d'ancrage l_s dépasse l'épaisseur de la poutre, on adoptera un crochet normal

Donc on substitue à l_s la longueur d'ancrage $l_a = 0.4 l_s = 0.4 \times 42.3$ =16.93 [cm]

3-3) Calcul à l'ELS :

- **Calcul de moment isostatique :**

q_s= 5,065 KN/ml $\quad \alpha = \frac{Q}{G+Q} \quad \alpha = \frac{1{,}625}{1{,}625 + 3{,}432} = 0{,}32$

$M_{01} = (q_s \times l^2_{AB})/8 = \frac{5{,}065 \times 3{,}56^2}{8}$ = 8,03 KN.m

$M_{02} = (q_s \times l^2_{BC})/8 = \frac{5{,}065 \times 2{,}95^2}{8}$ = 5,51 KN.m

$M_{03} = (q_s \times l^2_{CD})/8 = \frac{5{,}065 \times 2{,}98^2}{8}$ = 5,62 KN.m

$M_{04} = (q_s \times l^2_{DE})/8 = \frac{5{,}065 \times 3{,}03^2}{8}$ = 5,81 KN.m

$M_{05} = (q_s \times l^2_{EF})/8 = \frac{5{,}065 \times 3{,}13^2}{8}$ = 6,20 KN.m

- **Calcul des moments aux appuis :**

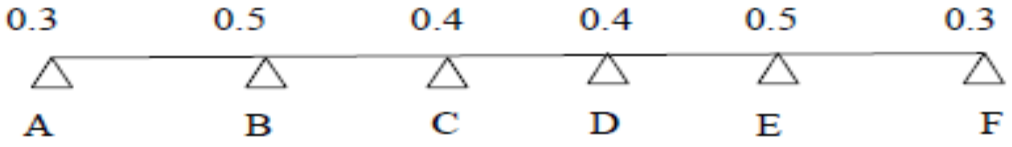


Fig III-1-9 : Correction des moments sur appuis

$M_A = 0,3M_{01} = 0,3 \times 8,03 = 2,41$ KN.m

$M_B = 0,5Max\ (M_{01};M_{02}) = 0,5(8,03 ; 5,51) = 0,5 \times 8,03 = 4,01$ KN.m

$M_C = 0,4\ Max\ (M_{02};M_{03}) = 0,4(5,51 ; 2,62) = 0,4 \times 5,51 = 2,20$ KN.m

$M_D = 0,4\ Max\ (M_{03};M_{04}) = 0,4(2,62 ; 5,81) = 0,4 \times 5,81 = 2,32$ KN.m

$M_E = 0,5Max\ (M_{04};M_{05}) = 0,5(8,81 ; 6,20) = 0,5 \times 8,81 = 4,40$ KN.m

$M_F = 0,3M_{05} = 0,3 \times 6,20 = 1,86$ KN.m

- **Calcul des moments en travées :**

➢ **Etude de la travée AB :**(travée de rive)

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

$M_t^{AB} \geq \max[8,43 ; 8,8] - (2,41+4,01)/2$

$M_t^{AB} \geq 8,8-3,21 = 5,59$ KN.m

$M_t^{AB} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{01} = \frac{1,2+(0,3\times 0,32)}{2} \times 8,03 = 5,20$ KN.m

On prend : $M_t^{AB} = 5,59$ KN.m

➢ **Etude de la travée BC :**(travée intermédiaire)

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

$M_t^{BC} \geq \max[5,78 ; 6,04] - (4,01+2,20)/2$

$M_t^{BC} \geq 6,04-3,11 = 2,93$ KN.m

$M_t^{BC} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{02} = \frac{1+(0,3\times 0,32)}{2} \times 5,51 = 3,02$ KN.m

On prend : $M_t^{BC} = 3,02$ KN.m

➢ **Etude de la travée CD :**(travée intermédiaire)

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

$M_t^{CD} \geq \max[5,62 ; 6,16] - (2,20+2,32)/2$

$M_t^{CD} \geq 6,16-2,26 = 3,9$ KN.m

$M_t^{CD} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{03} = \frac{1+(0,3\times 0,32)}{2} \times 5,62 = 3,08$ KN.m

On prend : $M_t^{CD} = 3,9$ KN.m

➢ **Etude de la travée DE :**(travée intermédiaire)

$M_t^{DE} \geq \max[1,05M_{04} ; (1+0,3\alpha)M_{04}] - (M_D+M_E)/2$

$M_t^{DE} \geq \max[5,81 ; 6,37] - (2,32+4,4)/2$

$M_t^{DE} \geq 6,37-3,36 = 3,01$ KN.m

$M_t^{DE} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{04} = \frac{1+(0,3\times0,32)}{2} \times 5,81 = 3,18$ KN.m

On prend : $M_t^{DE} = 3,18$ KN.m

- **Etude de la travée EF :**(travée de rive)

$M_t^{EF} \geq \max[1,05M_{05} ; (1+0,3\alpha)M_{05}] - (M_E+M_F)/2$

$M_t^{EF} \geq \max[6,20 ; 6,8] - (4,4+1,86)/2$

$M_t^{EF} \geq 6,8-3,13=3,67$ KN.m

$M_t^{EF} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{05} = \frac{1,2+(0,3\times0,32)}{2} \times 6,20 = 4,02$ KN.m

On prend : $M_t^{EF} = 4,02$ KN.m

- **Calcul des efforts tranchants :**

Travée AB :

$T_A = [(q_s \times l_{AB})/2] + [(M_B - M_A)/l_{AB}]$
$T_A = [(5,065\times3,56)/2] + [[(-4,01)-(-2,41)]/3,56] = 8,57$ KN

$T_B = [(-q_s \times l_{AB})/2] + [(M_B - M_A)/l_{AB}]$
$T_B = [(-5,065\times3,56)/2] + [[(-4,01)-(-2,41)]/3,56] = -9,46$ KN

Travée BC :

$T_B = [(q_s \times l_{BC})/2] + [(M_C - M_B)/l_{BC}]$
$T_B = [(5,065\times2,95)/2] + [[(-2,2)-(-4,01)]/2,95] = 8,08$ KN

$T_C = [(-q_s \times l_{BC})/2] + [(M_C - M_B)/l_{BC}]$
$T_C = [(-5,065\times2,95)/2] + [[(-2,2)-(-4,01)]/2,95] = -6,86$ KN

Travée CD :

$T_C = [(q_s \times l_{CD})/2] + [(M_D - M_C)/l_{CD}]$
$T_C = [(5,065\times2,98)/2] + [[(-2,32)-(-2,2)]/2,98] = 7,51$ KN

$T_D = [(-q_s \times l_{CD})/2] + [(M_D - M_C)/l_{CD}]$
$T_D = [(-5,065\times2,98)/2] + [[(-2,32)-(-2,2)]/2,98] = -7,59$ KN

Travée DE :

$T_D = [(q_s \times l_{DE})/2] + [(M_E - M_D)/l_{DE}]$
$T_D = [(5,065\times3,03)/2] + [[(-4,4)-(-2,32)]/3,03] = 7,00$ KN

T_E= [(-q_s×l_{DE})/2]+[(M_E-M_D)/l_{DE}]
T_E=[(-5,065×3,03)/2]+[[(-4,4)-(-2,32)]/3,03]= -8,36 KN

Travée EF :

T_E= [(q_s×l_{EF})/2]+[(M_F-M_E)/l_{EF}]
T_E=[(5,065×3,13)/2]+[[(-1,81)-(-4,4)]/3,13]= 8,75 KN

T_F= [(-q_s×l_{EF})/2]+[(M_F-M_E)/l_{EF}]
T_F=[(-5,065×3,13)/2]+[[(-1,81)-(-4,4)]/3,13]= -7,10 KN

- **Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants(ELS):**

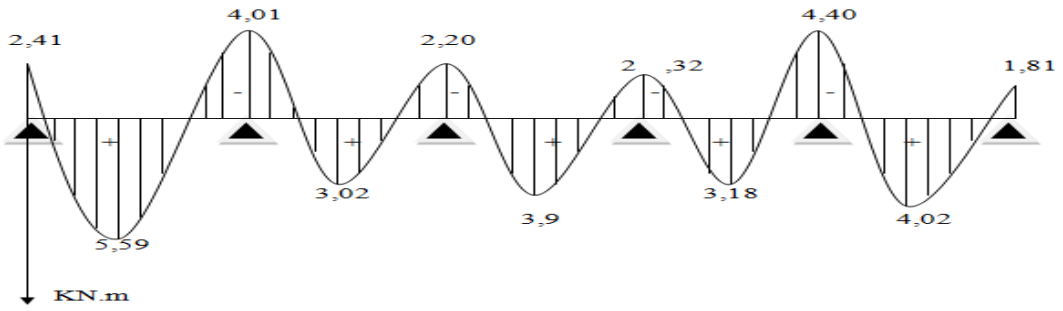


Fig III-1-10 : Diagramme des moments fléchissant à(ELS)

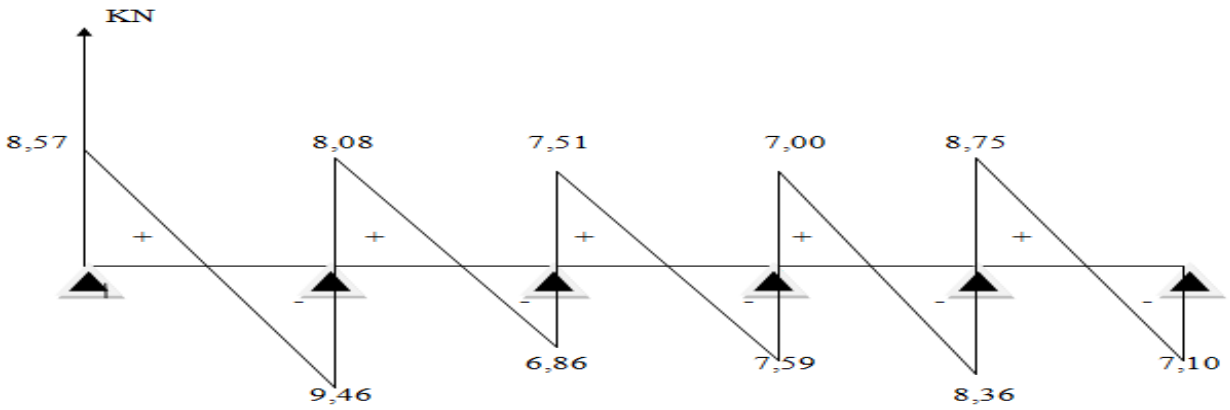


Fig III-1-11 : Diagramme des efforts tranchants(ELS)

3-4) Vérifications à l'ELS :

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

- Etat limite de résistance de béton en compression ;

- Etat limite de déformation ;
- Etat limite d'ouverture des fissures.

➢ **Etat limite de résistance du béton à la compression :** ***(Art A 4.5, 2/BAEL 91 modifié 99,CBA93)***

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

$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1}.\ \sigma_{st}$ avec : $\sigma_{st} = \frac{M}{\beta_1 \times d \times A_s}$

- **Aux appuis :**

$\rho = \frac{100 A_s}{b_o d} = \frac{100 \times 1.13}{12 \times 18} = 0{,}523 \Rightarrow \beta_1 = 0{,}891 \Rightarrow K_1 = 30{,}95$

$M_a = 4{,}40$ [KN.m] $\Rightarrow \sigma_{st} = \frac{4{,}40 \times 10^6}{0{,}891 \times 180 \times 1{,}13 \times 10^2} = 242{,}79$ [MPa]

$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1}.\sigma_{st} = 242{,}79 \text{x } 30{,}95 = 7{,}51$ [MPa] $< \overline{\sigma bc} = 15$ [MPa] $\Rightarrow$ Condition vérifiée.

- **En travée :**

$\rho = \frac{100 \times 2{,}07}{12 \times 18} = 0.958 \Rightarrow \beta_1 = 0.903 \Rightarrow K = 21{,}50$

$M = 5{,}59$ [KN.m] $\Rightarrow \sigma_{st} = \frac{5.59 \times 10^6}{0.903 \times 180 \times 2.07 \times 10^2} = 166{,}14$ [MPa]

$\sigma_{bc} = 166{,}14 \text{x} 21{,}50 = 3{,}57$ [MPa] $< \overline{\sigma bc} = 15$ [MPa] $\Rightarrow$ Condition vérifiée.

➢ **Etat limite de d'ouvertures de fissures :**

La fissuration étant peu nuisible, aucune vérification n'est nécessaire.

➢ **Etat limite de déformation :**

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

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_o} \end{cases}$$

$\frac{A_s}{b0\ d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec :

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

M_0 : moment isostatique maximum.

L : portée entre nus d'appuis.

M_t : moment max en travée.

b_0 : largeur de la nervure.

d : hauteur utile de la section droite.

$$\begin{cases} \frac{20}{356} = 0{,}056 \geq \frac{1}{22.5} = 0{,}044 \\ \frac{20}{356} = 0{,}056 \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_o} = \frac{1}{10} \times \frac{5{,}59}{8{,}03} = 0{,}069 \\ \frac{A_s}{b0\ d} = \frac{2{,}07}{12 \times 18} = 0{,}0095 \leq \frac{4.2}{400} = 0{,}0105 \end{cases}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche.

Conclusion : Les armatures adoptées sont :

- aux appuis : 1HA12.
- aux travées : 2HA10+1HA8

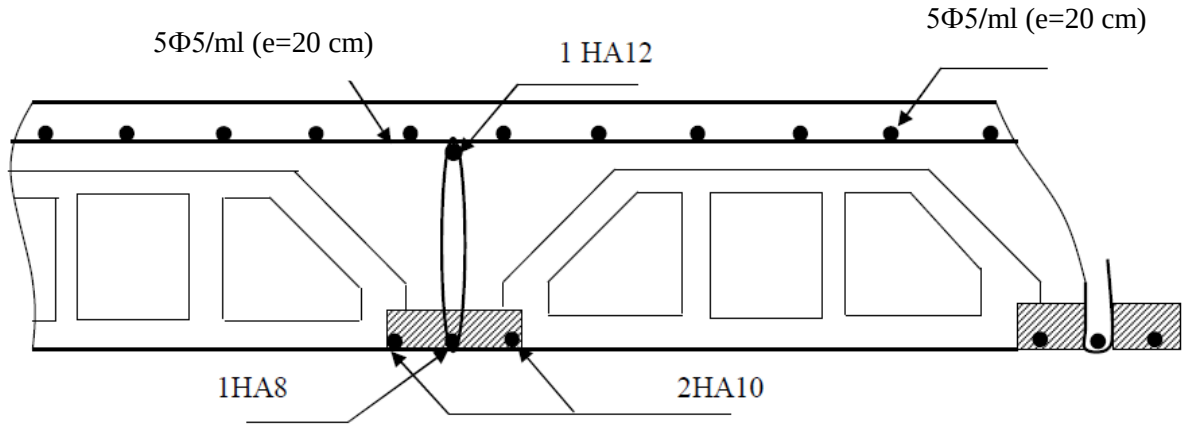


Fig -III-1-12 : Disposition des armatures dans la poutrelle

III-2) Les escaliers

III-2-1) Terminologie et définition :

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant **;** ils sont en bois ou en béton armé coulé sur place, ils sont constitués de paillasses et de paliers assimilés à des poutres isostatiques.

Notre ouvrage comporte une seule cage d'escaliers ; les escaliers sont à deux volets.

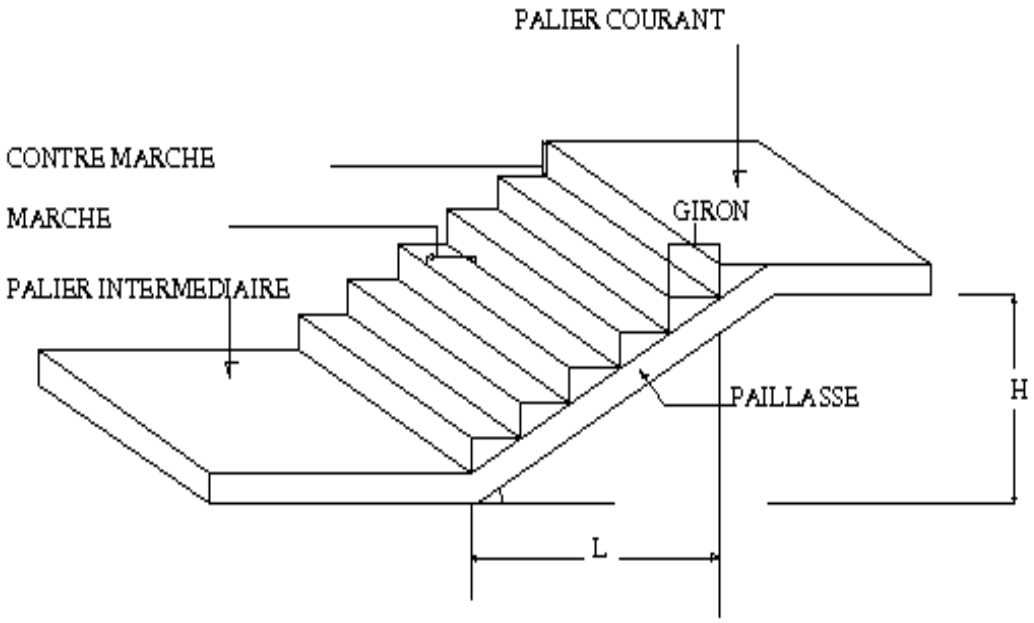


Fig III-2-1: schéma représentatif des escaliers

Notations utilisées :

G : giron,

h : hauteur de la contre marche,

e_p : épaisseur de la paillasse,

H : hauteur de la volée,

L : longueur de la volée projetée

III-2-2) Dimensionnement de l'escalier :

a)Détermination du nombre de marches et contre marches :

L'escalier de l'étage courant comporte 02 volets identiques et 01 palier intermédiaire.

L'escalier de notre immeuble est conçu en béton armé coulé sur place, ils sont constitués de deux volées et un palier intermédiaires. Nous calculerons l'escalier du RDC et nous adopterons le même ferraillage pour les escaliers à deux volées.

Calcul du nombre de marches pour chaque volée :

$n .h = H$

$(n – 1) G = L$

Avec :(n-1) : Nombre des marches

n : Nombre des contre marches

On a: $16,5cm<h<17,5cm$

$25cm<G<31cm$

On opte pour : $h=17cm$

$G= 30cm$

$H=221cm$

$n=221/17 =13 \Longrightarrow$ nombre de contre marches n=13

Nombre de marche : n-1 = 13-1= 12marches par volée

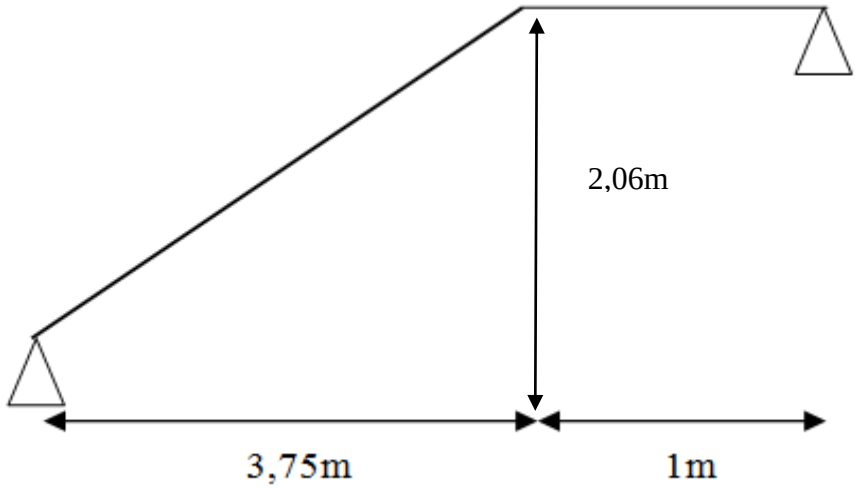
-Vérification de la relation de BLONDEL

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

$60 \text{ cm} \leq G + 2h = 64 \leq 66 \text{ cm}$

$\Rightarrow$ La relation est vérifiée.

b) détermination de l'épaisseur de la paillasse :



FigIII-2-2 : schéma statique d'escalier du RDC

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

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

L_0 : Longueur de palier et de la paillasse

tgα= H/ L =206 /375 =0,55

⇒α =28, 78°, cosα = L_{vp} / L_V

L_v: longueur de la volée

L_{vp} : Longueur de volée projetée

$$L_V = \frac{Lvp}{\cos\alpha} = \frac{3,75}{0,88} = 4,28\,m$$

L_0 = 4,28+1 = 5,28 m

$$\frac{528}{30} \leq e_p \leq \frac{528}{20}$$

⇒ 17,6 cm ≤e_p≤ 26,4 cm

Nous prenons: e_p= 20 cm

C) Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul s'effectuera pour une bande de (1m) d'emmarchement et une bande de (1m) de projection horizontale de la volée en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

C-1) Charges et surcharges

- **La volée** :

Poids des marches……25x1x0, 17 /2 = 2,125 KN /ml

Poids de la volée…… ...25 x 0,20 /cos28,78 = 5,70 KN/ml

Poids des revêtements…….……= 1,54 KN/ml

Poids des gardes corps…….....= 0,20 KN/ml

G = 9,57 KN/ml

- **Le palier** :

Poids de la dalle……0,20 x 25 =5KN/ml

Poids des revêtements…….……= 1,54KN/ml

G = 6,54 KN/m²

Surcharges d'exploitation…..……Q = 2,5 KN/m²

- **Combinaison de charges**

- **E L U** :

q_u= (1,35G +1,5 Q). 1

La volée : q_{u2} = (1,35 x 9,57 +1,5 x 2,5) .1 = 16,67KN/ml

Le palier : q_{u1} = (1,35 x 6,54 +1,5 x 2,5).1 = 12,58 KN/ml

C-2) Détermination des efforts internes à l'ELU :

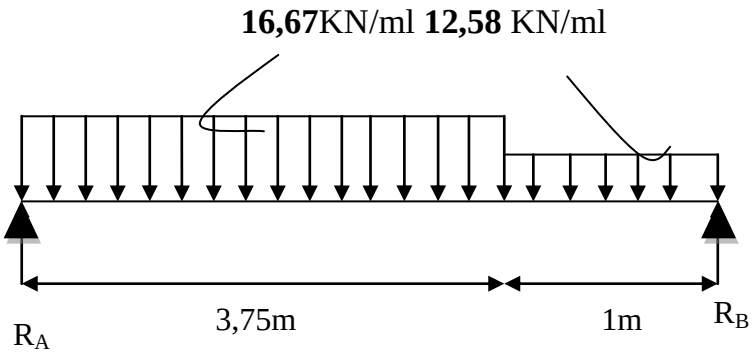


Fig III-2-3 : schéma statique d'escalier a l'ELU

D'après les formules de RDM

$R_A + R_B = 75,09$ KN.

$\sum M/_A = 0 \rightarrow 16,67.\ 3,75.1,875 + 12,58.1.4,25 = 4,75R_B$

Donc: $R_A = 39,16$ KN

$R_B = 35,93$ KN

- **Efforts tranchants**

➢ **1er tronçon : $0 \leq X \leq 3,75$ m**

$T(x) = R_A - q_{u1}.\ x$

Pour x =0 ⟶ $T(0) = 39,16$KN

Pour x = 3,75 m ⟶ $T(3,75) = -23,35$KN

$T(x) = 39,16 - 16,67\ x$

$T(x) = 0 \longrightarrow x = 2,34$ m

➢ **2eme tronçon : $3,75m \leq X \leq 4,75m$**

$T(x) = R_A - q_{u1}.3,75 - q_{u2}(x-3,75)$

Pour x = 3,75 ⟶ $T(3,75) = -23,35$KN

Pour x= 4,75 ⟶ $T(4,75) = -35,93$KN

- **Calcul de moment fléchissant :**

➢ **1er tronçon :0≤ X ≤ 3,75m**

$M(x) = R_A.x - q_{u1}.x^2/2$

x =0 m ⟶ M(x=0) = 0 KN. m

x = 3,75m ⟶ M(x=3,75) = 29,63KN.m

➢ **2emetronçon :3,75 ≤ X ≤ 4,75m**

$M(x) = R_A.x - q_{u1}.3,75(x-3,75/2) - q_{u2}.((x-3,75)^2/2)$

x =3,75m ⟶ M(x=3,75) = 29,63KN.m

x = 4,75m ⟶ M(x=4,75) = -0,0034KN.m

Calcul du moment aux appuis et en travée:

Le moment max :

T(x)=0 ⟶ Mz=Mmax

T(x)=0 ⟶ 39,16 x-16,67 $x^2/2$

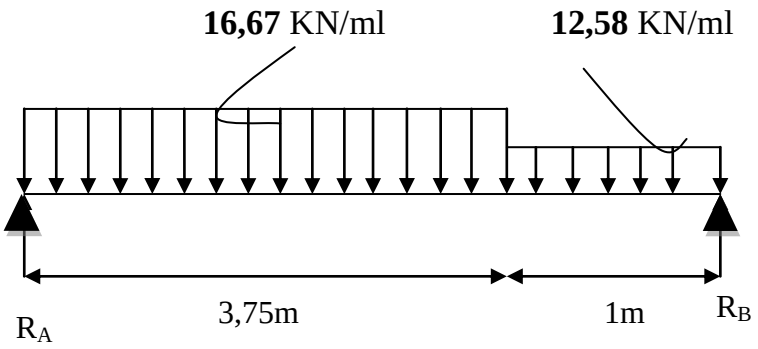
M_u^{max} = 46KN.m

Le moment aux appuis :

$M_{u\ app}$=(-0, 3) M_u^{max} = (-0, 3).46 = -13,8KN.m

Le moment en travée :

M_{ut}= (0, 85) M_u^{max} = (0, 85).46 = 39,1KN.m



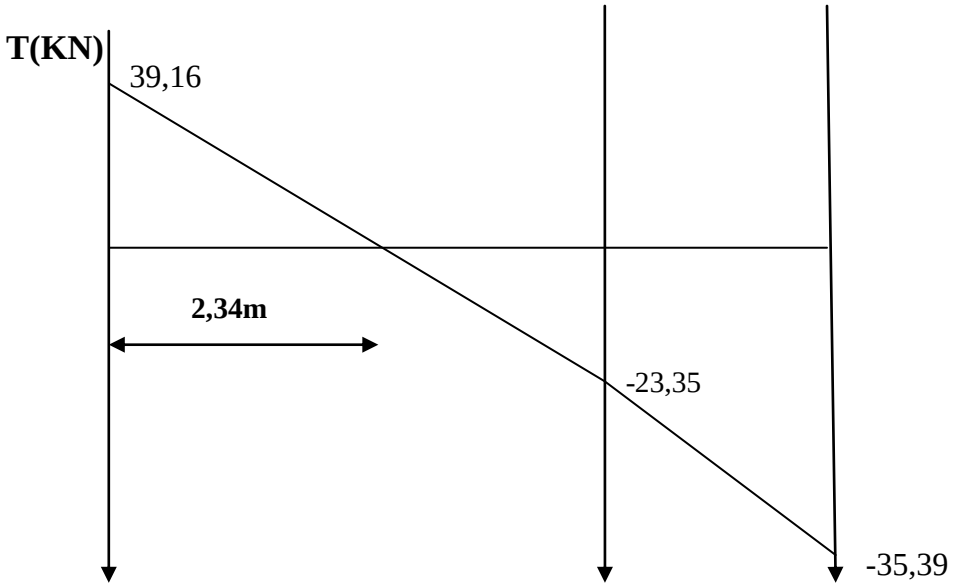


Fig III-2-4 : Diagrammes des efforts tranchants à L'ELU

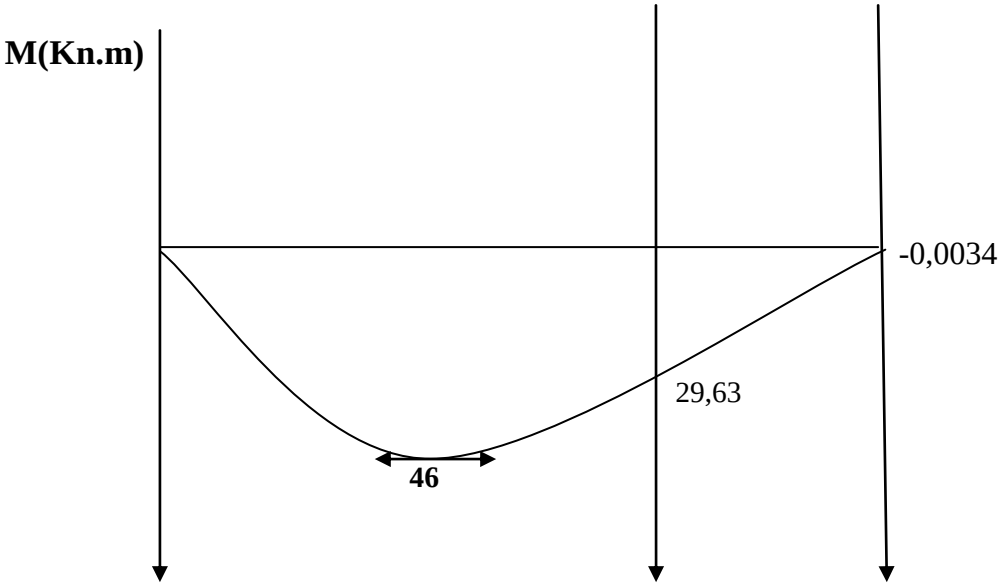


Fig III-2-5 : Diagrammes des moments fléchissant à L'ELU

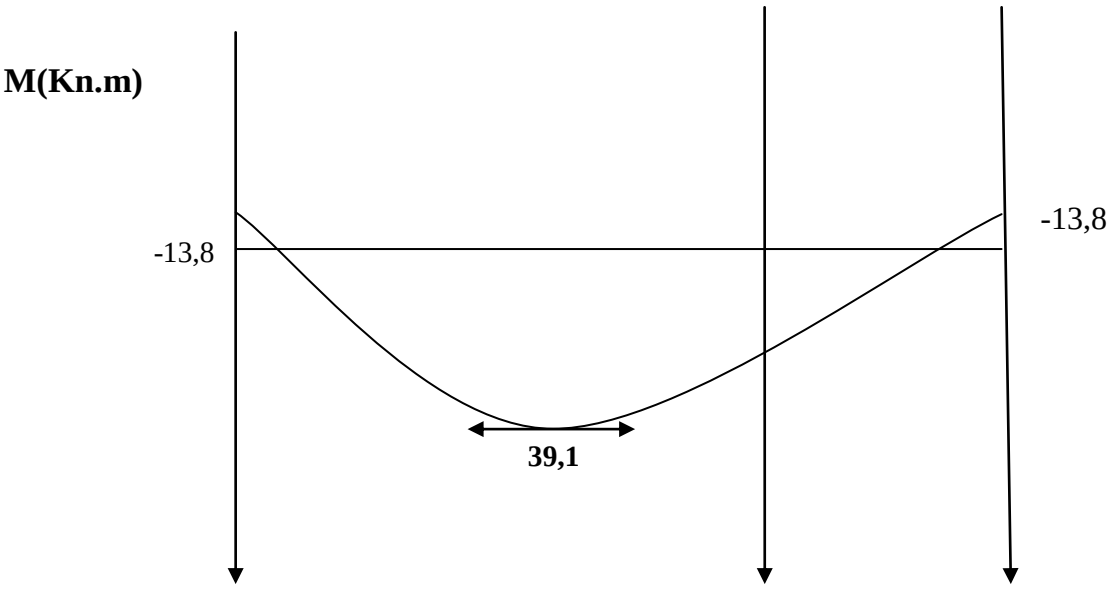


Fig III-2-6 : Diagramme des moments fléchissant en tenant Compte des semi encastrement

E L S: $q_s = (G + Q) \times 1m$

La volée : $q_{s2} = (9,57 + 2,5) \times 1 = 12,07$ KN/ml

Le palier : $q_{s1} = (6,54 + 2,5) \times 1 = 9,04$ KN/m

c-3) Détermination des efforts internes à l'ELS :

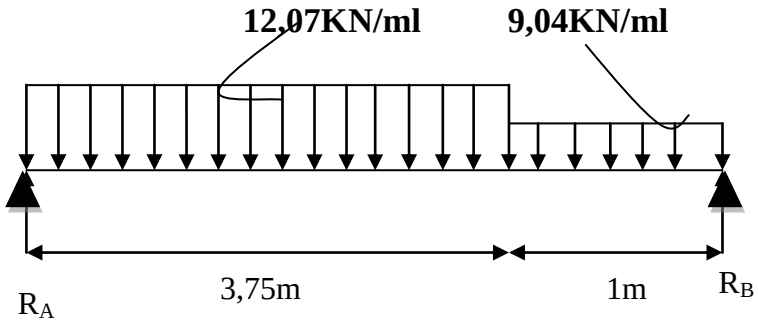


Fig III-2-7 : schéma statique d'escalier l'ELS

D'après les formules de RDM :

$R_A + R_B = 54,3$ KN.

$\sum M/_A = 0 \rightarrow 12,07.3,75.1,875+9,04.1.4,25=4,75\ R_B$

Donc: $R_A = 28,35$ KN

$R_B = 25,95$KN

- **Efforts tranchants**

➢ **1ertronçon : 0 ≤ X ≤ 3,75 m**

$T(x) = R_A - q_{s1} . x$

Pour x =0 ⟶ T(0) =28,35 KN

Pour x = 3,75 m ⟶ T(3,75) = -16,91KN

T(x) = 28,35 -12,07 x

T(x) = 0 ⟶ x = 2,34 m

➢ **2èmetronçon : 3,75m ≤ X ≤ 4,75m**

$T(x) = R_A - q_{s1} . 3,75 – q_{s2} .(x-3,75)$

Pour x = 3,75m ⟶ T(3,75) = -16,91 KN

Pour x= 4,75 ⟶ T(4,75) = -25,95 KN

- **Calcul de moment fléchissant :**

➢ **1er tronçon : 0≤ x ≤ 3,75 m**

$M(x) = R_A.x – q_{s1}.x^2/2$

x =0 m ⟶ M(x=0) = 0 KN.m

x =3,75m ⟶ M(x=3,75) = 21,44 KN.m

x = 2,34m ⟶ M(x=2,34) = 33,29KN.m

➢ **2ème tronçon :3,75 ≤ x ≤ 4,75 m**

$M(x) = R_A.x – q_{s1}.3, 75(x-3,75/2) – q_{s2}. ((x-3,75)^2/2)$

x =3,75m ⟶ M(x=3,75) = 21,44KN.m

x = 4,75 ⟶ M(x=4,75) = 0,013KN.m

En tenant compte des semis encastrements aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_{max} au niveau des appuis et en travées**.**

Calcul du moment aux appuis et en travée:

Le moment max :

T(x)=0 ⟶ Mz=Mmax

T(x)=0 ⟶ x = 2,34 ⟶ M(x=2,34) = 33,29KN.m

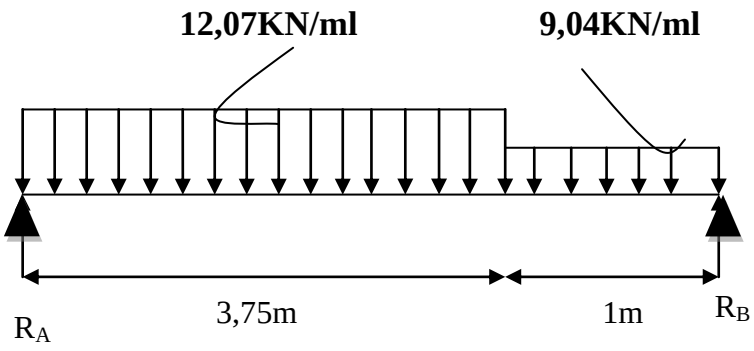
M_s^{max} = 33,29KNm

Le moment aux appuis :

$M_{s\ app}$=(-0, 3) M_s^{max} = (-0, 3).33 ,29 = -10 KN.m

Le moment en travée :

M_{st}= (0, 85) M_s^{max} = (0, 85).33, 29= 28,29KN.m



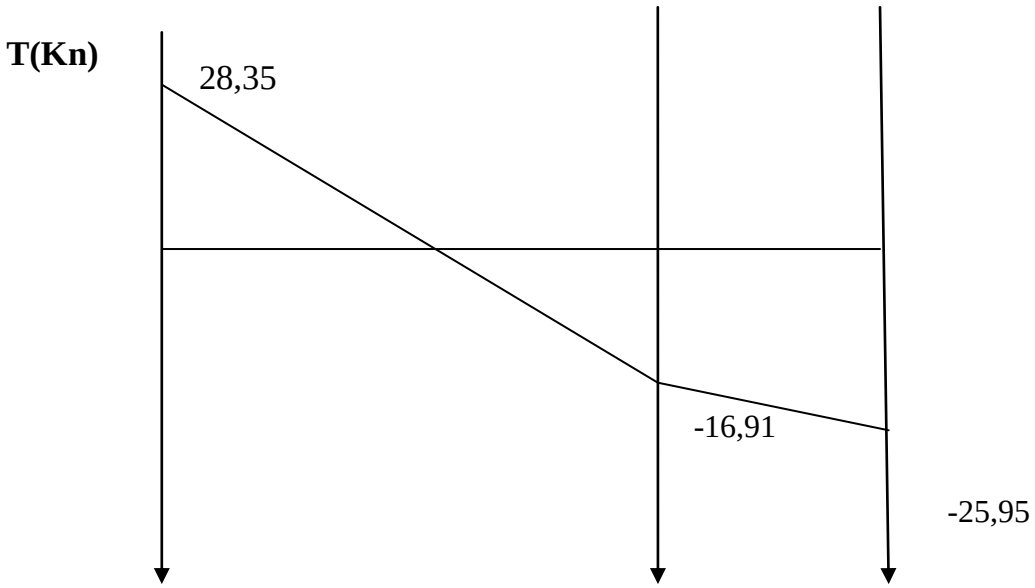


Fig III-2-8: Diagrammes des efforts tranchants a L'ELS

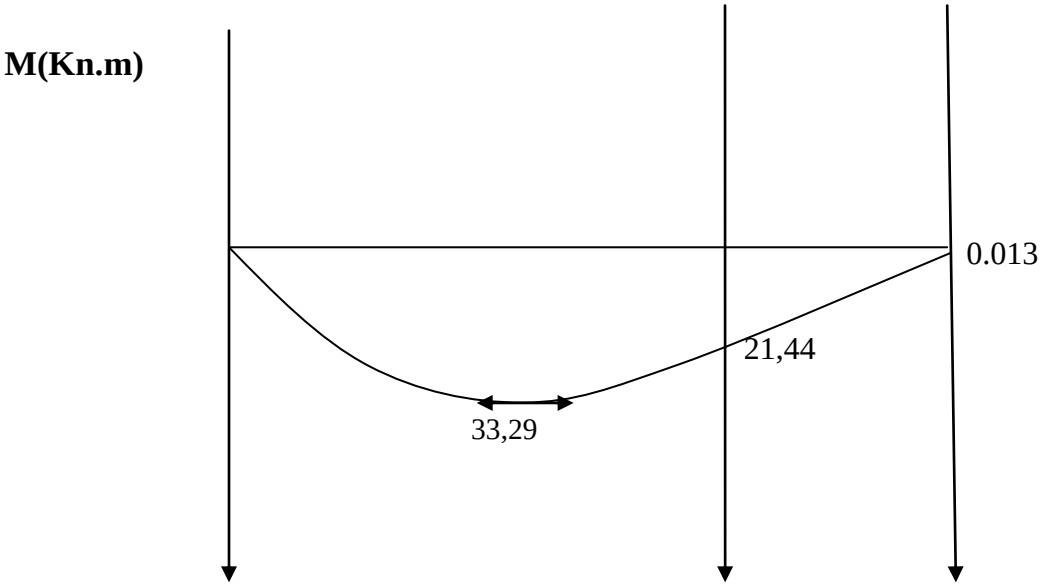


Fig III-2-9: Diagrammes des moments fléchissant a L'ELS

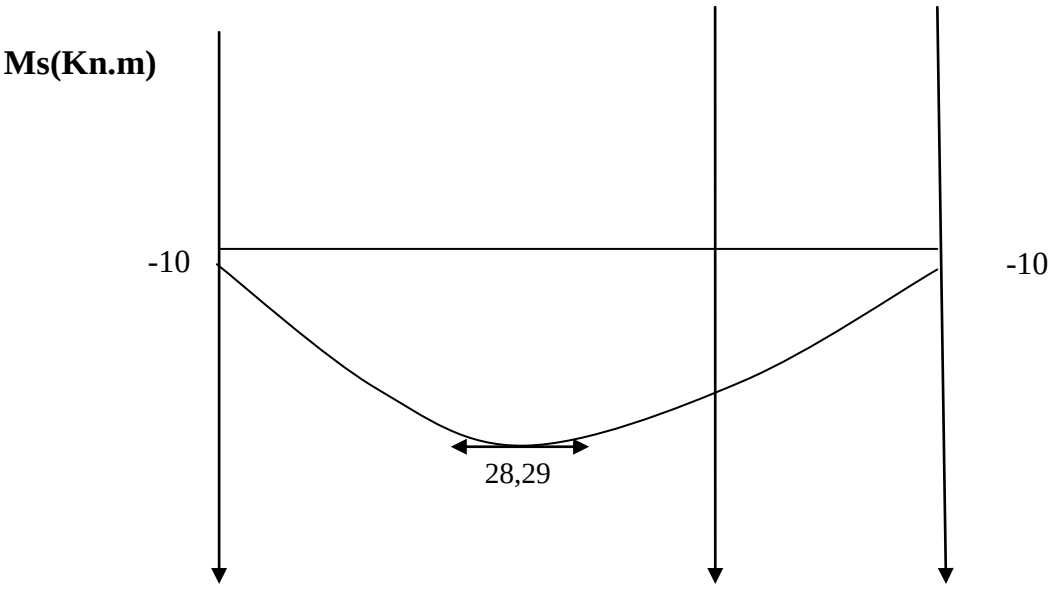
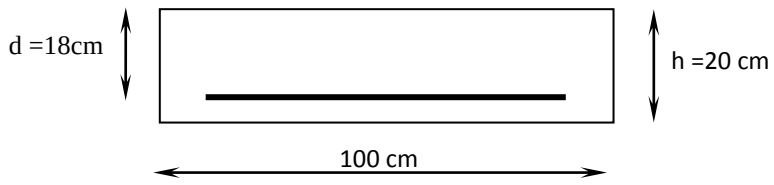


Fig III-2-10 : Diagramme des moments fléchissant en tenant compte des semis encastrement

III-2-3) Ferraillage à L'ELU :

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

- **En travée:** M_t = 39,1KN.m



➢ **Armatures principales**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{39{,}1 \times 10^6}{1000 \times (180)^2 \times 14{,}2} = 0{,}084$$

$\mu = 0,084 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow$ Section simplement armée

$\mu = 0,084 \Rightarrow \beta = 0,956$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_t = \frac{39,1 \times 10^6}{0,956 \times 180 \times 348} = 652,9 mm^2$$

$A_t = 6,53\ cm^2$ Soit **:** 6HA12 $= 6,78\ cm^2$ avec unespacement $S_t = 15cm$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,7\ cm^2 \Rightarrow$$ Soit **:** 4 HA10 $= 3,14\ cm^2$ avec $S_t = 25cm$

- **Sur appuis** : $M_{ua} = -13,8$ KN.

- **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{13,8 \times 10^6}{1000 \times (180)^2 \times 14,2} = 0,03$$

$\mu = 0,03 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow$ Section simplement armée

$\mu = 0,03 \Rightarrow \beta = 0,984$

$$A_s = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_s = \frac{13,8 \times 10^6}{0,984 \times 180 \times 348} = 223,89 mm^2$$

$A_S = 2,24\ cm^2$ Soit **:** 5HA10 $= 3,93 cm^2$ avec $S_t = 20$ cm

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98\ cm^2 \Rightarrow$$ Soit **:** 4 HA10 $= 3,14\ cm^2$ avec $S_t = 25cm$

III-2-4) Vérifications :

À L'ELU :

➢ **Condition de non fragilité (BAEL91modifié99/ Art A 4.2.1, CBA93) :**

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

$A_{min} < (A_s, A_r) \Rightarrow$ Condition vérifiée

➢ **Espacement des barres :**

- **En travée :**

-Armatures principales : $S_{t.max} = 15\ cm \leq \min\{3h ; 33cm\} = 33\ cm \Rightarrow$CV

-Armatures de répartition : $S_{t.max} = 20\ cm \leq \min\{4h ; 45cm\} = 45\ cm \Rightarrow$CV

- **Sur appuis :**

-Armatures principales : $S_{t.max} = 20\ cm \leq \min\{3h ; 33cm\} = 33\ cm \Rightarrow$CV

-Armatures de répartition : $S_{t.max} = 25\ cm \leq \min\{4h ; 45cm\} = 45\ cm \Rightarrow$ CV

➢ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement de barre aux appuis (BAEL 91 modifié 99 Art A 6,13, CBA93) :**

$\tau_{se} \leq \overline{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1{,}5.2{,}1 = 3{,}15$ MPa.

Ψ_s: Coefficient de scellement pris à 1,5 pour les aciers HA.

$$\sum u_i = \sum n \times \pi\phi = 6 \times 3{,}14 \times 12 = 22{,}61 \text{cm}$$

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

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

$$\tau_{se} = \frac{39{,}16 \times 1000}{0{,}9 \times 180 \times 226{,}1} = 1{,}07 MPa$$

$\tau_{se} = 1{,}07\ MPa < \overline{\tau}_{se} = 3{,}15\ MPa \Rightarrow$ CV

➢ **Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 modifié 99 Art 5-1.2, CBA93) :**

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b \times d} = \frac{39160}{1000 \times 180} = 0{,}22 MPa$$

La fissuration est préjudiciable donc :

$\bar{\tau}_u = \min\left(0.1\, f_{c28}, 4MPa\right) = 2{,}5MPa$

$\tau_u = 0{,}22\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2{,}5\text{MPa}$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Ancrage des barres (BAEL 91 modifié 99 Art A6-1.2.1, CBA93) :**

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

La longueur de scellement droit :

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

$$L_s = \frac{400 \times 1{,}2}{4 \times 2{,}835} = 42{,}32\ cm \Rightarrow L_s = 42{,}32\ \text{cm}$$

Vu que $\mathbf{L_s}$ dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 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**,** soit :**Lc = 17 cm.**

- **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (BAEL 91 modifié 99 Art A 5-1.3, CBA93)**

  - **Sur le béton**

$$V_u \leq \frac{0{,}4 \times f_{c28} \times 0{,}9 \times bd}{\gamma_s}$$

$$V_u \leq \frac{0{,}4 \times 25 \times 0{,}9 \times 180 \times 1000}{1{,}5} = 1080\ KN$$

$V_{u\,(max)} = 39{,}16\text{KN} < \overline{V_u} = 1080KN \Rightarrow$ Condition vérifiée.

  - **Sur l'acier :**

$$A_{\text{appuis}} \geq \frac{1{,}15}{f_e}(V_u + H) \quad ; \text{avec} \quad H = \frac{M_{a\,max}}{0{,}9.d}$$

$$A_{appuis} \geq \frac{1{,}15}{400}(39{,}16x10^3 + \frac{-13{,}8x10^6}{0{,}9 \times 180}) = -132{,}32 < 0$$

$\Rightarrow$ Les armatures calculées sont suffisantes.

➢ **L'état limite d'ouverture des fissurations :**

Tant que la fissuration est peu nuisible donc la vérification n'est pas nécessaire.

➢ **L'état limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$$

- **En travée :** M_t = 28,29KN.m

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 678}{1000 \times 180} = 0{,}377$$

$$\rho_1 = 0{,}377 \Rightarrow \beta_1 = 0{,}905 \Rightarrow K_1 = 37{,}8 \Rightarrow \alpha_1 = 0.284$$

$$k = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = 0{,}026$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{A_{st}\beta_1 d} = \frac{28{,}29 \times 10^6}{678 \times 0{,}891 \times 180} = 260{,}17MPa\ .$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s = 6{,}76\ MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15\ MPa$$

- **Aux appuis :** M_A= 10KN.m

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b.d} = \frac{100 \times 393}{1000 \times 180} = 0{,}218$$

$\beta_1 = 0{,}925$ K= 0,019

$$\sigma_s = \frac{10 \times 10^6}{393 \times 0.925 \times 180} = 152{,}82MPa$$

$$\sigma_{bc} = K.\sigma_s = 2{,}9MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$$

➢ **Etat limite de déformation (vérification de la flèche) :**

$$f = \frac{5}{384}\frac{ql^4}{E_v I_0} \leq \overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{4{,}75}{500} = 0{,}95cm$$

q_{max}= (q_{1s},q_{2s}) =12,07 KN /ml

➢ **Aire de la section homogénéisée :**

B_0 = B + n.A = b× h +15A

B_0 = 100x20 + 15 ×6,78

$B_0 = 2101,7\ cm^2$

- **Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :**

$$S/_{xx} = \frac{b\ h^2}{2} + 15A.d$$

$$S/_{xx} = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 6,78 \times 23 = 22339,1\ cm^3$$

$S/_{xx} = 22339,1 cm^3$

- **Position du centre de gravité *:***

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{22339,1}{2101,7} = 10,62cm \quad ; \quad \text{Donc : } \mathbf{V_1 = 10,63\ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,63 = 9,37cm \quad ; \quad \text{Donc : } \mathbf{V_2 = 9,37\ cm}$$

- **Moment d'inertie de la section homogénéisée/G :**

$$I_0 = \left(V_1^3 + V_2^3\right)\frac{b}{3} + 15A_{st}\left(V_2 - c\right)^2 = \left(10,63^3 + 9,37^3\right)\frac{100}{3} + 15x6,78\left(9,37 - 2\right)^2$$

$I_0 = 75034.77 cm^4$

- **Calcul de flèche :**

$$f = \frac{5x12,07x\ 4,75^4\ x1000}{384x10819\ x\ 75034,77\ x\ 0.01} = 0.0093m = 0,93\ cm$$

$f = 0.93\,cm \prec \bar{f} = 0.95cm$ Condition vérifiée

III-3) Calcul de la poutre palière

La poutre palière se situe au niveau du palier intermédiaire à mi-hauteur du RDC et de l'étage courant. On choisit la poutre palière de l'étage courant.

III-3-1) Pré dimensionnement

Hauteur :

$$\frac{L}{15} \le h_t \le \frac{L}{10}$$

h_t : la hauteur de la poutre

L : longueur entre nu d'appuis L = 3,23 m

$$21 \le h_t \le 32{,}3$$

On opte pour h_t = 30cm

La largeur : On a $0{,}4h_t \le b \le 0{,}7h_t$

D'où $12 \le b \le 21$

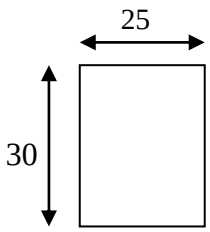
On opte pour b =25cm

Recommandation de RPA 99 Version 2003 :

$h \ge 30$, $b \ge 20$

$$\left.\begin{matrix} h_t = 30cm \\ b = 25cm \end{matrix}\right\} \Rightarrow \frac{h_t}{b} = 1{,}5 < 4$$

$\Rightarrow$ Condition vérifiée



III-3-2) Détermination des charges et surcharges :

-Poids propre : G1 = 0,30 x 0,25 x 25 = 1,875 KN/m

-Poids du mur: G2 = ωmur x (1,47) = 2,4 x 1,47 = 3,87 KN/ml

ωmur : Poids surfacique d'une paroi en brique creuse d'épaisseur égale à 25 cm.

1,47 m : est la hauteur du mur au dessus de la poutre palière.

G=G1+G2= 5,75KN/m

- Réaction du palier :

ELU : $R_u = T_u$ = 35,93 KN

ELS : $R_s = T_s$ = 25,95 KN

III-3-3) Combinaison de charges et surcharges :

- **à E.L.U :** qu = 1.35 G + T_u = (1,35x5, 75) +35,93

  q_u = 43,7 KN/ml

- **à E.L.S :** q_s= G + Ts = 5,75 + 25,95

  q_s= 31,7 KN/ml

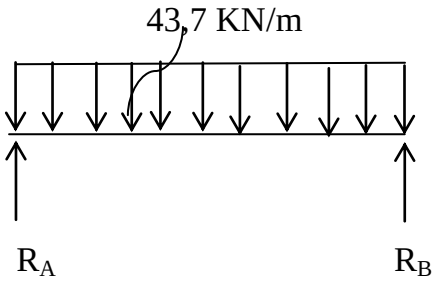


Schéma statique à L'ELU

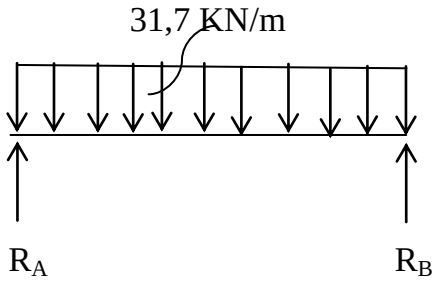


Schéma statique à L'ELS

Fig III-3-1

- **Calcul des efforts :**

a) à L'ELU:

- Réaction d'appuis : $R_A = R_B = q_u l \diagup 2$ = 70,5 KN.
- Moment isostatique : $M_o = q_u l^2 \diagup 8$ = 56,98 KN.m.

Moment corrigés :

- En travée : M_t = 48,43KN.m.
- Aux appuis : M_a = -17,1 KN.m.
- Effort tranchant : V_u^{max} = 70,5KN.

b) à l'ELS :

- Réaction d'appuis : $R_A = R_B = q_u l \diagup 2$ = 51,2 KN.
- Moment isostatique : $M_o = q_u l^2 \diagup 8$ = 41,34 KN.m.

Moment corrigés :

- En travée : M_t = 35,14KN.m.
- Aux appuis : M_a = -15,36 KN.m
- Effort tranchant : V_s^{max} = 51,2 KN

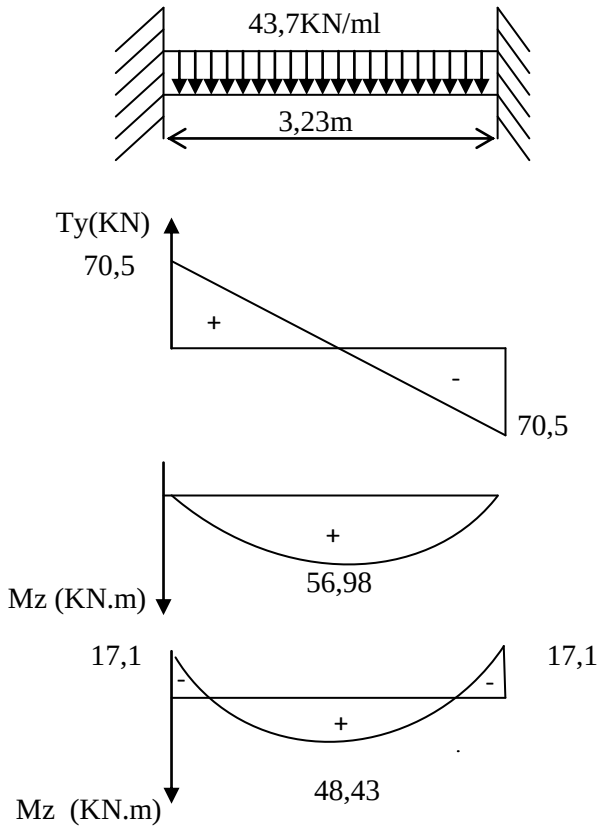


Fig.III-3-2 : Diagrammes des efforts internes à l'ELU

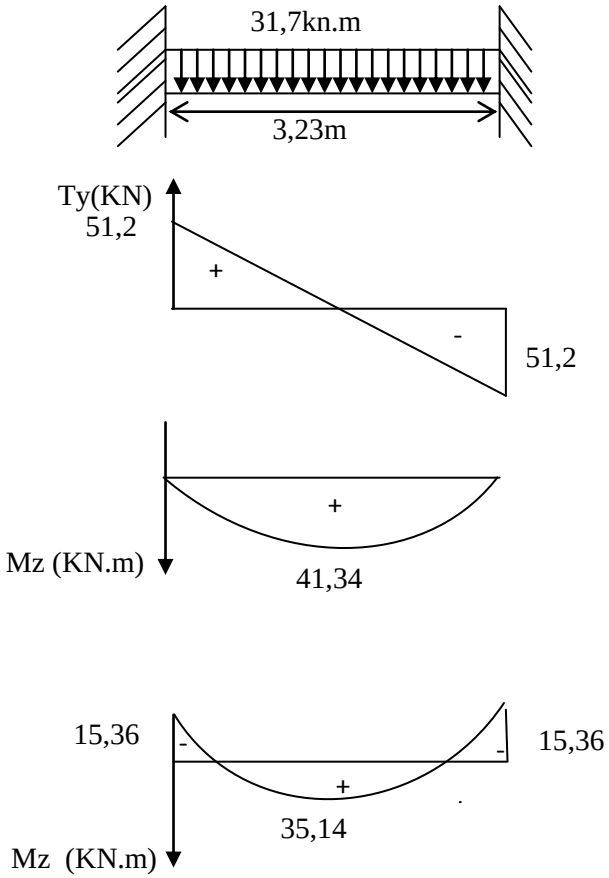


Fig.III-3-3 : Diagrammes des efforts internes à l'ELS

III-3-4) Calcul des armatures :

a) Armatures longitudinales :

- **En travée :** M_{tu}=48,43 KN.m

$$\mu = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{48{,}43 \times 10^6}{250 \times 280^2 \times 14{,}2} = 0{,}174$$

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

$$\mu = 0{,}174 \Rightarrow \beta = 0{,}904$$

$$A_{tu} = \frac{M_{tu}}{\beta.d.\sigma_{St}} = \frac{48{,}43 \times 10^6}{0{,}906 \times 280 \times 348} = 4{,}48 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA14 = 4,62 cm^2

- **Aux appuis :**

M_{au}= -17,1 KN.m ;

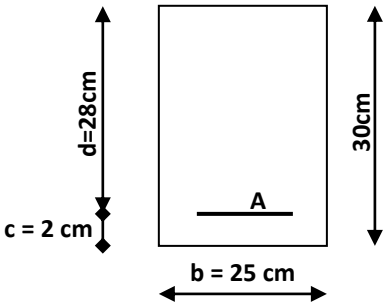
$$\mu = \frac{M_{au}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{17{,}1\times10^6}{250\times280^2\times14{,}2} = 0{,}061$$

$\Rightarrow \mu < \mu_l = 0{,}392 \Rightarrow$ S.S.A.

$\mu = 0{,}061 \Rightarrow \beta = 0{,}968$

$$A_{au} = \frac{M_{au}}{\beta.d.\sigma_{St}} = \frac{17{,}1\times10^6}{0{,}968\times280\times348} = 1{,}81\text{cm}^2$$

Soit : 3HA10 = 2,35 cm².



III-3-5) Vérification à l'ELU:

a) Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91modifié99/ Art A 4.2.1, CBA93) :

$$A_{\min} = 0{,}23\frac{f_{t28}}{f_e}bd = 0{,}23\times25\times28\times\frac{2{,}1}{400} = 0{,}845cm^2$$

$$A_{\min} = 0{,}845cm^2 \quad < \left(A_t = 4{,}62\,cm^2, A_a = 2{,}35\,cm^2\right)$$

$\Rightarrow$ Condition vérifiée

b) Vérification de l'effort tranchant (art .A.5, 1.1 /BAEL 91 modifiées 99, CBA93) :

Nous avons des fissurations peu nuisibles.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b\cdot d} = \frac{70{,}5.1000}{250.280} = 1MPa$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left\{0{,}13\,f_{C28}, 5MPa\right\} = 3{,}25MPA$$

$$\tau_u = 1MPa < \tau_u = 3.25\,MPa$$

$\Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement.

Puisque $\tau_u \leq \overline{\tau}_u$ donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c)Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art : A. 5 .1 .3 /BAEL 91 modifiées 99, CBA93) :

- **Sur le béton :**

$V_u < \overline{V_u}$; $\overline{V_u} = 0,4\frac{f_{c28}}{\gamma_b}.0,9.d.b$

$\overline{V_u} = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 280 \times 250 = 420000N$

V_u = 70,5 KN < $\overline{V_u} = 420\ KN$.

- **Sur l'acier :**

$A_{appuis} \geq \frac{1,15}{f_e}(V_u + H)$; avec $H = \frac{M_{a\,max}}{0,9.d}$

$A_{appuis} \geq \frac{1,15}{400}(70,5.10^3 + \frac{-17,1.10^6}{0,9 \times 280}) \longrightarrow A_{appuis} = 2,35cm^2 \geq 0,075cm^2$

$\Rightarrow$ Les armatures calculées sont suffisantes.

d) Calcul l'ancrage des barre (Art : A. 6 .1 .2 /BAEL 91 modifiées 99, CBA93):

$\tau_{su} = 0,6\Psi_s f_{t28} = 2,835\ MPa$

$L_s = \frac{f_e}{4\tau_{su}}\Phi = 35,27\Phi$

L_s = 35,27 cm

On prend L_s= 35cm

e) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement aux appuis (Art .A.6, 1.3 /BAEL 91 modifiées 99, CBA93)

$\tau_{se} \leq \overline{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$ = 3,15 MPa

τ_{se}= Vu /0,9 d $\sum u_i$

$\sum u_i$ somme des périmètres utiles des armatures

$\sum u_i = 3.\ \pi.\Phi$

$\sum u_i$= 3. 3,14.10 =94,2 mm.

$\tau_{se} = \frac{70,5.1000}{0,9.280.94,2} = 2,96MPa$

τ_{se}= 2,96MPa< $\overline{\tau}_{se}$ = 3,15 MPa

$\Rightarrow$Pas de risque d'entraînement des barres.

f) Armatures transversales (art.A.7.2.2 / BAEL91 modifiées 99, CBA93) :

- **Diamètre** $\phi_t \leq \min\left\{\frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_l\right\}$

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{300}{35}, \frac{250}{10}, 12\right\} = 8{,}57\ mm$$

On opte pour : $\phi_t = 8$ mm (1 cadre + 1 étrier) soit 4HA8=2.01cm^2

Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui, la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante (**Art.A.5.1, 232 / BAEL91):**

$$S_t \leq \frac{A_{ad}.0{,}9.fe}{(\tau_u - 0{,}3.ft_{28})b.\gamma_s} \qquad S_t = \frac{2.01x0{,}9x400}{(0.51-0{,}3x2.1)1.15x25} \prec 0$$

Le béton lui seul parvient à reprendre les efforts de traction dû au cisaillement, Cependant nous allons adopter des armatures transversales avec un espacement déterminé à partir des règlements.

- **Espacement:(Art. A .5 .1, 22, BAEL 91 modifiées 99, CBA93) :**

$$S_{t\max} \leq \min\{0{,}9.d, 40cm\} = 25{,}2cm$$

S_{tmax} = 20cm

- **Selon le RPA 99 version 2003** (Art 7.5-2) :

L'espacement doit vérifier :

- **Aux appuis** :

$$st \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi\right) = \min(7{,}5;\ 9{,}6\ ).$$

S_t = 6 cm.

- **En travée :**

$$st \leq \frac{h}{2} = 15 \quad cm$$

S_t = 15 cm.

III-3-6) Vérification à l'ELS :

a) Vérification des contraintes du béton et de l'acier :

On doit vérifier :

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 15Mpa$

$\sigma_{bc} = K.\sigma_s$ avec $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1.d.A_s}$

- **En travée :**

$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b.d}$ $M_s = 35,14$ KN.m $A_s = 4,62$ cm^2

- **Sur appuis :**

$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b.d}$ $M_s = 15,36$N.m $A_s = 2,35$ cm^2

Zone	**M_s (KN.m)**	**A_s (cm^2)**	ρ_1	β_1	K	σ_s	σ_{bC}	$\overline{\sigma_{bc}}$
Travée	35,14	4,62	0,66	0,880	0,037	308,68	11,42	15
Appuis	15,36	2,35	0,335	0,909	0,025	256,8	6,42	15

Les contraintes sont vérifiées à l'ELS

b) État limite de déformation : (vérification de la flèche)

Pour se dispenser du calcul du la flèche il faut vérifier :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{323} = 0,093 > 0,0625$ ⟶ Condition vérifiée

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0,093 > 0,085$ ⟶ Condition vérifiée

- $\frac{A_s}{b.d} = \frac{4,62}{20 \times 28} = 0,0066 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105$ ⟶ Condition vérifiée

Les conditions sont vérifiées, d'où le calcul de la flèche est inutile.

Conclusion : les armatures calculées à L' ELU son suffisantes à L'ELS.

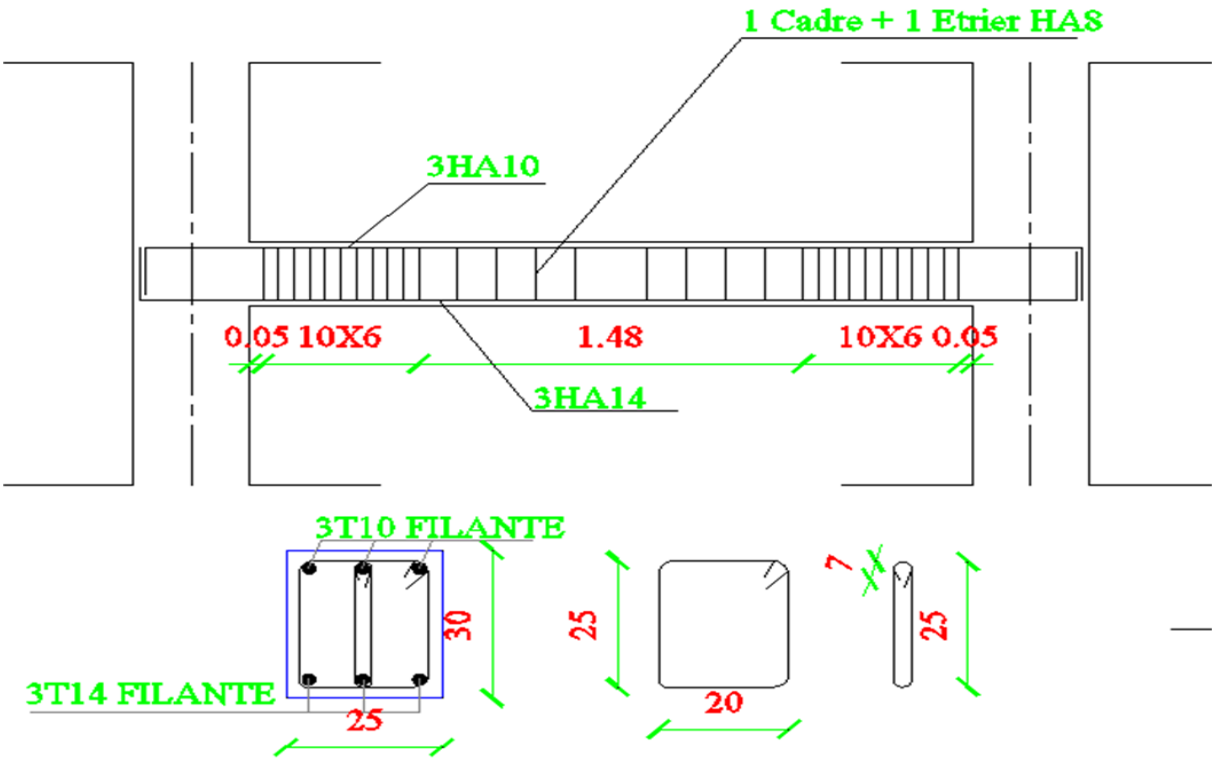


Figure 3.5: Coffrage et ferraillage de la poutre palière

III-4) L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire de la structure, il sera calculé comme une console verticale encastrée au niveau des poutres périphériques.

Elle est soumise 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 ferraillage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de longueur**.**

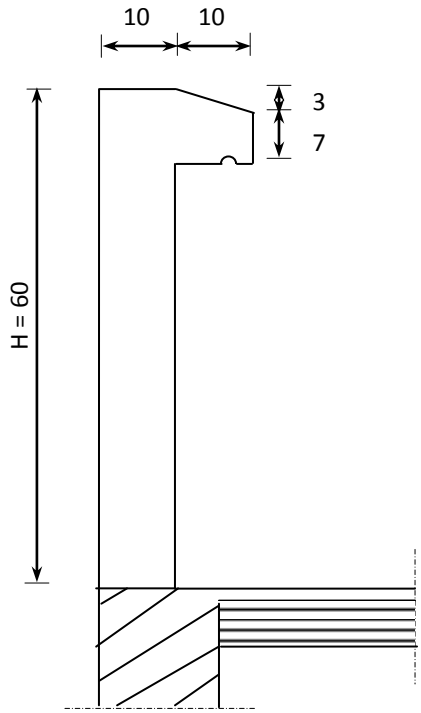


Fig -III-4-1: Coupe verticale de l'acrotère

III-4-1) Schémas statiques :

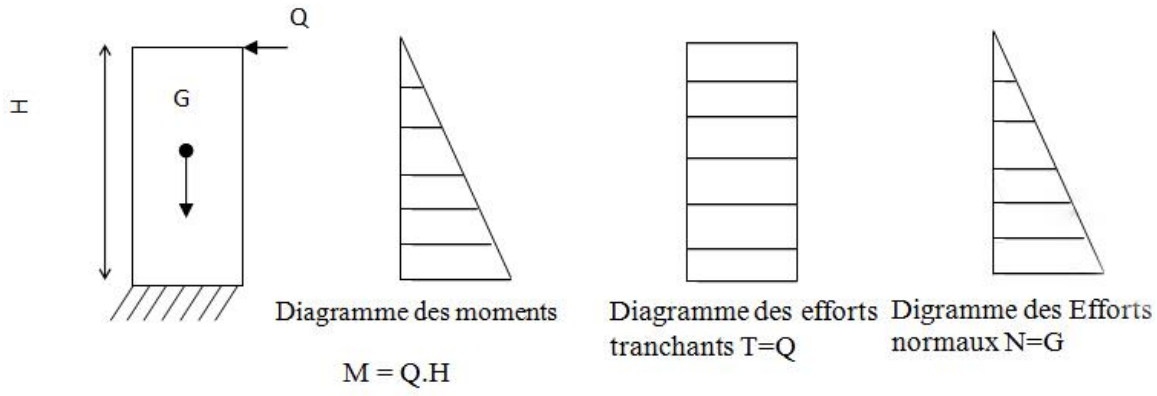


Fig -III-4-2: Schémas statiques de l'acrotère

III-4-2) Calcul des efforts :

Effort normal dû au poids propre :

$G = \rho \cdot S$

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

G = 1,712 KN/ml

Avec :

ρ : Masse volumique du béton armé

S : Section longitudinale de l'acrotère.

Effort horizontal dû à la main courante : Q =1KN/ml

Effort normal : N = G=1,712 KN /ml

Moment de renversement M dû à l'effort horizontal : M = Q x H =1 x 0,6 = 0,6KN.m

III-4-3) Combinaisons de charges :

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

Effort normal de compression dû à G : Nu = 1,35 x G = 1,35 x 1,712 = 2,311 KN/ml

Moment de renversement dû à Q : Mu = 1,50 x M= 1,50 x 0,6 = 0,9 KN.m

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

Effort normal de compression : Ns = G = 1,712KN/ml

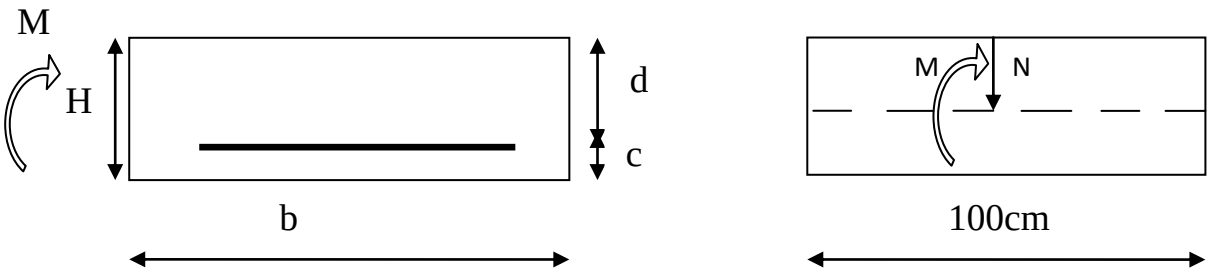
Moment de renversement : Ms = 0,6KN.m

III-4-4) Ferraillage:

Il consiste en 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.



h= 10 cm (épaisseur de l'acrotère)

b= 100 cm (longueur de la section)

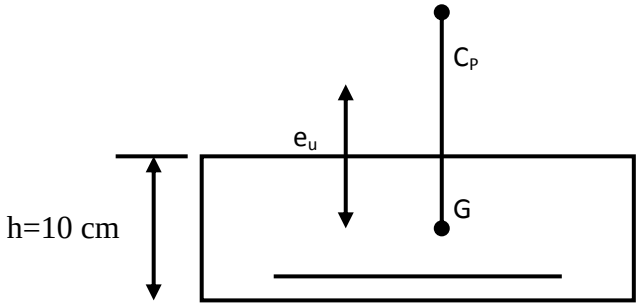
d= 8 cm

c= 2 cm (enrobage)

a) Calcul de l'excentricité :

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

$$e_u = \frac{0,9}{2.311} = 0,389m$$



e_u = 38,90 cm

h / 2 – c =10 / 2 –2 =3cm

e_u =38,90cm> h/2-c= 3cm

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 m.

-Moment fictif : M_f = Nu x g = 2,311 x 0,419= 0,968 KN.m

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

μ_b = 0,0106<μ_l = 0,392 $\Rightarrow$ S. S. A

μ_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 mm² $\Rightarrow A_f$ =0,349cm^2

c) Calcul en flexion composée :

La section réelle des armatures :

$$A = A_f - \frac{N_U}{\sigma_s} = (0{,}349x100) - \frac{2{,}311 \times 10^3}{348}.$$

A = 28,25 mm²$\Rightarrow$ A = 0,28 cm^2.

III-4-5) Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité (la section minimale, BAEL91modifié99/ Art A 4.2.1, CBA93) :

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

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0{,}6x100}{1{,}712} = 35{,}04\,cm$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 1000 \times 80 \times 2.1}{400} X \frac{356 - 0.455 \times 80}{356 - 0.185 \times 80}$$

A_{min} = 90,485mm² $\Rightarrow A_{min}$ =0,905cm^2>$A_{calculé}$= 0,285cm^2

Par conséquent nous prenons :

A = A_{min} = 0,905 cm²

Soit : 4HA8 $\Rightarrow$ A = 2,01 cm^2/ml avec un espacement St= 25cm.

$S_t \leq$ min {3h ; 33cm}=30cm avec : S_t=25cm

Armatures de répartition :

A_r= A / 4 = 2,01 / 4 = 0,502 cm².

Soit :

4HA8 = 2,01 cm² Avec S_t = 25cm

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

b) Vérification au cisaillement (art .A.5, 1.1 /BAEL 91 modifiées 99, CBA93) :

Nous avons une fissuration préjudiciable, d'où

$$\bar{\tau}_u = \min(0,2\frac{fc_{28}}{\gamma_b} ; 4MPa) = 3,33MPa$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad \text{Avec } V_u = 1,5Q = 1,5x1 = 1,5KN$$

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

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

c) Vérification de l'adhérence des barres (art .A.6, 1.3 /BAEL91modifiées 99, CBA93) :

$\tau_{se} \leq \Psi_s f_{t28}$ =1,5 x 2,1= 3,15 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 x 3,14 x0, 8 =10,05cm$\Rightarrow \sum u_i$= 100,50 mm

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 1000}{0.9 \times 80 \times 100,5}$$

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

d) 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 KN

M_s = 0, 6 KN/m

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0{,}6x100}{1{,}712} = 35{,}05\,cm$$

e_s= 35cm $> \frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1{,}67$ cm La section est partiellement comprimée.

On doit vérifier que :

$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_{st}$ σ_{St} : Contrainte dans les aciers tendus.

σ_{sc} $\overline{\sigma}_{sc}$ σ_{sc} : Contrainte dans les aciers comprimés.

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma}_{st}$: Contrainte limite dans les aciers tendus

$\overline{\sigma}_{sc}$: Contrainte limite dans les aciers comprimés.

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

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

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left\{2\frac{fe}{3}, 110\sqrt{n.f_{t28}}\right\}$$

η = 1,6 ; Barre H.A

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

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

$$\rho_1 = \frac{100A}{bd} = \frac{100x2{,}01}{100x8} = 0{,}251$$

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

$$\sigma_{st} = \frac{0{,}6\times10^6}{0.920\times80\times201} = 40{,}558MPa$$

$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \Rightarrow$ La condition estvérifiée.

- contrainte limite dans le béton comprimé :

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

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

On a : ρ_1= 0,251 ; et d'après le tableau : β_1 = 0,920 et $\alpha= 3(1-\beta_1)$= 0,240

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

σ_{bc} =0,021x40, 558 = 0,852MPa

$\sigma_{bc}<\overline{\sigma}_{bc} \Longrightarrow$ La condition est vérifiée.

e) Vérification de l'acrotère au séisme :

Les forces horizontales de calcul Fp 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 grouped'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 KN/ml

F_p = 4x0, 15x0, 8x1, 712

F_p =0,822 KN/ml < Q= 1 KN /ml.

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

f) ferraillage adopté :

- Armatures principales : 4HA8/ml = 2,01cm^2
- Armatures secondaires : 4HA8/ml = 2,01cm^2

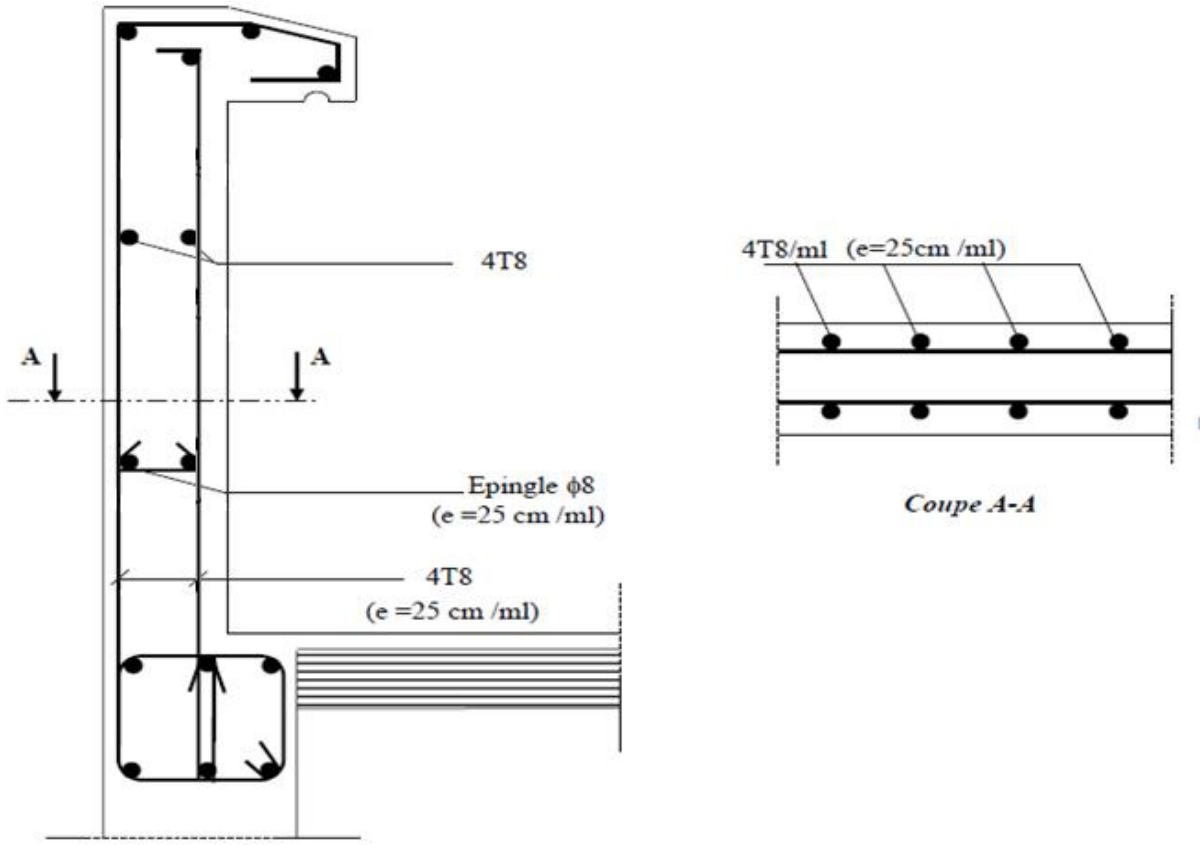


Figure III-4-3 : Coffrage et ferraillage de l'acrotère

III-5) ETUDE DE L'ASCENSEUR :

L'ouvrage est muni d'une seule cage d'ascenseur en béton armé, avec une vitesse d'entrainement V=1 m/s et une dalle pleine de surface égale à 2,48m² (1,46x1, 70), reposant sur 4 appuis.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à une charge localisée au centre du panneau estimée à 9 tonnes, transmise par le système de levage de l'ascenseur et de la cabine chargée.

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant les deux sens.

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.

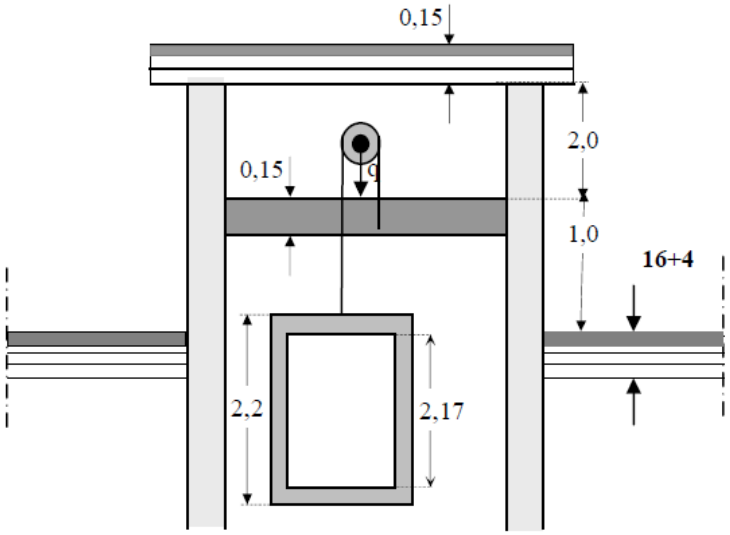


Fig III- 5-1 : Cage d'ascenseur

III-5-1) Calcule de la dalle pleine:

LX =1,46 m ; LY = 1,70 m ; S = 2.482 m2

a) Epaisseur de la dalle :

On a :

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,46}{1,70} = 0,86$; $0,4 < \rho = 0,86 < 1$

Donc, la dalle travaille dans les deux sens. Son épaisseur est déterminée à partir de la condition suivante :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule : $h_t \geq \frac{l_x}{30}$

$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{146}{30} = 4,87cm$

NB :

Le RPA99 version 2003 exige une hauteur ht ≥ 12cm ; on adopte une hauteur :

h_t =15cm.

b) Calcul de U et V (dimensions du rectangle de diffusion) :

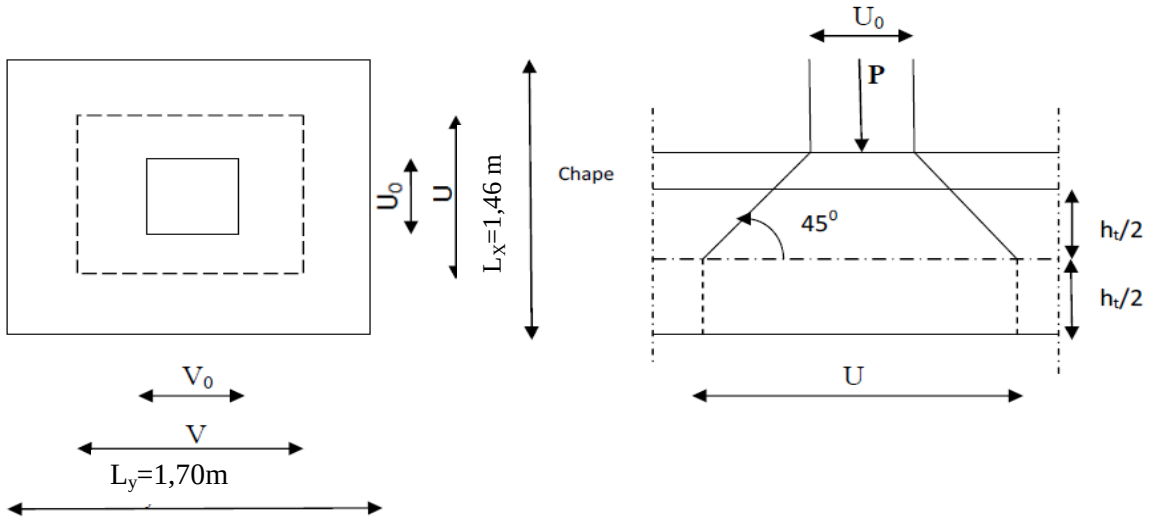


Fig III-5-2 Caractéristiques géométriques de la dalle pleine de la salle machine.

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

Avec :

e : Epaisseur du revêtement (**e** = 4cm)

h : hauteur de la dalle (**h** = 15cm)

K: Revêtement aussi solide que le béton (**K** = 2).

U_0 = **V_0** = 80cm (côté du rectangle dans lequelle **q** est concentrée).

$$\begin{cases} \mathbf{U} = 80 + (5\times2) + 15 = 105\text{cm}. \\ \mathbf{V} = 80 + (5\times2) + 15 = 105\text{cm}. \end{cases}$$

c) Calcul des efforts :

- **Les moments M_X, $M_Y$dû au système de levage :**

$Mx = (M1 + \nu M2)\, q$

$My = (M2 + \nu\, M1)\, q$

Avec :

ν: Coefficient de poisson $\Rightarrow \begin{cases} \nu = 0 \text{ à l'ELU} \\ \nu = 0{,}2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$

M_1 et M_2 coefficients donnés en fonction de $(\rho; \frac{U}{l_x}; \frac{V}{l_y})$ à partir des abaques de PIGEAUD.

Après l'interpolation

$$\left.\begin{array}{l} \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{146}{170} = 0{,}86 \\ \frac{U}{l_x} = \frac{105}{146} = 0{,}72 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{105}{170} = 0{,}62 \end{array}\right\} \Rightarrow M_1 = 0{,}077 \text{et } M_2 = 0{,}062$$

A l'ELU: $M_{x1} = q\, M_1$

$M_{y1} = q\, M_2$

Avec :

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

$M_{x1} = 121{,}5\times 0{,}077 = 9{,}355$ KNm

$M_{y1} = 121{,}5\times 0{,}062 = 7{,}533$KNm

d) Les moments dûs aux poids propre de la dalle pleine (M_{x2} et M_{y2}):

$\mu_x = 0{,}0531$

$\mu_y = 0{,}649$

$M_{x2} = \mu_x .q.l_x^2$

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

Poids de la dalle: $G = 25\times 0{,}15 = 3{,}75$ KN/m2

$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35\times3,75 + 1,5\times1 = 6,563 KN/m^2$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0,0368\times6,563\times(1,46)^2 = 0,515 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0,649\times0,515 = 0,334 \text{ KN.m} \end{cases}$$

e) Superposition des moments agissant au centre du panneau :

$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9,355 + 0,515 = 9,87$ KN.m

$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7,53 + 0,334 = 7,865$ KN.m

III-5-2) Ferraillage:

Il se fera à l'ELU en considérant une bande de largeur unitaire :

- **Aux appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = 0,3\times M_x = 0,3\times9,87 = 2,961 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2.f_{bc}} = \frac{2,961.10^3}{100\times13^2\times14,2} = 0,012 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,732$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta.d.\frac{fe}{\gamma_S}} = \frac{2,961.10^3}{0,732\times13\times348} = 0,89 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2,01 cm² Avec : St = 25 cm

- **Dans le sens de la petite portée X-X :**

- **En travée :**

$Mt = 0,85\times M_x = 0,85\times9,87 = 8,39$ KN.m

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2.f_{bc}} = \frac{8,39.10^3}{100\times13^2\times14,2} = 0,035 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,982$$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta.d.\frac{fe}{\gamma_S}} = \frac{8,39.10^3}{0,982\times13\times348} = 1,89 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2,01 cm² Avec : St = 25 cm

➢ **Dans le sens de la grande portée Y-Y :**

- **En travée :**

Mt = 0,85× M_y = 0,85×7,865 = 6,685 KN.m

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2.f_{bc}} = \frac{6{,}685.10^3}{100\times13^2\times14{,}2} = 0{,}028 < 0.392 \quad \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0{,}986$$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta.d.\frac{fe}{\gamma_S}} = \frac{6{,}685.10^3}{0{,}986\times13\times348} = 1{,}50 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2,01 cm² Avec : St = 25 cm

III-5-3) Vérification à L'ELU:

a) Condition de non fragilité (Art A-4-2-1 du BAEL91) :

$$\rho_x = \frac{A_{St}}{b\times h_t} \geq \rho_0 \frac{(3-\frac{l_x}{l_y})}{2}$$

$$A_{ST} \geq \rho_0 \times b \times \frac{h_t}{2}(3-\frac{l_x}{l_y})$$

ρ_0 : Taux d'armatures dans chaque direction : ρ_0=0,80 ‰

$$A_{ST} \geq 0{,}0008 \times 100 \times \frac{15}{2}(3-\frac{146}{170}) = 1{,}285 \text{ cm}^2$$

A_{ST} =2,01cm² ≥ 1,285 cm² ⟹ condition vérifiée.

b) Ecartement des barres (Art A-8-2-42 du BAEL91) :

L'écartement des armatures, dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser 2h et 25cm.

S_t=25cm ≤(2h=30cm,25cm) ⟹ condition vérifiée.

De même, dans la direction perpendiculaire à la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser 3h et 33cm.

S_t=25cm ≤ (3h=45cm, 33cm) ⟹ condition vérifiée.

c) Condition de non poinçonnement (Art A-5-2-42) :

$$q_u \leq 0{,}045\ \mu_c\, h\, \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

q_u : charge de calcul à L'ELU

h_t : épaisseur totale de la dalle

U_c : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen

U_c= 2(U+V) = 2(105+105) = 420cm=4,20m

Q=0,045 ×4,2×0,15×$\frac{15\times10^3}{1,5}$= 283,5 KN

q_u=1,35×90=121,5 KN<Q=283,5 KN ⟹ condition vérifiée.

d) Vérification des contraintes tangentielles :

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge :

On a U = V, alors :

- Au milieu de U: T_{max} = Vu = $\frac{P}{2V+U} = \frac{121,5}{2\times1,05+1,05} = 38,57t$

  Avec : P=1,35 G= 121,5 KN

- Au milieu de V : : T_{max} = Vu = $\frac{P}{3U} = \frac{121,5}{3\times1,05} = 38,57t$

$=\frac{V_u}{bd} \le \min\left(\frac{0,2\,f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right)$;

$\bar{\tau} = \frac{0,2\,f_{c28}}{\gamma_b}$ = 3.33 MPa (La fissuration est peu nuisible)

$\tau_u = \frac{38,57\times10^3}{1000\times130} = 0,297\ MPa < \bar{\tau}$ =0.33MPa ⟹ Condition vérifiée.

III-5-4) Vérification à l'ELS :

- **Moments engendrés par le système de levage :**

M_1=0.077 ; M_2= 0.062

M_{X1} = (M_1 + V M_2) q_S .

M_{Y1} = (M_2 + V M_1) q_S .

q_S= G + Q = 90 KN/m^2

M_{X1}= 90(0.077+0.2×0.062) =8.05 KN.m

M_{Y1}= 90(0.062+0.2×0.077) =6.97 KN.m

- **Moment engendré par le poids propre de la dalle :**

q_S= G + Q = (25x0,15) + 1 = 4,75 KN/m^2.

ρ = 0,86 ⟶ $\begin{cases} \mu_x = 0,0531 \\ \mu_y = 0,649 \end{cases}$

$M_{X2} = \mu_x q_s l_x^2 = 0{,}0531 \times 4{,}75 \times (1{,}46)^2 = 0{,}538$ KN.m

$M_{Y2} = \mu_y \times M_{X1} = 0.649 \times 0{,}538 = 0{,}349$ KN.m.

➢ **Superposition des moments :**

$Mx = Mx_1 + Mx_2 = 8{,}05 + 0{,}538 = 8{,}59$ KN.m.

$My = My_1 + My_2 = 6{,}97 + 0{,}349 = 7{,}32$ KN.m.

➢ **Correction des moments :** Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en leurs effectuant le coefficient 0.85 en travée et 0.3 aux appuis.

- **Sens x-x :** $\begin{cases} M_X^a = 0{,}3M_X \\ M_X^t = 0{,}85M_X \end{cases}$

- **Sens y-y:** $\begin{cases} M_Y^a = 0{,}3M_Y \\ M_Y^t = 0{,}85M_Y \end{cases}$

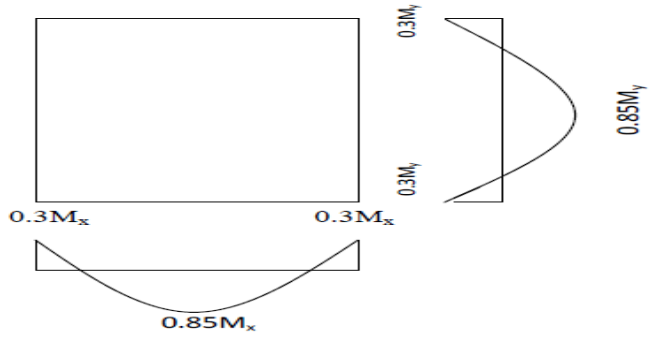


Fig III-5-3 : correction des moments aux appuis et en travée

a) Ferraillage :

- **Aux appuis :**

$M_a^x = M_a^y = 0{,}3 \times M_x = 0{,}3 \times 8{,}59 = 2{,}58$ KN.m

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2.f_{bc}} = \frac{2{,}58.10^3}{100 \times 13^2 \times 14{,}2} = 0{,}01 < 0.392 \quad \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$\Rightarrow \beta = 0{,}996$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta.d.\frac{fe}{\gamma_S}} = \frac{2{,}58.10^3}{0{,}996 \times 13 \times 348} = 1{,}90 \text{ cm}^2$$

➢ **Dans le sens de la petite portée X-X :**

- **En travée :**

$Mt = 0{,}85 \times M_x = 0{,}85 \times 8{,}59 = 7{,}30$ KN.m

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2.f_{bc}} = \frac{7{,}30.10^3}{100 \times 13^2 \times 14{,}2} = 0{,}0304 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$\Rightarrow \beta = 0{,}987$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta.d.\frac{fe}{\gamma_S}} = \frac{6{,}222.10^3}{0{,}987\times13\times348} = 1{,}39\ cm^2$$

Conclusion : les armatures trouvées a E.L.S sont inferieurs a celle adoptées a E.L.U donc Les armatures adoptées à l'E.L.U sont suffisantes.

- **Dans le sens de la grande portée Y-Y :**

- **En travée :**

Mt = 0,85× M_y = 0,85×7,32 = 6,222 KN.m

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2.f_{bc}} = \frac{6{,}222.10^3}{100\times13^2\times14{,}2} = 0{,}026 < 0.392 \quad \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0{,}987$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta.d.\frac{fe}{\gamma_S}} = \frac{6{,}222.10^3}{0{,}987\times13\times348} = 1{,}39\ cm^2$$

Conclusion : les armatures trouvées a E.L.S sont inferieurs a celle adoptées a E.L.U donc Les armatures adoptées à l'E.L.U sont suffisantes.

b) Contrainte de compression dans le béton :

- **Aux appuis** Ma = 2,58 KN.m .

On doit vérifier :

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6\ f_{c28} = 15$ MPa.

$$\rho_1 = \frac{100\times Aa}{bd} = \frac{100\times1{,}90}{100\times13} = 0{,}146 \Rightarrow \quad k = 63{,}72 \text{ et } \beta = 0.936.$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta_1 d\ Aa} = \frac{2{,}58\times10^6}{0{,}936\times130\times1{,}90\times10^2} = 111{,}59\ MPa$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{111{,}59}{63{,}72} = 1{,}75\ MPa < 15\ MPA \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **Sens x-x**

- **En travée** Mt = 7,30 KN.m

On doit vérifier

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6\ f_{c28} = 15$ MPa.

$\rho_1 = \frac{100 \times At}{bd} = \frac{100 \times 1.39}{100 \times 13} = 0{,}107 \Rightarrow$ k = 73,02 et $\beta = 0.895$.

$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta_1 d\ At} = \frac{7{,}30 \times 10^6}{0{,}895 \times 130 \times 1{,}39 \times 10^2} = 451{,}38\ MPa$

$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{451{,}38}{73{,}02} = 6{,}182$MPa < 15 MPA $\Rightarrow$ condition vérifiée.

- **Sens y-y**

- **En travée** Mt = 6,222 KN.m

On doit vérifier

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6\ f_{c28} = 15$ MPa.

$\rho_1 = \frac{100 \times At}{bd} = \frac{100 \times 1.39}{100 \times 13} = 0{,}107 \Rightarrow$ k = 73,02 et $\beta = 0.943$.

$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta_1 d\ At} = \frac{6{,}222 \times 10^6}{0{,}943 \times 130 \times 1{,}39 \times 10^2} = 365{,}14\ MPa$

$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{365{,}14}{73{,}02} = 5{,}00$ MPa < 15 MPA $\Rightarrow$ condition vérifiée.

c) Vérification de la flèche :

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur ces cotés, on peut se dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

a) $\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_{ts}}{20 M_{0s}}$; b) $\frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$

h : Hauteur de la dalle.

M_{tx} : Moment en travée dans le sens (xx).

M_{0s}: Moment isostatique de référence dans la direction de lx pour une largeur de bande de 1m.

A_x : Section d'armatures tendues par 1 m de largeur.

b : Largeur de la bande égale à 1m.

d : Hauteur utile de la bande.

a) $\frac{h}{l_x} = \frac{15}{146} = 0{,}103 \geq \frac{M_{ts}}{20 M_{0s}} = \frac{0{,}85 \times M_x}{20 M_x} = \frac{0{,}85}{20} = 0{,}0425$ $\Rightarrow$ condition vérifiée.

b) $\frac{A_x}{bd} = \frac{2{,}01}{100\times13} = 0{,}0015 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0{,}005 \quad \Rightarrow$ condition vérifiée.

Les deux conditions sont vérifiées, donc la flèche est vérifiée.

d) État limite de fissuration :

La fissuration est peu préjudiciable. Aucune vérification n'est nécessaire

Conclusion :

Les armatures calculées a l'ELU sont justifiées, qui sont récapitulées comme suit :

Dans les deux sens (*x-x* et *y-y*)

En travée : ***4HA8***(3.14 cm^2).

Aux appuis : ***4HA8*** (2.01 cm^2).

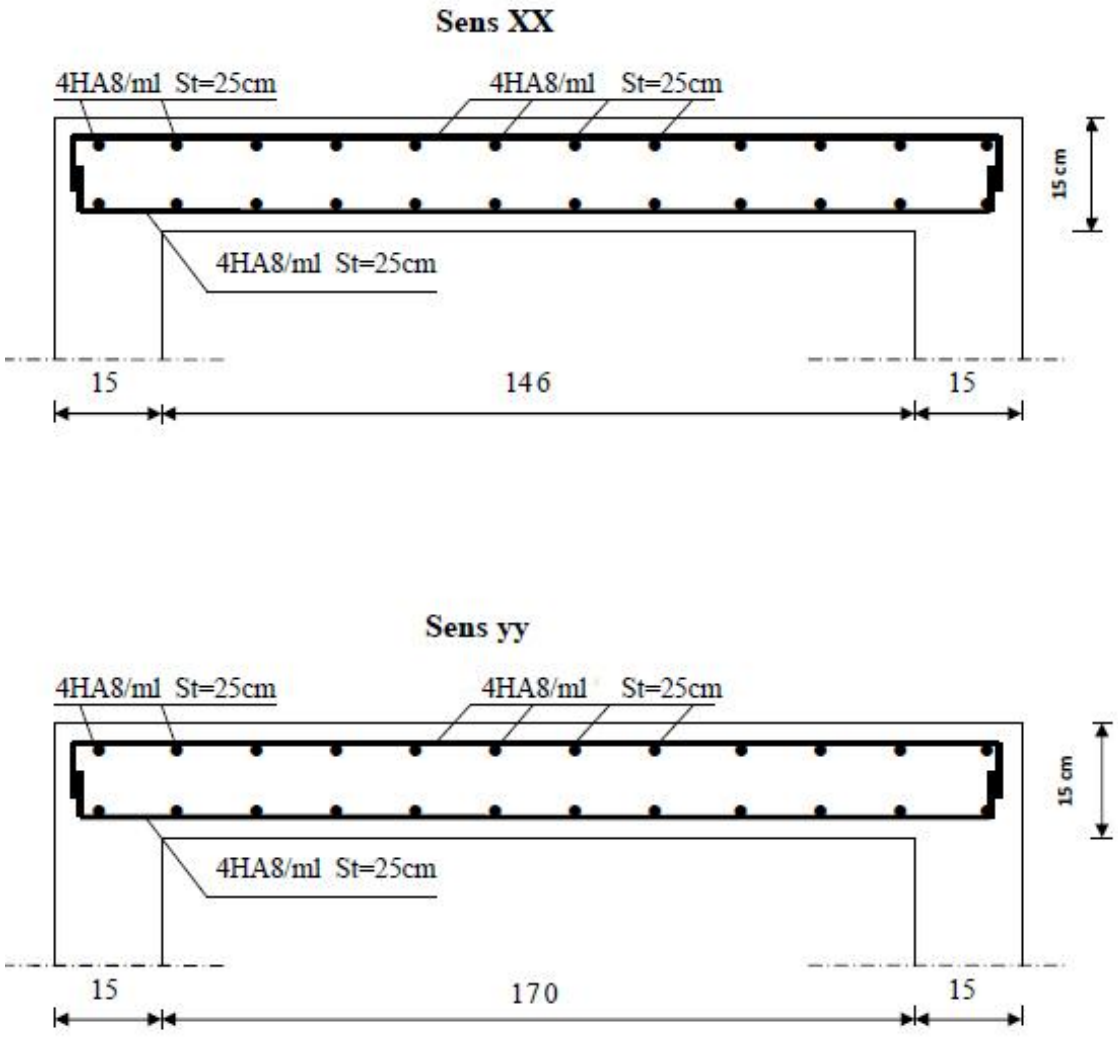


Fig III-5-4 : Ferraillage de la dalle de la salle machine.

III-6) Etude de la poutre de chainage :

C'est une poutre qui repose sur deux appuis, elle sert à relier les consoles entre elles ; elle supporte son poids propre et le poids de plancher ainsi que le poids de la cloison.

III-6-1) Dimensionnement de la poutre :

- La hauteur de la poutre « h »est donnée par : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$; avec : L= 381cm.

$\frac{381}{15} \leq h \leq \frac{381}{10} \Longrightarrow 25{,}4 \leq h \leq 38{,}1$

Soit : h=30[cm]

- La largeur de la poutre « b » :

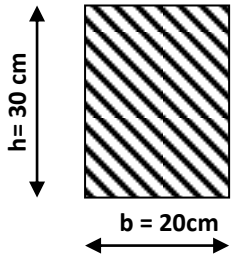


Figure III-6-1 : Les dimensions de la poutre de chainage.

$0{,}4\ h \leq b \leq 0{,}7\ h$

$0{,}4X30 \leq b \leq 0{,}7X30 \Longrightarrow 12 \leq b \leq 21$

On opte pour : b=25cm

III-6-2) Evaluation des charges :

- Charges permanentes :

- Le poids du plancher ……5, $28 \times \frac{0{,}65}{2} = 1{,}72 KN/ml.$
- Le poids de la poutre…….25×0,20×0,30=1,5 $KN/ml.$
- Le poids de la cloison…….....2,40×3,81=8,30$KNml.$

G = 11,52 KN/ml

- Charge d'exploitation : Q =1,5× (0,65 / 2) = 0,488KN / ml

a)Combinaison de charges :

A l'ELU :q_u =1,35×11,52 +1,5× 0,488 =16,28 KN/ml

A l'ELS :q_s =11.52+0.488 =12.01 KN/ml

q_u=16,28KN/ml

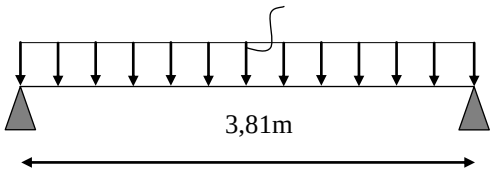


Figure III-6-2: Schéma de chargement à l'ELU

q_s=12,01KN/ml

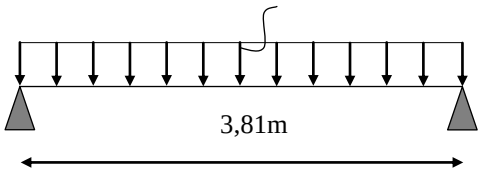


Figure III-6-3: Schéma de chargement à l'ELS

b)Calcul des efforts internes :

- **A L'ELU :**

➢ Réaction d'appuis :

$R_A = R_B = \frac{q_{u \times l}}{2} = \frac{16,28 \times 3,81}{2} = 31,01$ KN

➢ Calcul des efforts internes :

$T_Y(0) = R_A = 26,40$ KN

$T_Y(3,46) = -R_B = -26,40$ KN

$M_0 = \frac{q_{u \times l^2}}{8} = \frac{16,28 \times 3,81^2}{8} = 29,54$ KN.m

Afin de tenir compte des semi encastrements aux extrémités, on affectera la valeur du moment isostatique par les coefficients suivants :

➢ Moment en travée : $M_{tr} = 0,85\ M_0 = 0,85 \times 29,54 = 25,11$ KN.m

➢ Moment aux appuis : $M_{ap} = -0,35\ M_0 = -0,35 \times 29,54 = -10,34$ KN.m

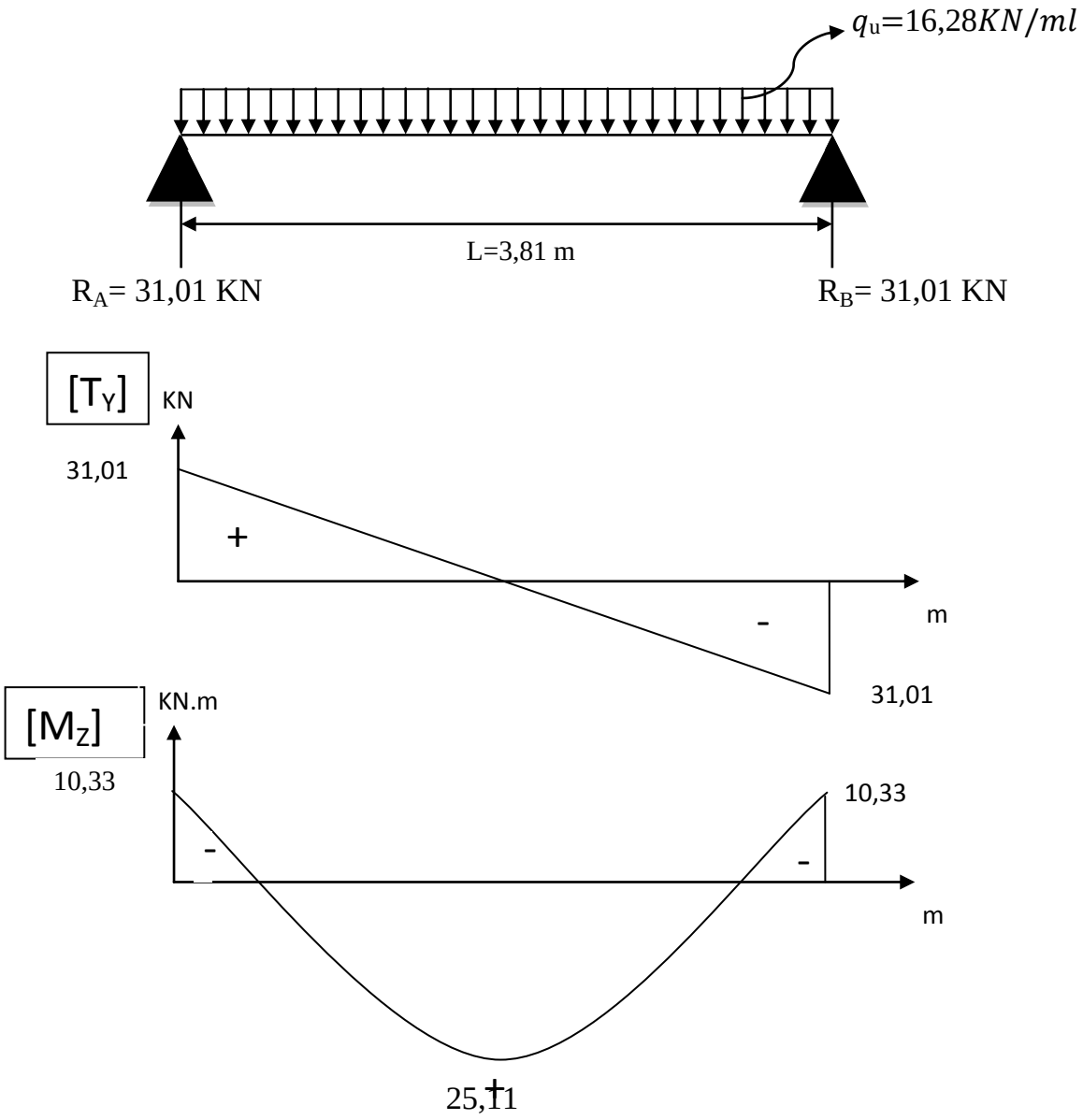


Figure III-6-4 : Diagrammes des efforts internes à l'ELU.

- **A L'ELS :**

➢ Réaction d'appuis :

$R_A = R_B = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{12,01 \times 3,81}{2} = 22,88$ KN

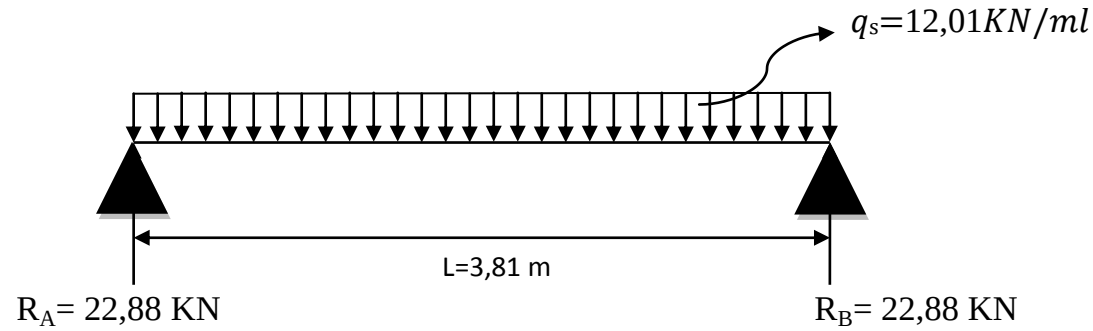
➢ Calcul des efforts internes :

$$\begin{cases} T_Y(0) = 20,78 \text{ KN} \\ T_Y(3,46) = -20,78 \text{ KN} \end{cases}$$

$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{12,01 \times 3,81^2}{8} = 21,79$ KN.m

➢ Moment en travée : $M_{tr} = 0,85\ M_0 = 0,85 \times 21,79 = 18,52$ KN.m

➢ Moment aux appuis : $M_{ap} = -0,35\ M_0 = -0,35 \times 21,79 = -7,63$ KN.m



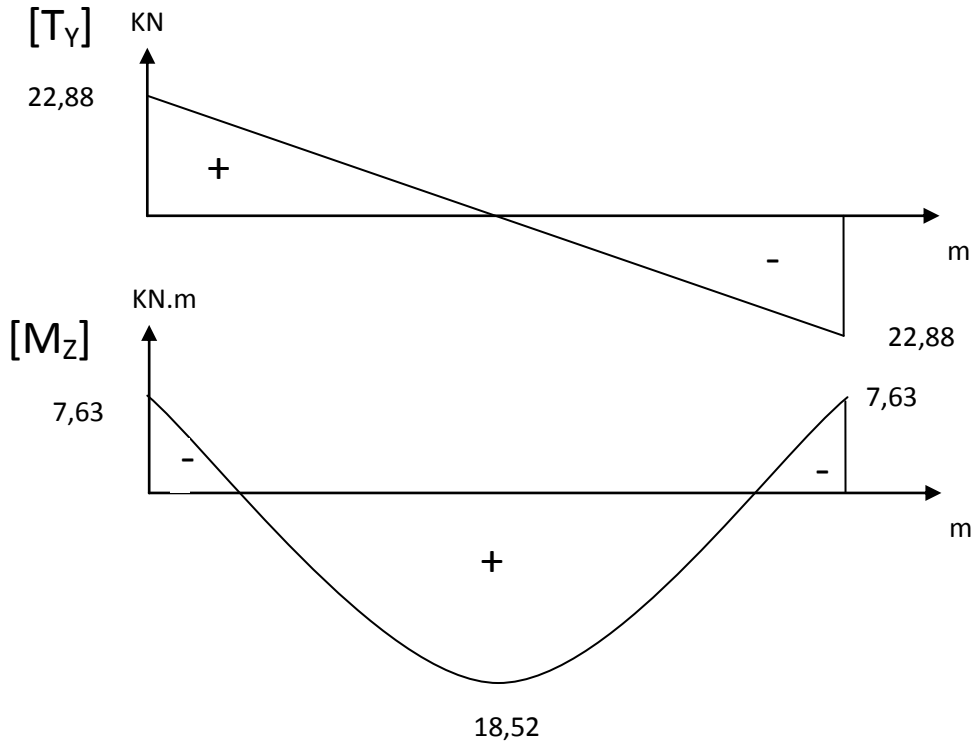


Figure III-6-5 : Diagrammes des efforts internes à l'ELS.

III-6-3 Calcul des armatures a ELU:

a) Armatures longitudinales :

L'enrobage : c =2 cm

La hauteur utile : d =28cm

- **Aux appuis** :M_{app}=10,33 KN.m.

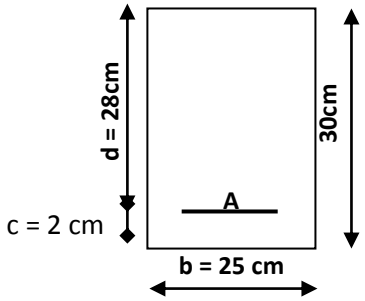
$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{10{,}33 \times 10^3}{20 \times (28)^2 \times 14{,}2} = 0{,}037$$

$\mu_b = 0{,}037 < \mu_l = 0{,}392 \quad \Rightarrow$ S. S. A

$\mu_b = 0{,}037 \Rightarrow \beta = 0{,}981$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{10{,}33 \times 10^2}{0.981 \times 28 \times 348} = 0{,}108 \text{ cm}^2$$

On prend : 3HA12 $\Rightarrow A_p = 3{,}39 \text{ cm}^2$



- **En travée**: M_{trav}=25,11 KN.m.

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{25{,}11 \times 10^3}{20 \times (28)^2 \times 14{,}2} = 0{,}09$$

$\mu_b = 0{,}09 < \mu_l = 0{,}392 \quad \Rightarrow$ S. S. A

$\mu_b = 0{,}09 \Rightarrow \beta = 0{,}9955$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{25{,}11 \times 10^2}{0{,}9955 \times 28 \times 348} = 0{,}26 \text{ cm}^2$$

On prend : 3HA12 $\Rightarrow A_{tr} = 3{,}39 \text{ cm}^2$

b) Armatures transversales (art.A.7.2.2 / BAEL91 modifiées 99) :

- **Diamètre**

$$\phi_t \le \min\left\{\frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_l\right\}$$

$$\phi_t \le \min\left\{\frac{300}{35}, \frac{250}{10}, 16\right\} = 8{,}57mm$$

On opte pour : $\phi_t = 8 \ mm$ (1 cadre + 1 étrier)

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

$S_{t\max} \le \min\{0{,}9.d, 40cm\} = \min\{25{,}2; 40cm\} = 25{,}2cm$

On opte pour : $S_{tmax} = 25cm$

Selon le RPA version 2003 (Art 7.5-2) :

L'espacement doit vérifier :

Aux appuis :

. $st \le \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi\right) = \min(7{,}5;\ 14{,}4\ )$

$S_t = 7{,}5$ cm

En travée :

$St \le \frac{h}{2} = 15 \quad cm$

$S_t = 15$ cm

Conclusion : on opte pour espacement $S_t = 7$ cm

III-6-4) Vérification à l'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91modifié99/ Art A 4.2.1) :

$A_{\min} = 0{,}23\frac{f_{t28}}{f_e}bd = 0{,}23 \times 20 \times 28 \times \frac{2{,}1}{400} = 0{,}845cm^2$

$A_{\min} = 0{,}845cm^2 \ < \ (A_t = 3{,}39cm^2, A_a = 3{,}39\,cm^2)$

$\Rightarrow$ **Condition vérifiée**

b) Vérification de l'effort tranchant (art .A.5, 1.1 /BAEL 91 modifiées 99) :

$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{22{,}28x1000}{200 \times 280} = 0{,}318MPa$

$\overline{\tau_u} = \min\{0{,}13 f_{C28}, 5MPa\} = 3{,}33MPA$

$\tau_u = 0{,}804\,MPa < \tau_u = 3.33\,MPa$

$\Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement.

c) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art : A. 5 .1 .3) /BAEL 91 modifiées 99 :

Sur le béton :

$$V_u < \overline{V_u}; \qquad \overline{V_u} = 0,4\frac{f_{c28}}{\gamma_b}.0,9.d.b_0$$

$$\overline{V_u} = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 280 \times 200 = 420000N$$

.

$$V_u = 31,01 \text{ KN} < \overline{V_u} = 420\ KN$$

Sur l'acier :

$$A_{\min ;} \geq \frac{1,15}{f_e}(V_u + H) \text{avec} \qquad H = \frac{M_{a\max}}{0,9.d}$$

$$A_{\min} \geq \frac{1,15}{400}(31,01 \times 10^3 - \frac{10,33x10^6}{0,9 \times 280}) \longrightarrow A_{\min} = 0,1cm^2$$

On a A_p=3,39cm^2> A_{min}= 0,1cm^2$\Rightarrow$ Les armatures calculées sont suffisantes.

d) Calcul l'ancrage des barre (Art : A. 6 .1 .2 /BAEL 91 modifiées 99):

$$\tau_{su} = 0,6\Psi_s f_{t28} = 2,835\ MPa \qquad L_s = \frac{f_e}{4\tau_{su}}\Phi = 35,27\Phi$$

L_s = 42,32 cm On prend :L_s= 45cm

e) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (art .A.6, 1.3 /BAEL 91 modifiées 99)

$\tau_{se} \leq \overline{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$ = 3,15 MPa

τ_{se} = Vu /0,9 d $\sum u_i$

$\sum u_i$ somme des périmètres utiles des armatures

$\sum u_i$ = 3x π x Φ

$\sum u_i$ = 3x3,14x12 =113,04mm

$$\tau_{se} = \frac{10,33 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 113,04} = 0,36MPa$$

τ_{se} = 0,36 MPa< $\overline{\tau}_{se}$ = 3,15 MPa

⇒Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

III-6-5) Vérification à l'ELS

a) Vérification des contraintes du béton et de l'acier

On doit vérifier :

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 15$Mpa

$\sigma_{bc} = K.\sigma_s$ avec $\sigma_s = \dfrac{M_s}{\beta_1.d.A_s}$

- **En travée**

M_s =18,52 KN. $\rho_1 = \dfrac{100.A_s}{b.d}$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{18{,}52 \times 10^3}{20 \times (28)^2 \times 14{,}2} = 0{,}066$$

μ_b = 0,066<μ_l = 0,392 ⇒ S. S. A

μ_b= 0,066⇒β = 0.9658

$$A_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{18{,}52 \times 10^2}{0.9658 \times 28 \times 348} = 0{,}196 \text{ cm}^2$$

A_s=0,196 cm^2 $\Longrightarrow$ $\rho_1 = \dfrac{100 \times 0{,}196}{20 \times 28} = 0{,}028$

- **Sur appuis**

M_s = 7,63 KN.m $\rho_1 = \dfrac{100.A_s}{b_0.d}$

$$\mu_b = \frac{M_s}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7{,}63 \times 10^3}{20 \times (28)^2 \times 14{,}2} = 0{,}027$$

μ_b = 0,027<μ_l = 0,392 ⇒ S. S. A

μ_b= 0,027⇒β = 0,9863

$$A_s = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7{,}63 \times 10^2}{0.9863 \times 28 \times 348} = 0{,}079 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0{,}079 \text{ cm}^2 \Longrightarrow \rho_1 = \frac{100 \times 0{,}079}{20 \times 28} = 0{,}011$

zone	M_s (KN.m)	A_s (cm^2)	ρ_1	β_1	K	σ_s	σ_{bC}	$\overline{\sigma_{bc}}$
travée	18,52	0,196	0,28	0,974	0,018	346,47	6,23	15
appuis	7,63	0,079	0,11	0,982	0,026	351,26	9,13	15

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \Longrightarrow$ Les contraintes sont vérifiées à l'ELS.

b) État limite de déformation : (vérification de la flèche)

Pour se dispenser du calcul du la flèche il faut vérifier :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{381} = 0{,}0787 > 0{,}0629$ OK
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0{,}0787 > 0{,}0243$ OK
- $\frac{A_s}{b.d} = \frac{3{,}39}{20 \times 28} = 0{,}0048 < \frac{4{,}2}{f_e} = 0{,}0105$ OK

Les conditions sont vérifiées, d'où le calcul de la flèche est inutile.

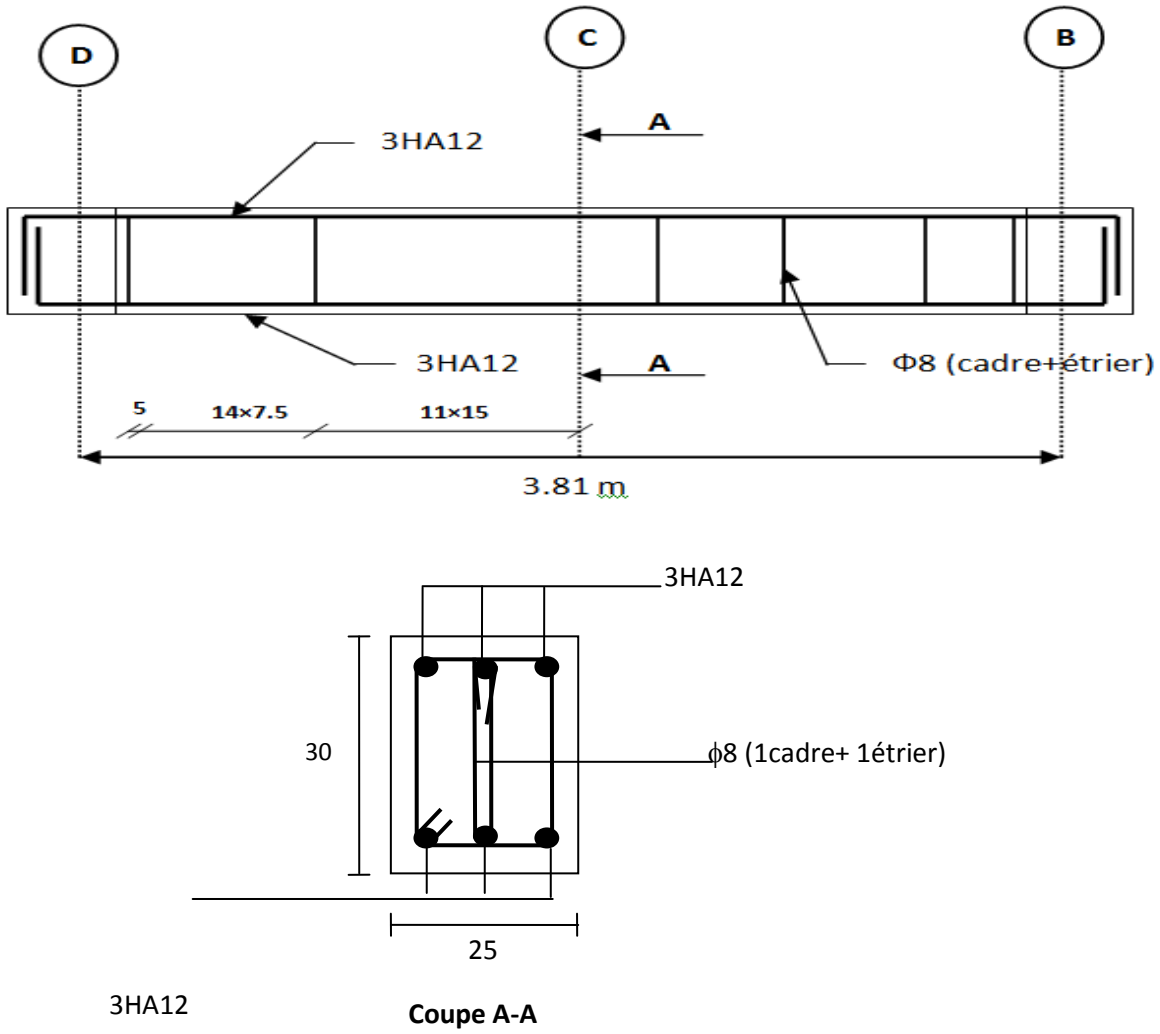


Figure III-6-7 : Plan de ferraillage de la poutre de chainage

Chapitre IV

Présentation du logiciel Et vérifications aux RPA.

IV-1) Présentation de logiciel ETABS :

Introduction :

L'étude dynamique d'une structure est souvent très complexe et demande un calcul très long et fastidieux. En s'appuyant sur l'outil informatique et la méthode des éléments finis, la modélisation sur logiciel de calcul nous permet d'obtenir en un temps très court des résultats plus fiables et plus précis.

IV-1-1) Principes de la MEF:

La modélisation de la structure se fait par la méthode des éléments finis, qui est une généralisation de la méthode des déformations, pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux.

La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments. La structure peut être considérée comme un assemblage d'éléments indépendants.

La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée. Pour chaque type d'élément, une fonction de déformation de forme polynomiale (fonction de forme) détermine la relation entre la déformation et la force nodale. Cette fonction peut être dérivée sur la base du principe de l'énergie minimale. Cette relation est connue sous le nom de « matrice de rigidité de l'élément ».

Un système d'équations algébriques linéaires peut être établi, en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant inconnues les déformations au niveau des nœuds.

Enfin, la solution consiste à déterminer ces déformations. Puis, les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

IV-1-2) Description du logiciel ''ETABS'' :

L'ETABS est un logiciel de conception, calcul et dimensionnement des structures d'ingénieries particulièrement adaptée aux bâtiments et ouvrages de génie civil ; Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpentes métalliques.

Le post processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppés, les champs de contraintes, les modes propres de vibration etc.

Rappel : (terminologie)

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Restraints : degrés de liberté(D.D.L)

Loads : charge

Materials : matériaux

Concrete : béton

Uniformedloads : point d'application de la charge.

Define : définir

Steel : acier

Frame section : coffrage d'un élément linéaire

Column : poteau

Beam : poutre

IV-1-3) Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail, nous avons utilisé la version ETABS v 9.6
Pour choisir l'application ETABS, on clique sur l'icône de l'ETABS

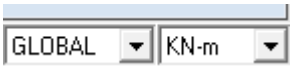


IV-1-4) Etapes de modélisation :

a. Première étape :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

- **Choix des unités :**
- On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. En bas de l'écran, on sélectionne « Kn-m » comme unités de base pour les forces et les déplacements :



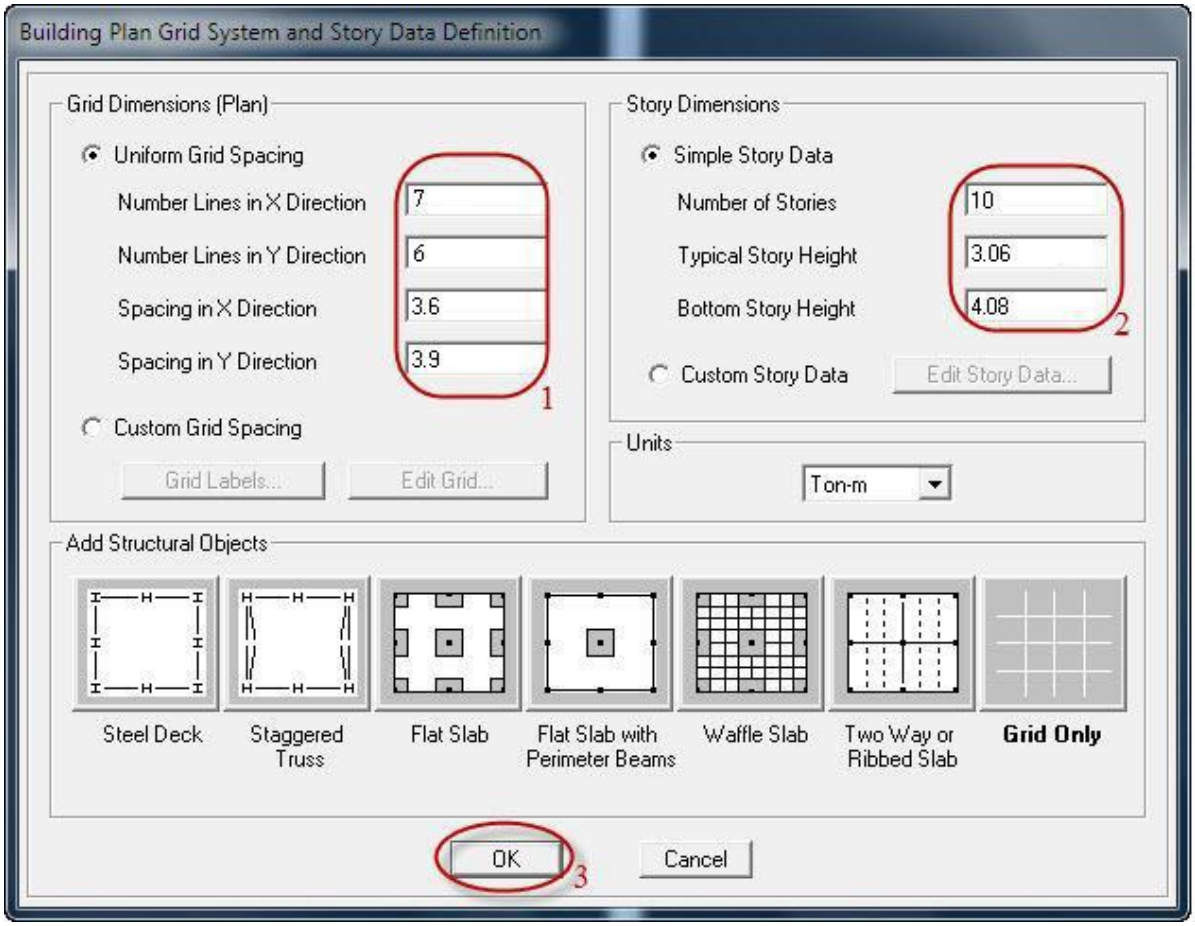
- **Géométrie de base :**

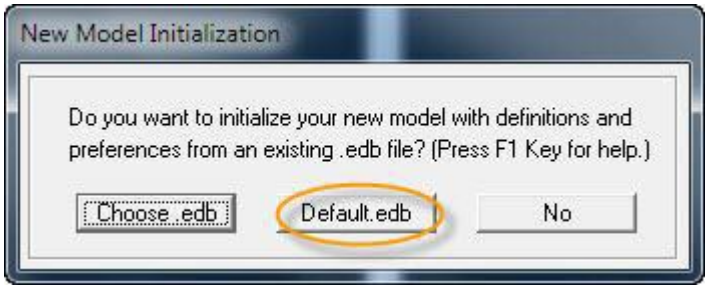
Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne « File » puis « New model », cette option permet d'introduire :

Le nombre de portiques suivant x-x.

Le nombre de portique suivant y-y.

Le nombre des étages.





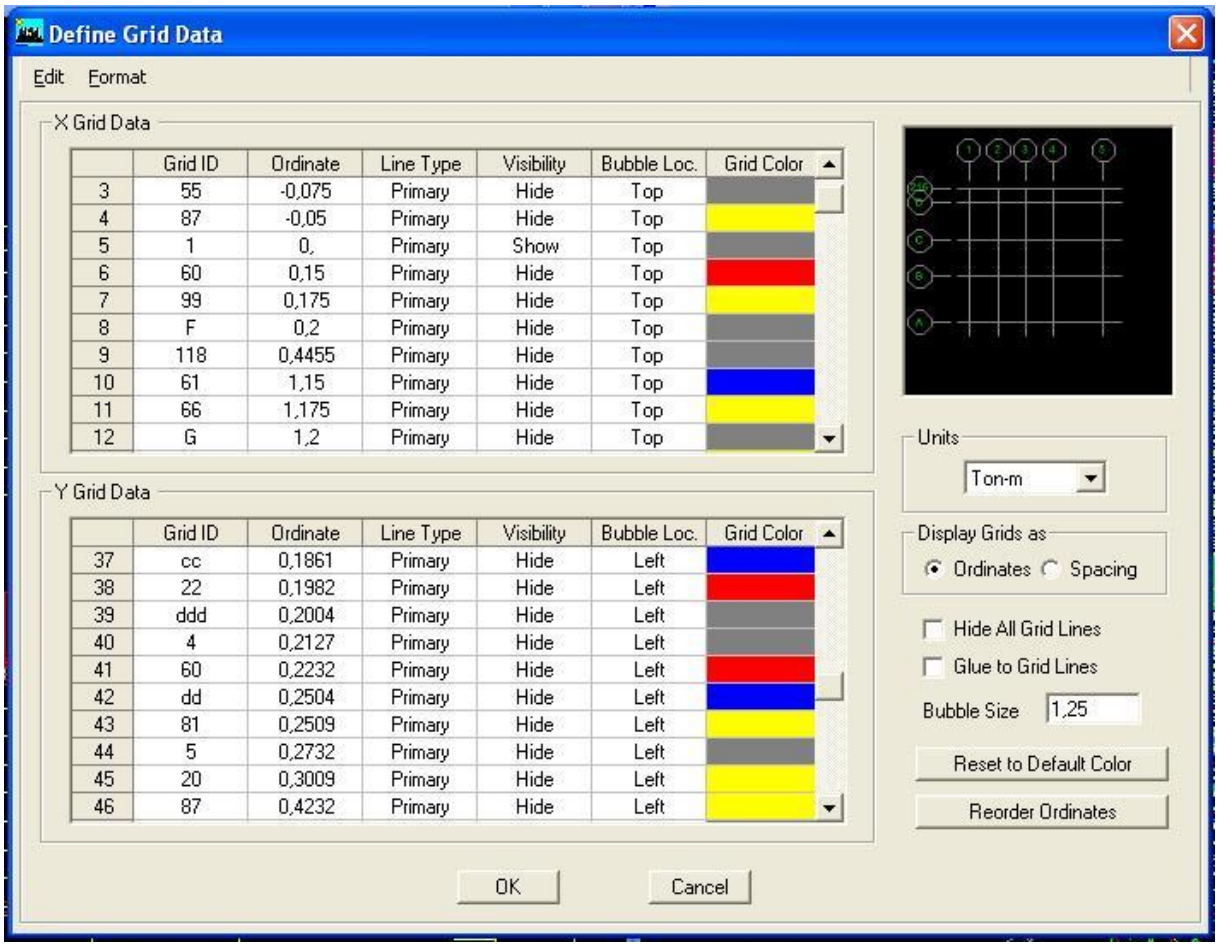
Après validation de l'exemple, on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : X-Y, X-Z, Y-Z.

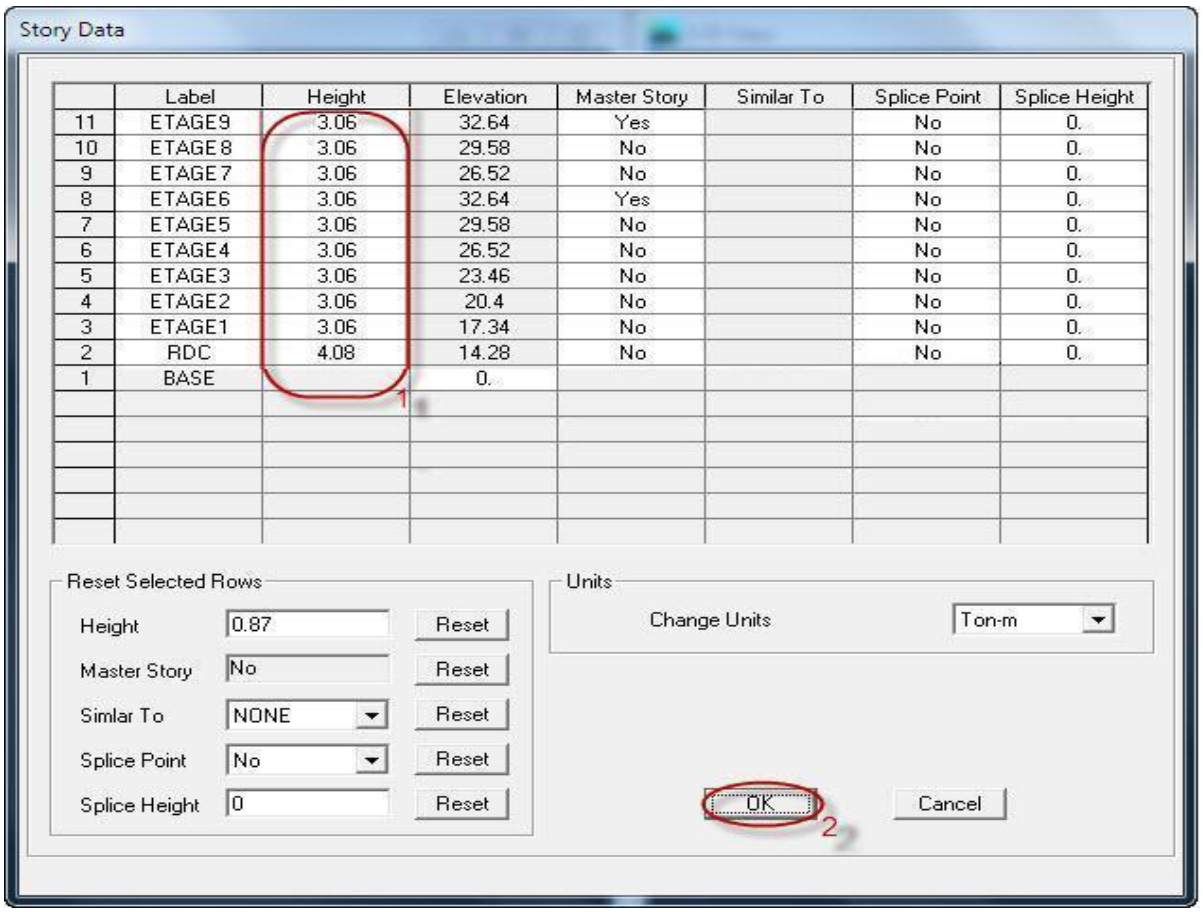
- **Modification de la géométrie de base** :

  Nous allons procéder à la modification des longueurs de travées et des hauteurs d'étage.

  On clique sur le bouton droit de la souris.

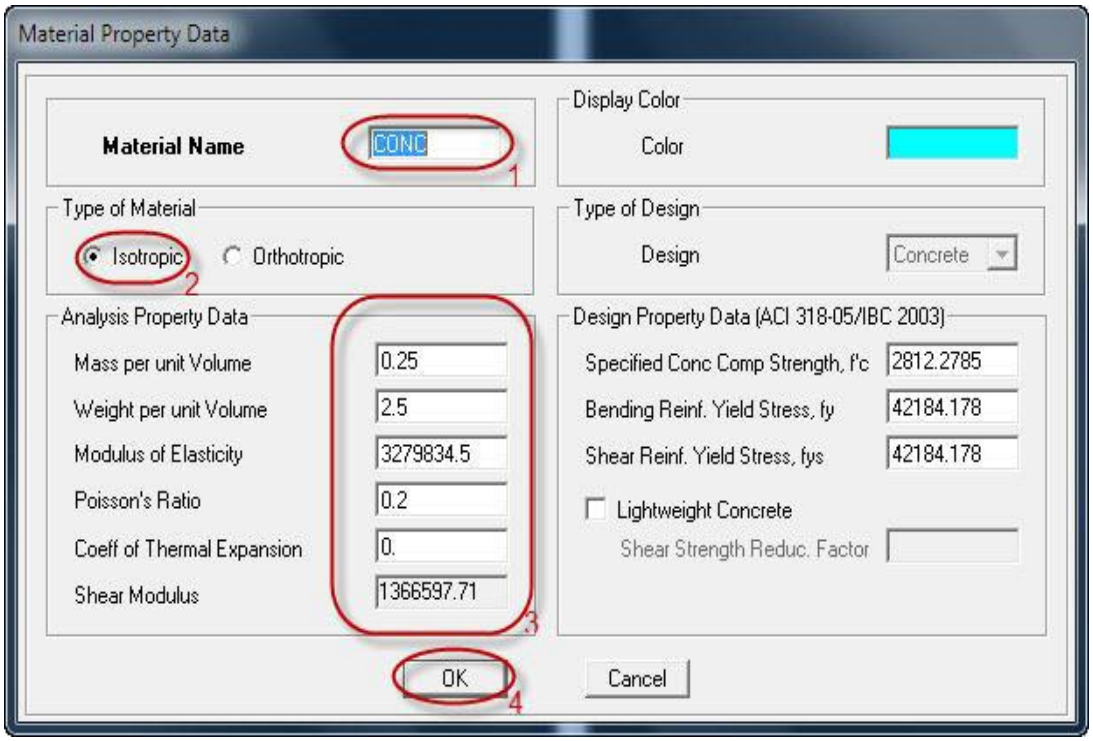
  On introduit les distances cumulées puis on clique sur « ok »


Define Grid Data
Edit Format
X Grid Data
Grid ID | Ordinate | Line Type | Visibility | Bubble Loc. | Grid Color
3 | 55 | -0,075 | Primary | Hide | Top
4 | 87 | -0,05 | Primary | Hide | Top
5 | 1 | 0, | Primary | Show | Top
6 | 60 | 0,15 | Primary | Hide | Top
7 | 99 | 0,175 | Primary | Hide | Top
8 | F | 0,2 | Primary | Hide | Top
9 | 118 | 0,4455 | Primary | Hide | Top
10 | 61 | 1,15 | Primary | Hide | Top
11 | 66 | 1,175 | Primary | Hide | Top
12 | G | 1,2 | Primary | Hide | Top
Y Grid Data
Grid ID | Ordinate | Line Type | Visibility | Bubble Loc. | Grid Color
37 | cc | 0,1861 | Primary | Hide | Left
38 | 22 | 0,1982 | Primary | Hide | Left
39 | ddd | 0,2004 | Primary | Hide | Left
40 | 4 | 0,2127 | Primary | Hide | Left
41 | 60 | 0,2232 | Primary | Hide | Left
42 | dd | 0,2504 | Primary | Hide | Left
43 | 81 | 0,2509 | Primary | Hide | Left
44 | 5 | 0,2732 | Primary | Hide | Left
45 | 20 | 0,3009 | Primary | Hide | Left
46 | 87 | 0,4232 | Primary | Hide | Left
Units
Ton-m
Display Grids as
Ordinates Spacing
Hide All Grid Lines
Glue to Grid Lines
Bubble Size 1,25
Reset to Default Color
Reorder Ordinates
OK
Cancel


Story Data
Label | Height | Elevation | Master Story | Similar To | Splice Point | Splice Height
11 | ETAGE9 | 3.06 | 32.64 | Yes | | No | 0.
10 | ETAGE8 | 3.06 | 29.58 | No | | No | 0.
9 | ETAGE7 | 3.06 | 26.52 | No | | No | 0.
8 | ETAGE6 | 3.06 | 32.64 | Yes | | No | 0.
7 | ETAGE5 | 3.06 | 29.58 | No | | No | 0.
6 | ETAGE4 | 3.06 | 26.52 | No | | No | 0.
5 | ETAGE3 | 3.06 | 23.46 | No | | No | 0.
4 | ETAGE2 | 3.06 | 20.4 | No | | No | 0.
3 | ETAGE1 | 3.06 | 17.34 | No | | No | 0.
2 | RDC | 4.08 | 14.28 | No | | No | 0.
1 | BASE | | 0. | | | |
Reset Selected Rows
Height 0.87 Reset
Master Story No Reset
Simlar To NONE Reset
Splice Point No Reset
Splice Height 0 Reset
Units
Change Units Ton-m
OK
Cancel

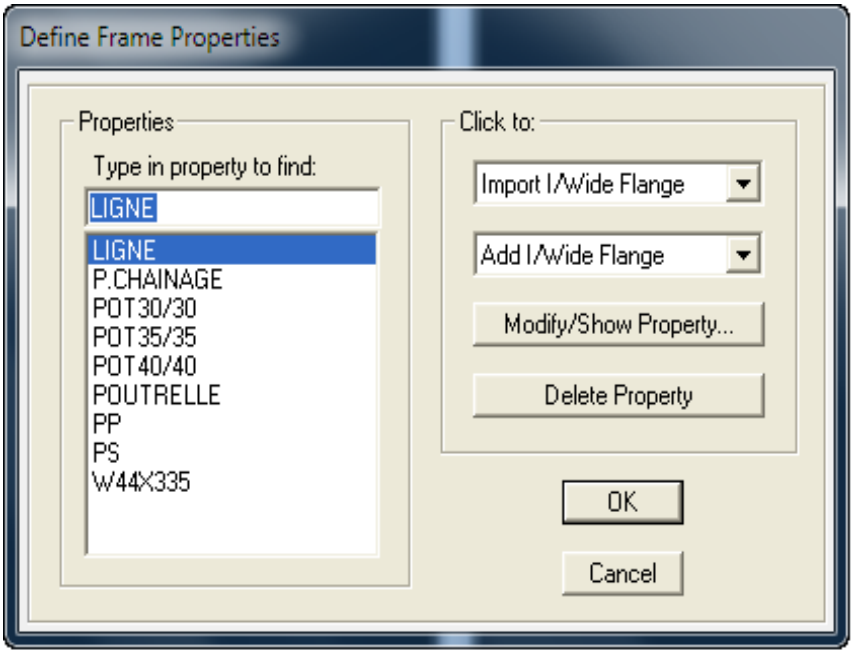
b. Deuxième étape :

La deuxième étape consiste en la définition des propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.



c. Troisième étape :

La troisième étape consiste en l'affectation des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, dalle, voile...)



- **Affectation des sections aux éléments des portiques :**

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments :

Sélectionner les éléments de même section en cliquant dessus avec la souris ou en  utilisant l'outil de sélection rapide dans la barre d'outil flottante qui permet de sélectionner plusieurs élément à la fois en traçant une droite avec la souris.

On peut ajouter plusieurs éléments pour la structure en les traçant :

Cliquer sur  ensuite sur une ligne de grille et un nouveau élément sera tracé entre deux croisements de lignes successifs horizontalement ou verticalement selon la ligne visée.

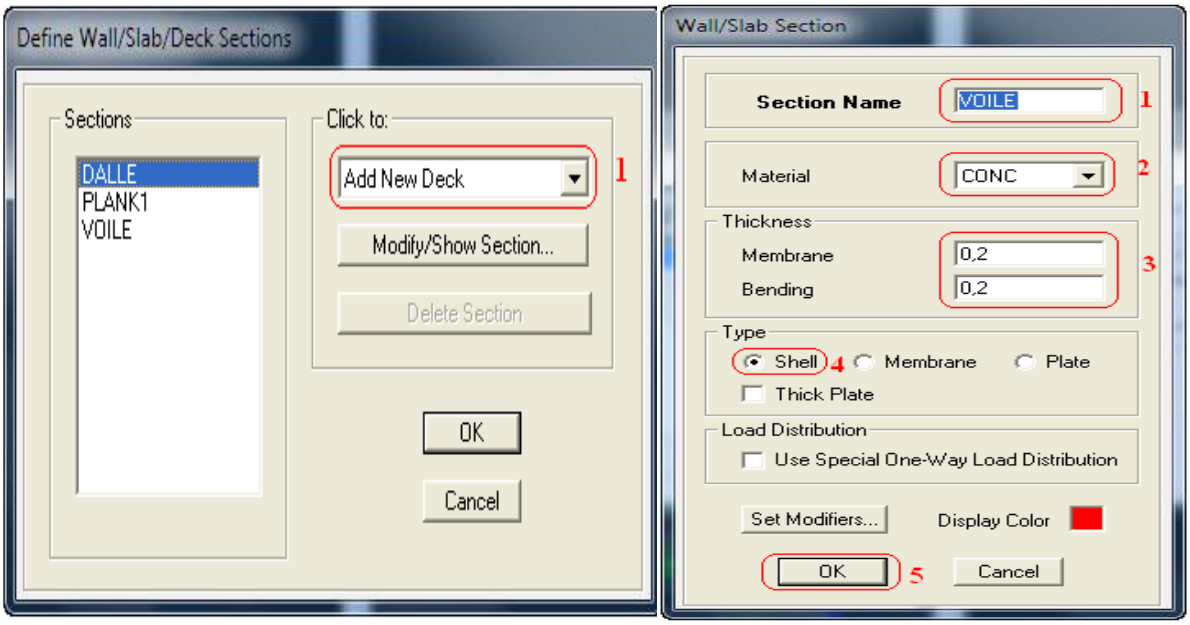
Pour les planchers en cops creux on clique sur  en choisissant les poutrelles avec un moment continu et un espacement de 65 cm et on choisit leur direction.

Voile :

On choisit le menu « **Define-Wall/slab/deck »** cliquer sur « Add New Wall » pour un voile, une nouvelle fenêtre va apparaitre ; là où il faut introduire un nom pour la section du Voile et son épaisseur.

Pour ajouter des voiles :

Cliquer sur  et cliquer entre les lignes de la grille et le voile aura comme limite deux lignes successives verticale et horizontale dans la fenêtre de travail.



d. Quatrième étape :

La quatrième étape consiste à spécifier les conditions limites (appuis, etc.) pour la structure à modéliser.

- **Appuis :**

Sélectionner les nœuds de la base dans la fenêtre X-Y, en dessinant une fenêtre à l'aide de la souris.



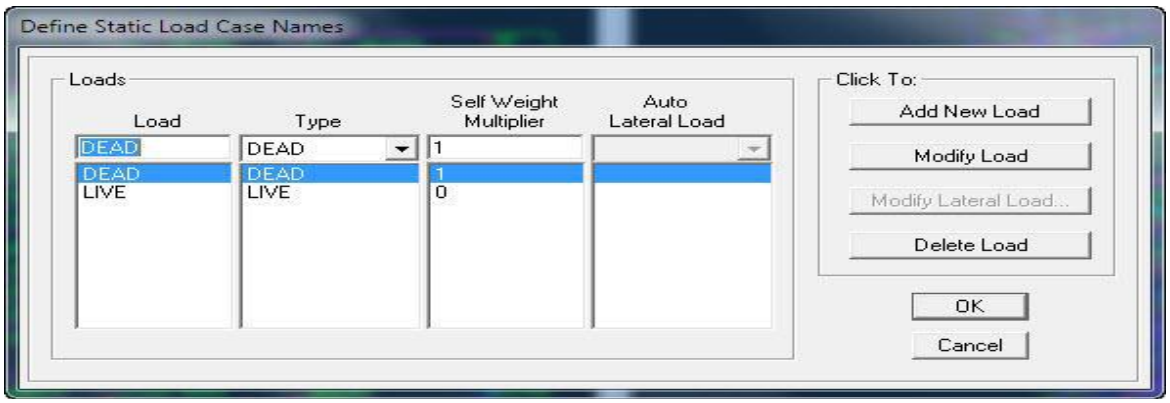
Cliquer sur l'icône qui représente un encastrement dans la fenêtre qui apparait (encastrement à la base des portiques pour les structures en B.A)

e. Cinquième étape :

Avant de charger la structure, il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

- **Charge statique (G et Q) :** pour les définir on clique sur : « **Define/Load Cases »**.

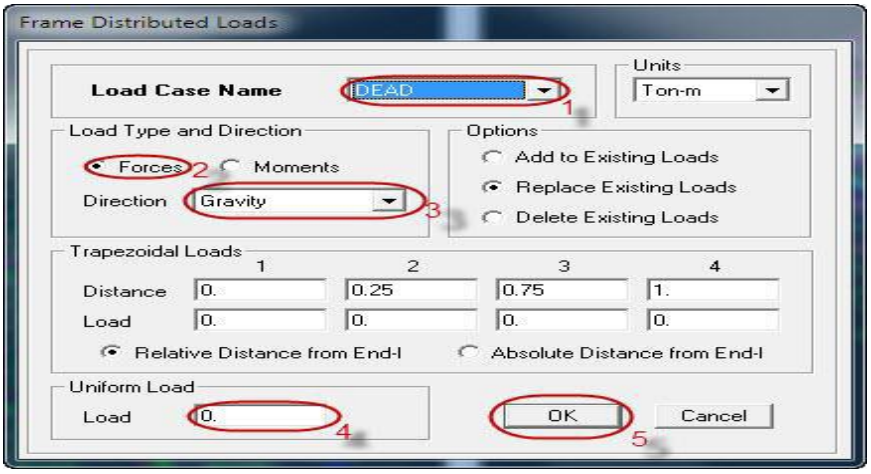
- **Charges permanentes** : **Load Name** (Nom de la charge): **G**
  Type : **DEAD** (permanente)
  Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **1**
- **Surcharges : Load Name** (Nom de la charge): **Q**
  Type : **LIVE** (exploitation)
  Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **0**



- **Chargement :**

Après sélection de l'élément à charger, on clique  sur qui se trouve sur la barre d'outils. Dans la boite de dialogue qui apparait on aura à spécifier :

- Le nom de la charge
- Son type (force ou moment)
- Sa direction
- La valeur et le point d'application pour les charges concentrées
  La valeur de la charge uniformément répartie



On charge seulement les poutrelles et les poutres secondaires, cette charge sera transmise aux poutres principales, ainsi de suite, aux poteaux et aux fondations.

Plancher	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
Plancher terrasse accessible	6,22	1,5
Plancher terrasse inaccessible	5,78	1
Plancher étage courant à usage habitation	5,28	1,5

Tableau-VI-1 : Charges et surcharges introduites dans le logiciel ETABS

- **Charge sismique (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 maximale d'accélérations (Sa/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T.

Les données à introduire dans le logiciel :

Zone : III (Zone à sismicité forte, voir Annexe 1 du RPA 2003)

Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du RPA)

Coeff. Comportement: R= 4 (Portiques contreventés par des voiles, voir Annexe 4.3 RPA 2003).

Site : S3 (Voir rapport de sol Chapitre 1)

Facteur de qualité (Q): **Q=1.15**

Coeff. D'amortissement : $\xi = 7\ \%$

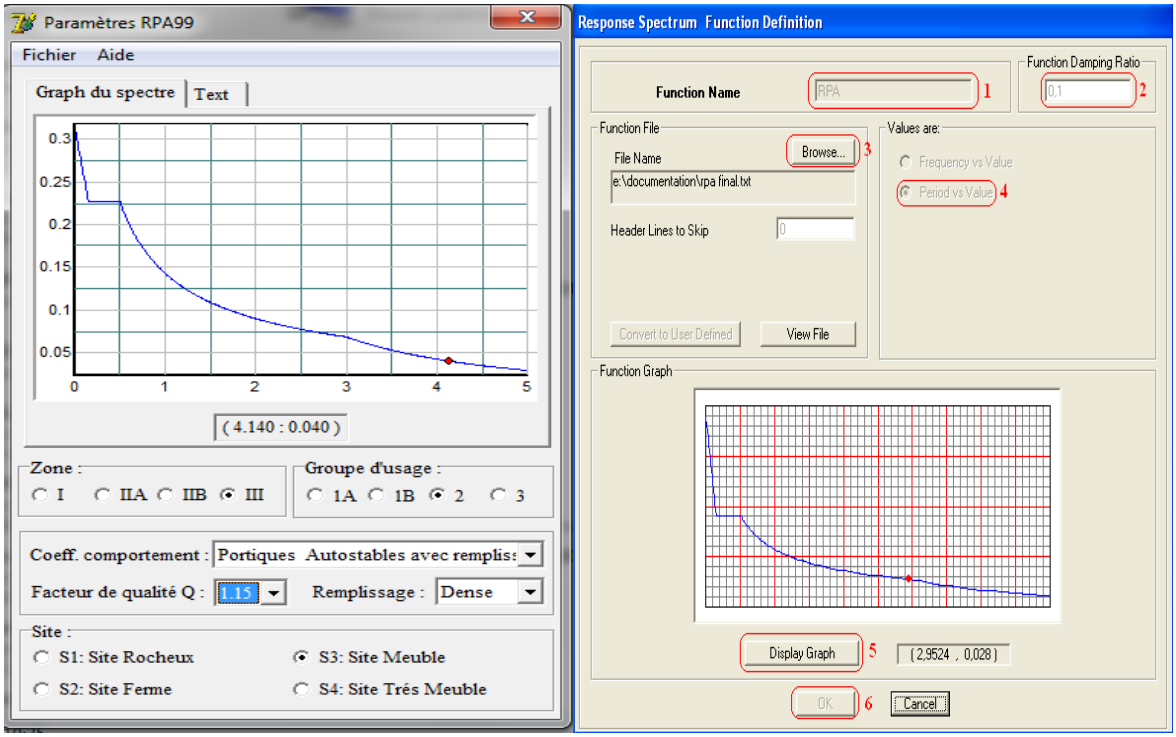
On démarre le logiciel en cliquant sur l'icône 

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur sauvegarde fichier format ETABS

Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

Define/Response Spectrum Functions / Spectrum from file

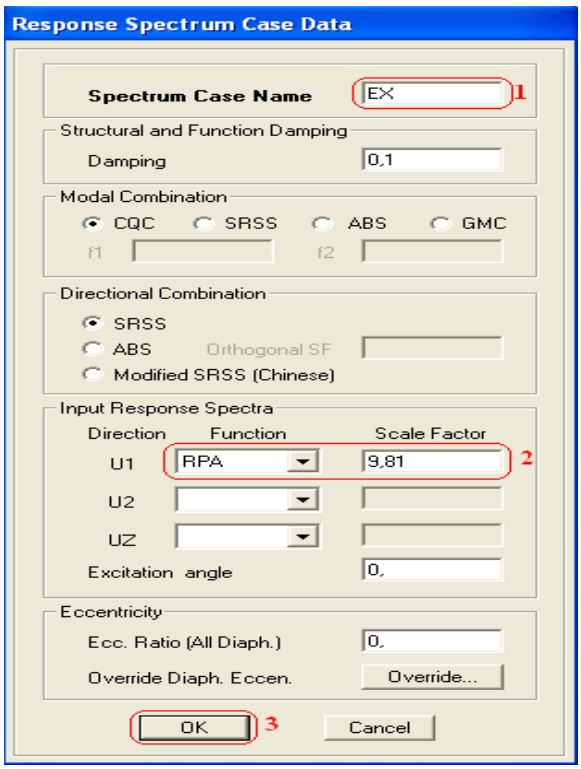
Function Name (nom du spectre): **RPA.**

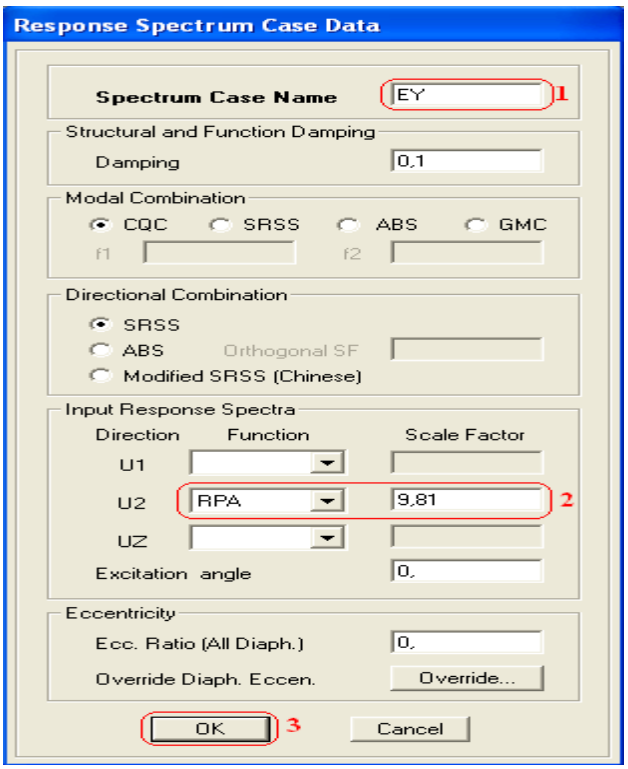


Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste en la définition du chargement **E** (séisme), pour cela on clique sur :

Define /Reponses spectrum cases/Add New Spectrum

Dans la partie **Input response spectra,** nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1 et U2).





6. Sixième étape :

La sixième étape consiste à spécifier les combinaisons des charges.

Define/ Load combinassions

Dans la boite de dialogue qui apparait après avoir cliqué sur **Add New Combo**, on aura à introduire le Nom de la combinaison et les charges avec leurs coefficients, par exemple pour l'ELU (1.35G+1.5Q) :

Choisir G dans la Case Name et introduire 1.35 dans **Scale** Factor et cliquer sur **Add**

Choisir Q dans la Case Name et introduire 1.5 dans **Scale** Factor et Cliquer sur **Add**

Valider avec OK et on revient vers la fenêtre de «**Define Load combinations»**

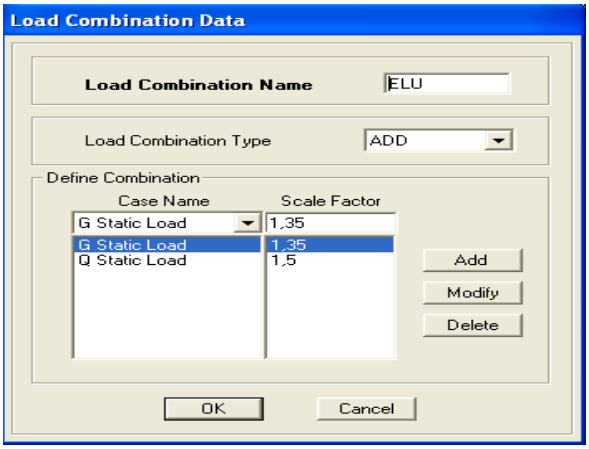
Pour définir une autre combinaison on refait le même travail.

Pour modifier le coefficient d'une charge on procède avec « Modify »

Combinaisons aux états limites :

ELU : 1.35G+1.5Q

ELS : G+Q



Combinaisons accidentelles du RPA :

GQE : G+Q±E

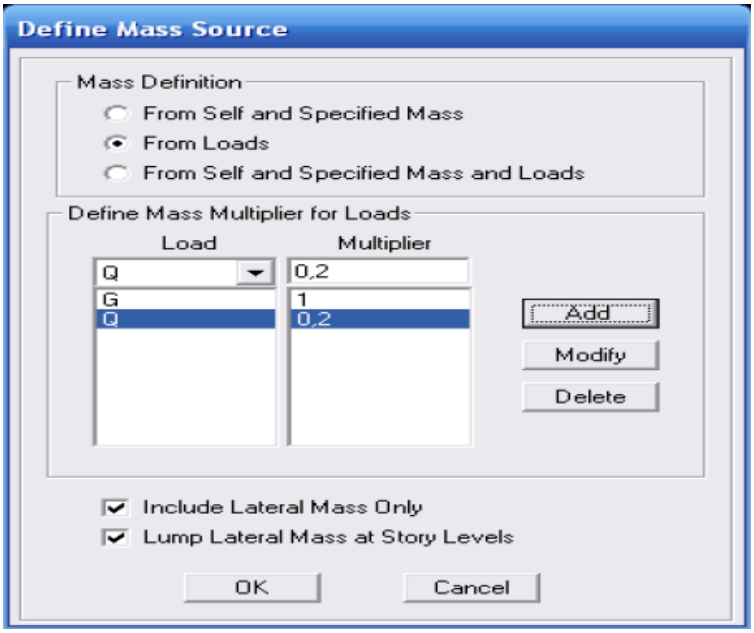
08GE :0.8G±E

- **Mass- Source :**

Define → Mass source

La masse des planchers est supposée concentrée 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, dans notre cas β=0.2 (Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés).



- **Diaphragme :**

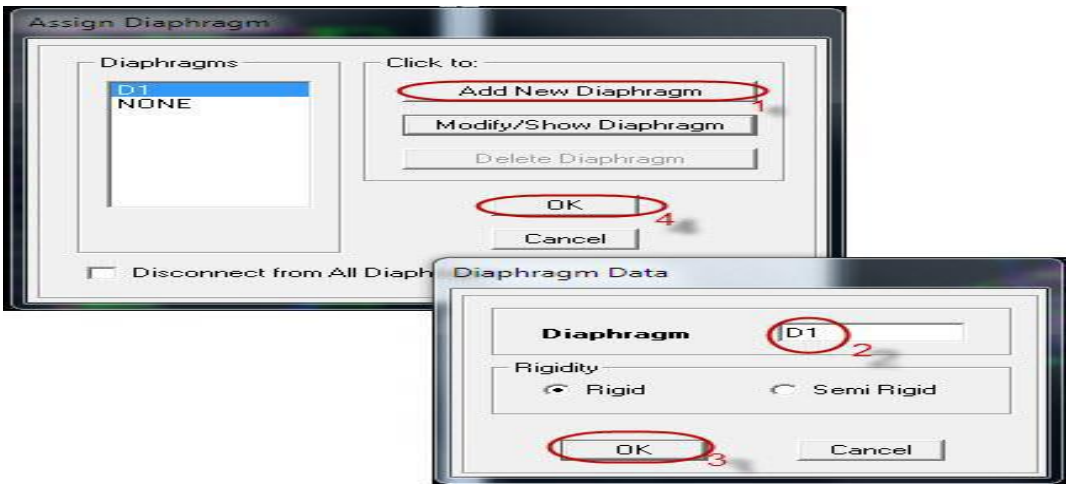
Comme les planchers sont supposés infiniment rigides ; on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à son nœud maitre de sorte qu'ils forment un Diaphragmes, pour cela :

Sélectionner le premier plancher dans la fenêtre X-Y

Dans le menu déroulant : « **Assign/point-rigid diaphragm »**

On choisit Add « **NEW Diaphragm** », On va l'appeler D1 : étage 1, OK

On refait l'opération pour le deuxième plancher qu'on va appeler D2 et ainsi de suite pour tous les autres planchers.



7. Septième étape :

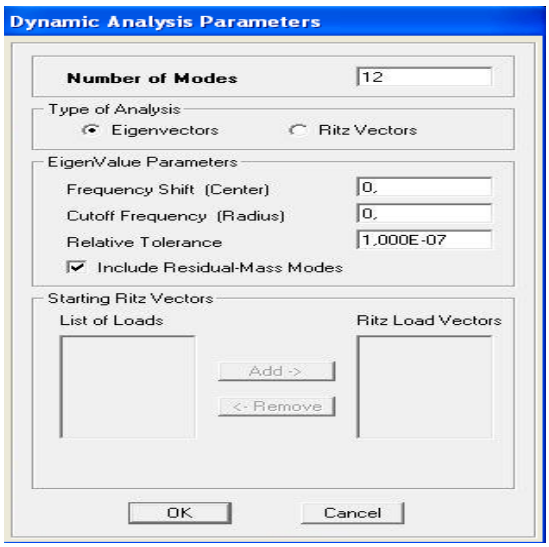
La septième étape consiste à démarrer l'exécution du programme d'analyse en spécifiant le nombre de modes propres à prendre en considération et la création d'un fichier résultat et l'indication de son contenu.

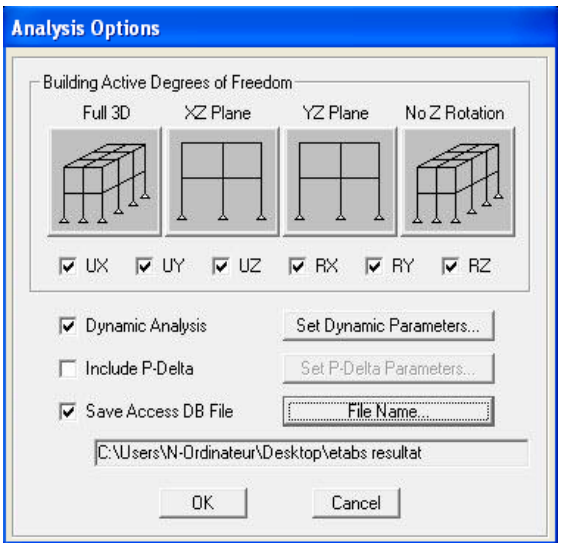
Modes de vibration:

Analyze /Set analyz Options /Cocher Dynamic Analysis

Cliquer sur **Set Dynamic Parameter**

On spécifie le nombre de modes à prendre en considération là où c'est écrit « Number of Modes » et on valide avec « OK », valider une autre fois dans la fenêtre de « Analysis option ».





8. **Huitièmes étape :**

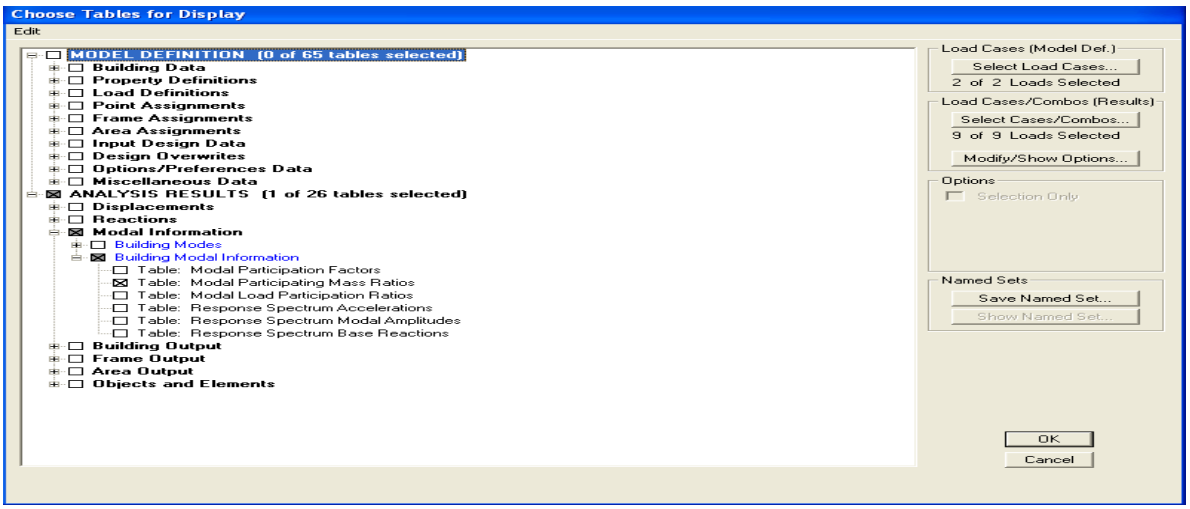
Exécution :

Analyze /Run (f5) ou on clique sur 

L'ETABS va demander un nom pour le fichier, c'est-à-dire qu'il va lancer la procédure d'enregistrement, chose qui peut être faite bien avant avec : File /Save as.

V-6) Visualisation des résultats:

Dans la fenêtre display / show tables, on clique sur Modal Information et on sélectionne la combinaison « Modal ».



Les pourcentages de masses mobilisées sont donnés par sunUX, sunUY

Modal Participating Mass Ratios

Edit View

Modal Participating Mass Ratios

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0.717585	70.1913	0.7119	0.0000	70.1913	0.7119	0.0000	1.0382
2	0.583634	0.1877	54.0799	0.0000	70.3791	54.7918	0.0000	76.7839
3	0.525841	1.1969	14.1261	0.0000	71.5760	68.9179	0.0000	20.6073
4	0.196242	15.4787	0.0550	0.0000	87.0547	68.9729	0.0000	0.0126
5	0.147530	0.0096	13.1150	0.0000	87.0643	82.0879	0.0000	0.7977
6	0.125435	0.2776	4.6594	0.0000	87.3419	86.7473	0.0000	0.3655
7	0.089421	5.9150	0.0042	0.0000	93.2570	86.7514	0.0000	0.0001
8	0.063799	0.0105	4.7432	0.0000	93.2674	91.4946	0.0000	0.2208
9	0.053410	0.3039	1.4296	0.0000	93.5713	92.9242	0.0000	0.0665
10	0.052180	2.5749	0.3751	0.0000	96.1462	93.2993	0.0000	0.0163
11	0.036852	0.0323	1.9471	0.0000	96.1785	95.2464	0.0000	0.0339
12	0.035594	1.3927	0.2514	0.0000	97.5713	95.4978	0.0000	0.0045

OK

- **Diagramme des efforts internes:**

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on sélectionne **Show Member forces/Stresses Diagram** dans le menu **Display**

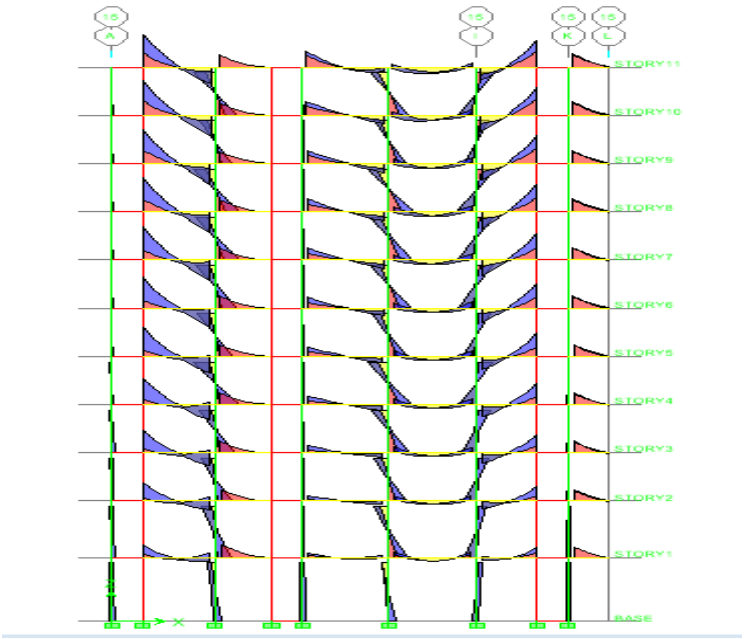
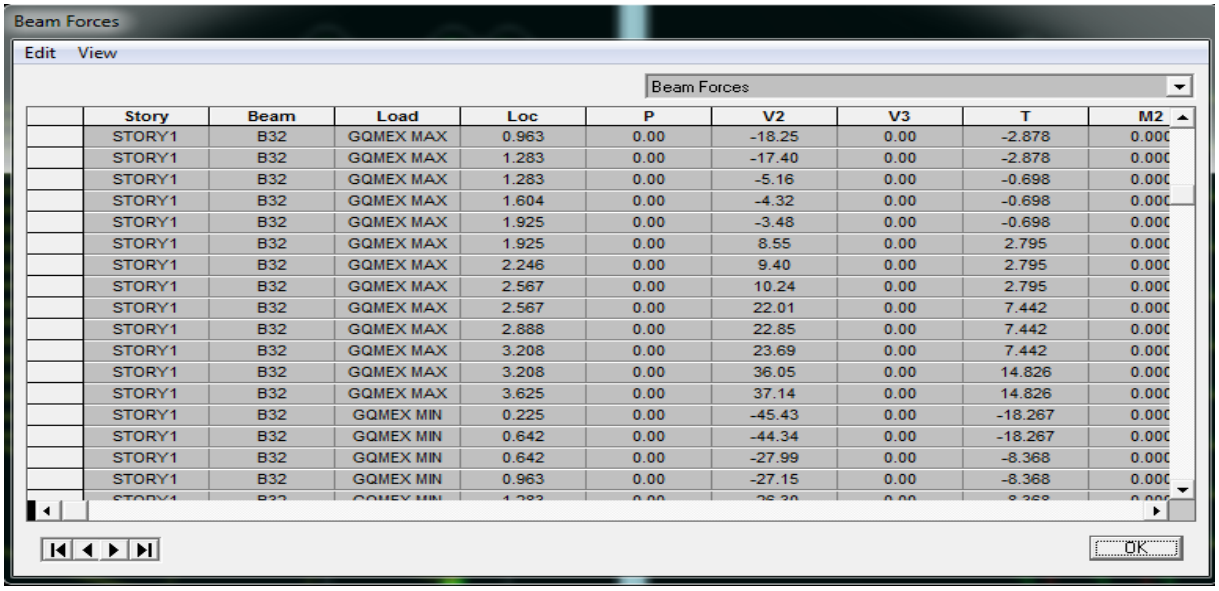


Fig . IV.1 : Diagramme des efforts internes.

- **Efforts internes dans les éléments barres:**
  - **Les poutres :**

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres, ensuite on clique sur : **Display/Show tables.**

Dans **Frame Output,** on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres). On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**



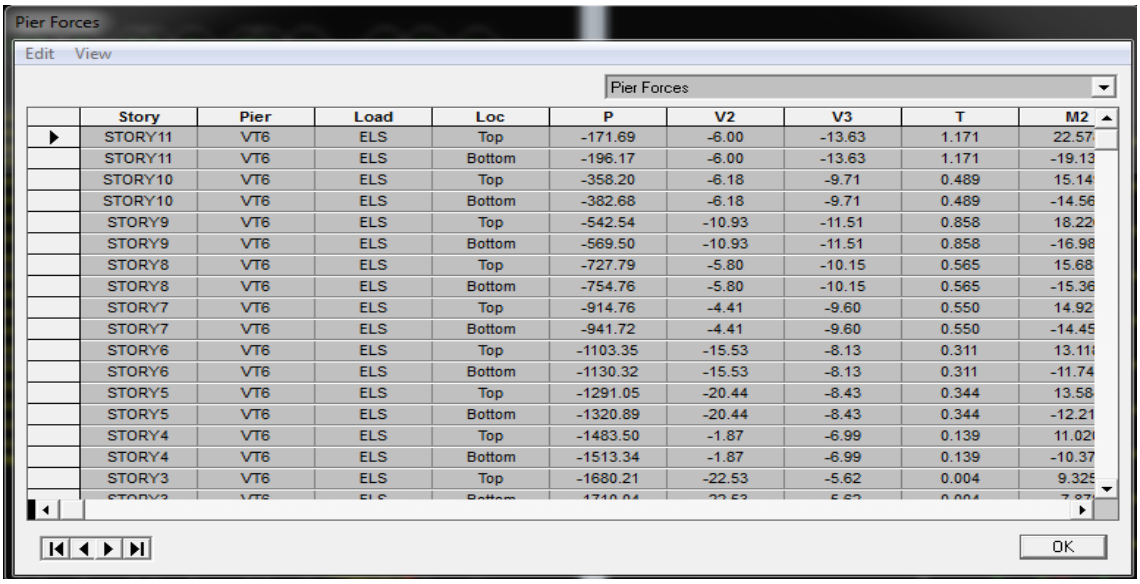
Story	Beam	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
STORY1	B32	GQMEX MAX	0.963	0.00	-18.25	0.00	-2.878	0.000
STORY1	B32	GQMEX MAX	1.283	0.00	-17.40	0.00	-2.878	0.000
STORY1	B32	GQMEX MAX	1.283	0.00	-5.16	0.00	-0.698	0.000
STORY1	B32	GQMEX MAX	1.604	0.00	-4.32	0.00	-0.698	0.000
STORY1	B32	GQMEX MAX	1.925	0.00	-3.48	0.00	-0.698	0.000
STORY1	B32	GQMEX MAX	1.925	0.00	8.55	0.00	2.795	0.000
STORY1	B32	GQMEX MAX	2.246	0.00	9.40	0.00	2.795	0.000
STORY1	B32	GQMEX MAX	2.567	0.00	10.24	0.00	2.795	0.000
STORY1	B32	GQMEX MAX	2.567	0.00	22.01	0.00	7.442	0.000
STORY1	B32	GQMEX MAX	2.888	0.00	22.85	0.00	7.442	0.000
STORY1	B32	GQMEX MAX	3.208	0.00	23.69	0.00	7.442	0.000
STORY1	B32	GQMEX MAX	3.208	0.00	36.05	0.00	14.826	0.000
STORY1	B32	GQMEX MAX	3.625	0.00	37.14	0.00	14.826	0.000
STORY1	B32	GQMEX MIN	0.225	0.00	-45.43	0.00	-18.267	0.000
STORY1	B32	GQMEX MIN	0.642	0.00	-44.34	0.00	-18.267	0.000
STORY1	B32	GQMEX MIN	0.642	0.00	-27.99	0.00	-8.368	0.000
STORY1	B32	GQMEX MIN	0.963	0.00	-27.15	0.00	-8.368	0.000

  - **Les poteaux :**

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

  - **Efforts internes dans les voiles :**

Pour extraire les contraintes dans les voiles, dans **Wall Output,** on clique sur «**Wall forces »** et on sélectionne une combinaison d'actions.



Story	Pier	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
STORY11	VT6	ELS	Top	-171.69	-6.00	-13.63	1.171	22.57
STORY11	VT6	ELS	Bottom	-196.17	-6.00	-13.63	1.171	-19.13
STORY10	VT6	ELS	Top	-358.20	-6.18	-9.71	0.489	15.14
STORY10	VT6	ELS	Bottom	-382.68	-6.18	-9.71	0.489	-14.56
STORY9	VT6	ELS	Top	-542.54	-10.93	-11.51	0.858	18.22
STORY9	VT6	ELS	Bottom	-569.50	-10.93	-11.51	0.858	-16.98
STORY8	VT6	ELS	Top	-727.79	-5.80	-10.15	0.565	15.68
STORY8	VT6	ELS	Bottom	-754.76	-5.80	-10.15	0.565	-15.36
STORY7	VT6	ELS	Top	-914.76	-4.41	-9.60	0.550	14.92
STORY7	VT6	ELS	Bottom	-941.72	-4.41	-9.60	0.550	-14.45
STORY6	VT6	ELS	Top	-1103.35	-15.53	-8.13	0.311	13.11
STORY6	VT6	ELS	Bottom	-1130.32	-15.53	-8.13	0.311	-11.74
STORY5	VT6	ELS	Top	-1291.05	-20.44	-8.43	0.344	13.58
STORY5	VT6	ELS	Bottom	-1320.89	-20.44	-8.43	0.344	-12.21
STORY4	VT6	ELS	Top	-1483.50	-1.87	-6.99	0.139	11.02
STORY4	VT6	ELS	Bottom	-1513.34	-1.87	-6.99	0.139	-10.37
STORY3	VT6	ELS	Top	-1680.21	-22.53	-5.62	0.004	9.325

- **Déplacements:**

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche « **Displacements** ».
Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel,**
La colonne **Ux** correspond au sens xx, et **Uy** au sens yy.

Diaphragm CM Displacements

Edit View

Diaphragm CM Displacements

	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	STORY11	D11	ELS	-0.0012	-0.0018	0.0000	0.00000	0.00000	-0.00018
	STORY10	D10	ELS	-0.0012	-0.0016	0.0000	0.00000	0.00000	-0.00016
	STORY9	D9	ELS	-0.0010	-0.0013	0.0000	0.00000	0.00000	-0.00013
	STORY8	D8	ELS	-0.0008	-0.0011	0.0000	0.00000	0.00000	-0.00011
	STORY7	D7	ELS	-0.0007	-0.0008	0.0000	0.00000	0.00000	-0.00009
	STORY6	D6	ELS	-0.0005	-0.0006	0.0000	0.00000	0.00000	-0.00007
	STORY5	D5	ELS	-0.0004	-0.0005	0.0000	0.00000	0.00000	-0.00005
	STORY4	D4	ELS	-0.0002	-0.0003	0.0000	0.00000	0.00000	-0.00003
	STORY3	D3	ELS	-0.0001	-0.0002	0.0000	0.00000	0.00000	-0.00002
	STORY2	D2	ELS	-0.0001	-0.0001	0.0000	0.00000	0.00000	-0.00001
	STORY1	D1	ELS	0.0000	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000
	BASE	D1	ELS	0.0000	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000

OK

- **Effort tranchant et moment sismique à la base :**

Pour extraire les efforts à la base (fondations), on clique sur **show tables** et on coche « **Reactions »,** ensuite dans « **Select Cases/comb »** on choisit **« EX** et **EY ».**

Support Reactions

Edit View

Support Reactions

	Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
▶	BASE	1	EX	3,53	0,15	44,28	0,246	2,006	0,020
	BASE	1	EY	1,38	0,35	14,60	1,074	0,766	0,070
	BASE	2	EX	8,42	7,36	85,22	2,214	4,705	0,020
	BASE	2	EY	4,80	37,13	197,04	11,655	2,150	0,070
	BASE	3	EX	1,12	0,02	3,70	0,052	2,130	0,020
	BASE	3	EY	0,52	0,17	27,10	0,634	0,904	0,070
	BASE	4	EX	6,31	0,10	37,71	0,027	3,113	0,020
	BASE	4	EY	2,68	0,24	35,56	0,775	1,279	0,070
	BASE	5	EX	5,23	3,82	146,61	1,201	3,207	0,020
	BASE	5	EY	3,32	37,09	201,02	11,820	1,592	0,070
	BASE	6	EX	15,10	0,14	137,00	0,307	5,932	0,020
	BASE	6	EY	1,52	0,59	37,69	1,466	0,491	0,070
	BASE	7	EX	1,83	7,54	74,54	2,413	3,511	0,020
	BASE	7	EY	0,08	37,52	119,12	12,293	0,194	0,070
	BASE	8	EX	40,14	0,10	85,31	0,145	14,304	0,020
	BASE	8	EY	1,91	0,46	47,30	1,306	0,742	0,070
	BASE	9	EX	27,94	0,03	153,24	0,049	11,265	0,020

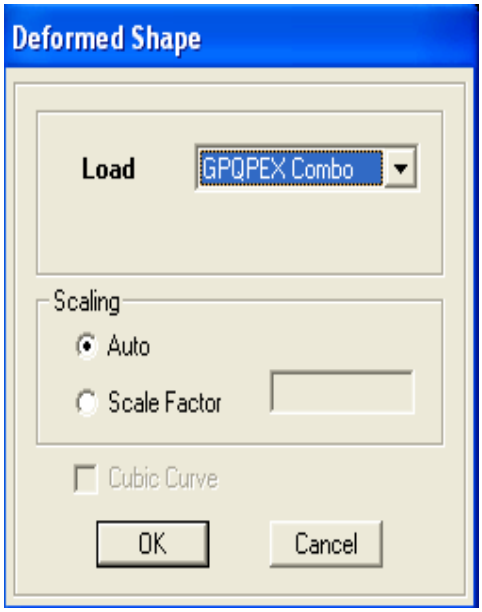
OK

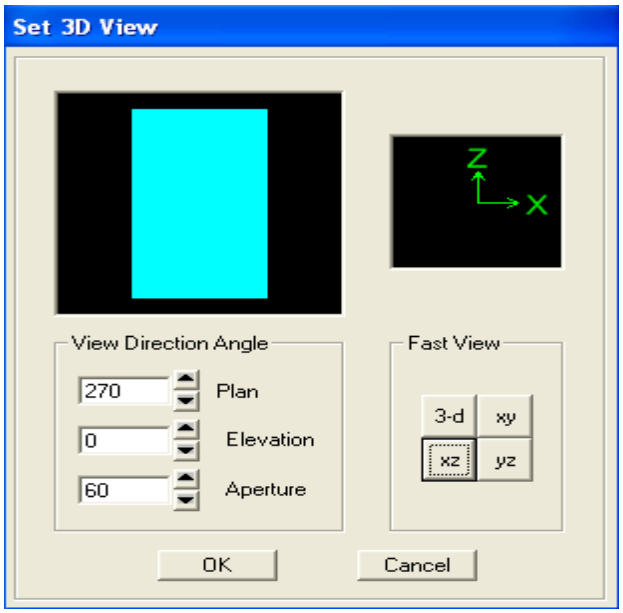
- **Effort tranchant de niveau :**

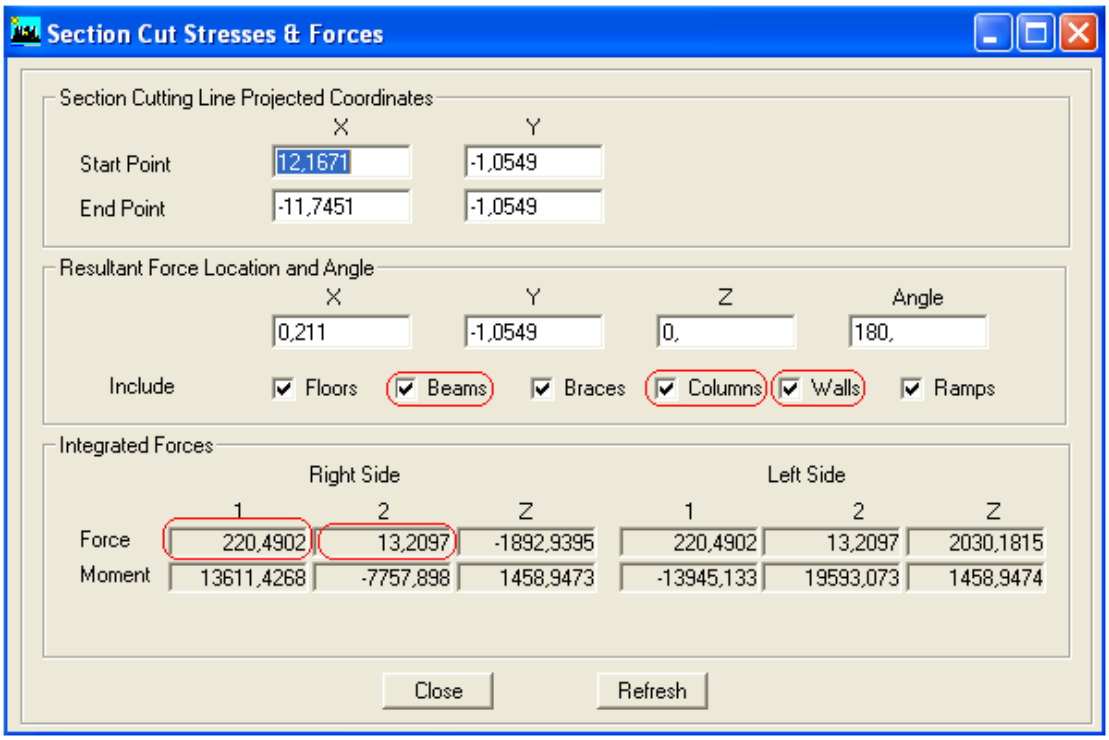
Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D, puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan **xz**.

Dans **Display**, on clique sur **Show Deformed Shape** et on selectionne la combinaison **EX** (puis **EY**).

Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.







- **Remarque**

En désélectionnant la case **Walls** nous aurons l'effort repris par les portiques, et en désélectionnant la case **Beames** et **Columns,** nous aurons l'effort repris par les voiles.

Les résultats choisis avec **Set Option** dans le menu **Analyze** se retrouve dans **un fichier « out »**, généré par l'analyse.

Ce fichier peut être édité, imprimé et ouvert dans un environnement texte Word ou bloc note de Windows ; pour le faire :

Fermer L'etabs sans arrêter l'analyse

Chercher le fichier **Out** avec l'outil de rechercher de Windows.

IV. 2) Vérification de la structure selon le RPA 99 version 2003 :

Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel dévastateur qui use par des ondes destructives les ouvrages et constructions.

Le Règlement Parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions, de manière à assurer un degré de protection acceptable.

Vu que la **méthode dynamique modale spectrale** est applicable dans tous les cas, nous allons effectuer l'étude par celle-ci avec utilisation du logiciel ETABS 9.6.0.

1) Régularité de la structure:

a) Régularité géométrique en plan :

- Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis des deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses. La Régularité géométrique en plan non satisfaite. **Condition non vérifiée.**

b) Excentricités : l'article (4.3.7 du RPA99/2003)

$e_x = \left| X_{CR} - X_{CM} \right| \leq 5\% L_X = 0{,}9285$ m

$e_y = \left| Y_{CR} - Y_{CM} \right| \leq 5\% L_Y = 0{,}955$ m

planchers	XCM	YCM	XCR	YCR	e_X	e_Y
Plancher 1	9,353	10,952	10,220	11,579	0,867	0,627
Plancher 2	9,351	10,374	10,260	11,302	0,909	0,928
Plancher 3	9,988	10,354	10,179	11,015	0,191	0,661
Plancher 4	9,186	10,354	10,085	11,235	0,899	0,885
Plancher 5	9,138	10,368	9,992	11,124	0,854	0,756
Plancher 6	9,054	10,378	9,908	11,118	0,854	0,470
Plancher 7	9,054	10,378	9,830	11,111	0,776	0,733
Plancher 8	9,054	10,378	9,757	11,318	0,703	0,940
Plancher 9	9,058	10,392	9,694	11,260	0,636	0,868
Plancher 10	9,081	10,498	9,645	11,231	0,564	0,733
Plancher 11	9,353	10,727	9 ,612	11,230	0,259	0,503

Tableau IV.1 : excentricité de la structure

Conclusion : la condition d'excentricité est vérifié

c) Régularité en élévation :

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'éléments porteurs verticaux discontinus, dont la charge ne se transmet pas directement à la fondation.

- Notre système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs discontinus.
- Les masses et les rigidités des différents niveaux diminuent progressivement de la base vers le sommet du bâtiment.
- Décrochement en élévation :

Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension ⇨ Condition vérifiée.

Conclusion : Les 3 conditions sont vérifiées ⇨ bâtiment régulier en élévation.

d) Vérification de la période :

La formule empirique utilisée pour estimer la période fondamentale de la structure est la suivante : $T = C_T h_N^{3/4}$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau **4.6 ⟶ du RPA2003…. [1]**
C_T=0.05.

Remarque

Les valeurs de **T**, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% .

$T = 0{,}05 \times 35{,}19^{3/4} =$ **0,72** sec

D'où : $T = 1{,}3 \times 0{,}72 =$ **0,94** $\geq T_{etabs} =$ **0,77 [**s]…….. **(Condition vérifiée).**

2) Calcul de la force sismique totale (RPA 99. Art 4.2.3)

La force sismique totale « V » appliquée à la base de la structure est calculée dans

les deux sens, avec la formule suivante : $\mathbf{V=\frac{A.D.Q}{R}W}$

Avec :
A : coefficient d'accélération de zone.
D : facteur d'amplification dynamique de la structure.
W : poids total de la structure.
R **:** Coefficient de comportement global de la structure
Q : Facteur de qualité

a) Coefficient d'accélération de zone (A)

Le coefficient A est donné par le tableau 4-1-RPA 2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

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

b) Coefficient de comportement global de la structure (R)

Le coefficient R est donné par le tableau (4.3 RPA 2003)….. [1]
Dans notre cas, le système de contreventement est Portiques contreventés par des voiles:

R=4

c) Facteur d'amplification dynamique de la structure «D»

Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D=\begin{cases}2{,}5\ \eta & 0\le T\le T_2\\ 2{,}5\ \eta\ (T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2\le T\le 3{,}0\,s\\ 2{,}5\ \eta\ (T_2/3{,}0)^{\frac{2}{3}}\ (3{,}0/T)^{\frac{5}{3}} & T\ge 3{,}0\ s\end{cases}$$

T = 0.72 s.
T_2 **:** Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 **(RPA 99 ver 2003)**…… **[1]**
Site 2 ⟶ T_2=0,4 [s] (Site ferme)

$T_2\le T\le 3S$ ⟶ $D=2{,}5\ \eta\ (T_2/T)^{\frac{2}{3}}$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta=\sqrt{7/(2+\xi)}\ \ge\ 0{,}7$$

ζ : pourcentage d'amortissements critique fonction de matériaux.

Voiles ou murs : remplissages en Béton armé/ maçonnerie $\Rightarrow$ **ζ = 10%.**

$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} = 0{,}76 > 0{,}7$ vérifiée.

D = 1.28

[2]Facteur de qualité (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 : $\mathbf{Q=1+\sum P_q}$

$\mathbf{P_q}$: Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

- **Conditions minimales sur les files de contreventement**

- **système de portiques** : chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.

- **système de voiles** : 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 ou bien deux (02) trumeaux ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 1,0. Ces trumeaux doivent s'élever sur toute la hauteur de l'étage et ne doivent avoir aucune ouverture ou perforation qui puisse réduire de manière significative leur résistance ou leur rigidité..

Sens x-x : … ……**condition non vérifiée.**

Sens yy : ……**condition non vérifiée.**

- **Redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques 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.

Suivant **x-x : Condition vérifiée.**

Suivant **y-y : Condition non vérifiée. P_{1y} = 2.89**

- **Contrôle de la qualité des matériaux et Contrôle de la qualité de l'exécution :**

Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2

Sens x-x :

Critère q	**observé**	**p_q**
1-condition minimale sur les files de contreventement	Non	0.05
2- régularité en plan	Non	0.05
3- régularité en élévation	Non	0.05
4- Redondance en plan	Oui	0.00
5-contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.00
6-contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.00

Q=1+$\sum_{q=1}^{6}$ =1+0.10=**1.15**

Sens y-y :

Critère q	**observé**	**p_q**
1-condition minimale sur les files de contreventement	Non	0.05
2-redondance en plan	Non	0.05
3-régularité en plan	Non	0.05
4-régularité en élévation	Non	0.05
5-contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.00
6-contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.00

Q=1+$\sum_{q=1}^{6}$ =1+0,15=**1,20**

d) Poids total de la structure : (W = 18892.408 KN)

- **Sens x-x**

$$\mathbf{T_x = min\left(C_T \times h_N^{3/4}, 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_x}} \right)}$$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le **tableau 4.6 du RPA2003…… [2]**

h_N: Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau : $h_N = 35,19$ m

D_x : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction (x-x)
$D_X = 16,9$ m

Donc :

$$\begin{cases} T_x = \min\left((0,05 \times (35,19)^{3/4}); (0,09 \frac{35,19}{\sqrt{16,9}}) \right) \\ T_x = \min(0,72s; 0,77s) \longrightarrow T_x = 0,72s \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_X} \right)^{2/3} \dots \mathbf{T_2} < \mathbf{T_X} < 3.0 \text{ [s]} \\ D = 1.28 \end{cases}$$

$$V_x = \frac{A.D_X.Q}{R}.W = \frac{0,15 \times 1,28 \times 1,15}{4} \times 18892,408 = 1042,86KN$$

$$0.8V_x = 834,29kN$$

- **Sens y-y**

$$T_y = \min(c_T \times h_N^{\frac{3}{4}}, 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_y}})$$

D_y : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction (y-y).
D_y = 11,5 m

$$\begin{cases} T_y = \min(0,05 \times 35,19^{3/4}; 0,09 \times \frac{35,19}{\sqrt{11,5}}) \\ T_y = \min(0,72s; 0; 93s) \longrightarrow T_y = 0,72s \end{cases}$$

Donc

$$\begin{cases} D = 2{,}5\eta\left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{2/3} \ldots \mathbf{T_2} < \mathbf{T_x} < 3.0 \text{ sec} \\ D = 1{,}28 \end{cases}$$

$$V_y = \frac{A.D_Y.Q}{R}.W = \frac{0{,}15 \times 1{,}28 \times 1{,}20}{4} \times 18892{,}408 = 1088{,}20[kN]$$

$$0.8V_y = 870{,}56kN$$

- **Efforts tranchants obtenus par la méthode dynamique**

$$\begin{cases} V_x = 1143{,}91 \text{ [KN]}. \\ V_y = 1230{,}97 \text{ [KN]}. \end{cases}$$

Application numérique

On a: Vx =1042,86 KN.
V_Y =1088,20 KN.

Vx_{dyn}= 1143,91 > 80% **Vx** = **834,29 KN.....Condition vérifiée.**
Vy_{dyn}= 1230,97 > 80% **Vx** = **870,56 KN.....Condition vérifiée.**

Conclusion

La résultante des forces sismiques à la base $\mathbf{V_t}$ obtenue par combinaison des valeurs modales est supérieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente **V**

3) Justification de l'interaction portiques-voiles

Les efforts sismiques revenants aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel ETABS, à l'aide de l'option « Section Cut »

- **Charges sismiques reprise par les portiques:**
  Sens xx : 108,2281 KN (9 ,46%)
  Sens yy : 70,931 (5,76%)

- **Charges sismiques reprise par les voiles**
  Sens xx : 1035 ,9932 KN (90,57%)
  Sens yy : 1160,4749 (94,27%)

D'après les résultats ci-dessus ⟹ la structure est contreventée par voiles.

4) Vérification des déplacements

- **Calcul des déplacements relatifs (Art 4-4-3 RPA)….. [2]**

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit : $\delta_k = R\,\delta_{ek}$ et $\delta_{ek} = \frac{T_k}{R_{jk}}$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i.

R : Coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau «k» par rapport au niveau « k-1» est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

- **Justification vis-à-vis des déformations**

D'après le **RPA Art 5-10…[1]**, les déplacements latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\overline{\Delta_k} = \Delta_k \leq 0{,}01\ h_e$$

Les résultats sont donnés par les tableaux suivants

Sens x-x

Niveau (m)	δ_{ek} (m)	R	δk (m)	Δ_k (m)	1%xh (m)	Obs.
11	0.01540	4	0.0616	0.0616	0.0306	vérifiée
10	0.01440	4	0.0576	0.004	0.0306	vérifiée
9	0.01300	4	0.052	0.0056	0.0306	vérifiée
8	0.01150	4	0.046	0.006	0.0306	vérifiée
7	0.00990	4	0.0396	0.0064	0.0306	vérifiée
6	0.00683	4	0.02732	0.01228	0.0306	vérifiée
5	0.00660	4	0.0264	0.00092	0.0306	vérifiée
4	0.00490	4	0.0196	0.0068	0.0306	vérifiée
3	0.00340	4	0.0136	0.006	0.0306	vérifiée
2	0.00200	4	0.008	0.0056	0.0357	vérifiée
1	0.0007	4	0.0028	0.0052	0.0408	vérifiée

Sens y-y:

Niveau	δ_{ek} (m)	R	δk (m)	Δk (m)	1%h (m)	Obs.
11	0.0115	4	0.046	0.046	0.0306	vérifiée
10	0.0104	4	0.0416	0.0044	0.0306	vérifiée
9	0.0092	4	0.0368	0.0048	0.0306	vérifiée
8	0.008	4	0.032	0.0048	0.0306	vérifiée
7	0.0068	4	0.0272	0.0048	0.0306	vérifiée
6	0.0056	4	0.0224	0.0048	0.0306	vérifiée
5	0.0043	4	0.0172	0.0052	0.0306	vérifiée
4	0.0032	4	0.0128	0.0044	0.0306	vérifiée
3	0.0021	4	0.0084	0.0044	0.0306	vérifiée
2	0.0012	4	0.0048	0.0036	0.0357	vérifiée
1	0.0004	4	0.0016	0.0032	0.0408	vérifiée

Conclusion :

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieure au déplacement admissible $\Longrightarrow$ condition vérifié.

5) Vérification de l'effet P-Delta

Les effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite pour tous les niveaux :

$$\theta_K = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K}$$

Si : $\boldsymbol{\theta_K \leq 0.1}$ $\Rightarrow$ effet P-Delta peut être négligé

$\boldsymbol{0.1 \leq \theta_K \leq 0.2}$ $\Rightarrow$ Amplifiant les effets de l'action sismique par 1/ (1- θ_k)

$\theta_K \geq$**0,2** $\Rightarrow$ Structure instable et doit être redimensionnée.

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «k» .

V_k : effort tranchant d'étage au niveau «k» ΣF_i .

Δ_k : déplacement relatif du niveau «k» par apport au niveau «k-1».

h_k : hauteur d'étage «k».

- **Tableau récapitulatif de l'effet de second ordre (ou effet P- Δ)**

$$\theta = P_k \times \Delta_k / V_k \times h_k \leq 0.10$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

		Sens x-x			Sens y-y		
Niveau	P(KN)	Δ_K(m)	$V_K \times h_K$	θ_X	Δ_K(m)	$V_K \times H_K$	θ_Y
1	195.61	0.00520	3500.36	4.10^{-4}	0.0032	3766.7376	1.09×10^{-4}
2	189.04	0.00560	3410.92	$1{,}8.10^{-3}$	0.0036	3688.3404	0.81×10^{-4}
3	175.72	0.00600	3251.77	$1{,}4.10^{-3}$	0.0044	3529.0368	1.28×10^{-4}
4	175.72	0.00680	3066.12	$1{,}5.10^{-3}$	0.0044	3339.7146	1.54×10^{-3}
5	170.99	0.00092	2836.54	$1{,}5.10^{-3}$	0.0052	3105.5328	0.22×10^{-3}
6	166.82	0.01228	2573.37	$1{,}4.10^{-3}$	0.0048	2826.2466	3.18×10^{-3}
7	166.82	0.00640	2271.77	$1{,}2.10^{-3}$	0.0048	2501.4888	1.88×10^{-3}
8	166.82	0.00600	1923.82	$1{,}8.10^{-3}$	0.0048	2120.5494	2.07×10^{-4}
9	162.72	0.00560	1518.74	1.10^{-3}	0.0048	1676.574	2.40×10^{-4}
10	157.12	0.00400	1223.51	5.10^{-4}	0.0044	1350.6024	2.28×10^{-4}
11	96.73	0.06160	628.08	3.10^{-4}	0.0460	688.3776	2.16×10^{-4}

Conclusion :

Les effets du second ordre peuvent être négligés.

Conclusion générale :

Les exigences du RPA ont été observées, nous allons passer au ferraillage des éléments structuraux.

Chapitre V

Ferraillage des poutres

Introduction :

Les poutres sont des éléments non exposées aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Les sections d'aciers nécessaires pour le ferraillage des poutres seront données par les différentes combinaisons d'actions respectivement en travées et en appuis.

ELU : 1.35G+1.5Q

ELS : G+Q

$0.8G \pm E$

$G+Q \pm E$ } (RPA 99 /2003)

Note : En raison des coefficients de sécurité qui diffèrent, une distinction sera faite entre les moments de la situation courante et ceux de la situation accidentelle.

V-1) Les recommandations du RPA :

❖ **Les armatures longitudinales :**

- Pourcentage minimal des armatures sur toute la longueur de la poutre : $A_{min}= 0,5\%(b.h)$
  - Poutres principales :

Section (30x35) :0.005x 30x35= 5,25cm^2.

- Poutres secondaires :

Section (25x30) :0.005x30x25 = 3,75 cm^2.

- Pourcentage maximum d'aciers longitudinaux :

  4% b.h en zone courante.

  6% b.h en zone de recouvrement.

  - Poutres principales :

En zones courantes: 0.04x30x35= 42cm^2.

En zones de recouvrement : 0.06x30x35= 63 cm^2.

- Poutres secondaires :

En zones courantes : 0.04x25x30= 30 cm^2.

En zones de recouvrements : 0.06x25x30= 45cm^2.

- La longueur minimal de recouvrement est de :

40Φ (zone I et IIa).

50Φ (zone II_b et III).

Dans notre cas la longueur de recouvrement est de 40Φ

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.
- Les cadres de nœuds disposés comme armatures transversales des Poteaux, sont constitués de deux U superposes formant un carrée ou un rectangle, les directions de recouvrement de ces U doivent être alterné.

Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté 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.

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm de Nœud de l'appui ou de l'encastrement.
- La valeur du diamètre Φ_t des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

V-2) Exposition de la méthode :

Armatures longitudinales : elles seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}}; avec: \ f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b . \theta} \quad \textbf{Tel que :}$$

θ =1 ; si la durée d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h

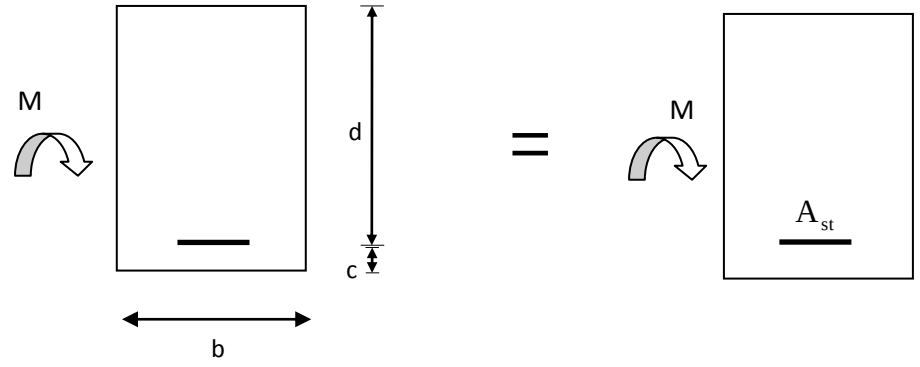
θ =0,9 ; lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h.

θ =0,85 ; lorsque cette durée est inférieure à 1h.

Pour les aciers de nuances feE400 on a : $\mu_1 = 0.392$

- **1er cas :** $\mu < \mu_1$ ➔ section simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires → $\mathbf{A_{sc} = 0.}$



$$A_{st} = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma_s}; avec: \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348MPa$$

$\gamma_S = 1.5 \Rightarrow$ Cas courant.

$\gamma_S = 1.15 \Rightarrow$ Cas accidentel.

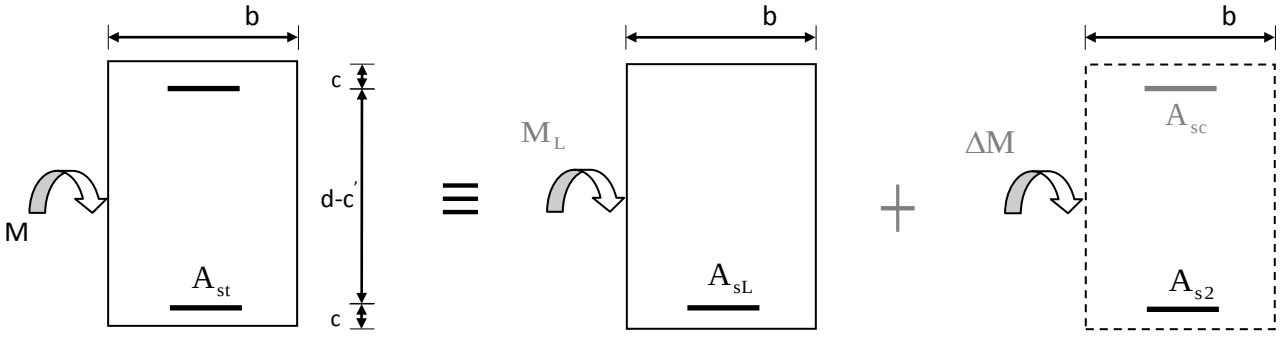
f_e= 400 MPa

A_{st} : section d'acier tendu.

d : la distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus.

- **2eme cas** : $\mu > \mu_1$ ➔section doublement armée (SDA) :

La section réelle est considérée comme étant équivalente à la somme des deux sections



$$A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

Remarque :

- **En situation courante :**

$$\left.\begin{matrix}\gamma_b = 1.5 \\ \gamma_b = 1.15\end{matrix}\right\} \Rightarrow f_{bc} = 14.2\ MPa\ ;\ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\ MPa$$

- **En situation accidentelle :**

$$\left.\begin{matrix}\gamma_b = 1.15 \\ \gamma_b = 1\end{matrix}\right\} \Rightarrow f_{bc} = 18.48\ MPa\ ;\ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400\ MPa.$$

V-3) Ferraillage des poutres :

a) Ferraillage des poutres principales :

Zone	travée / appuis	M (KN.m)	μ	obs	β	A_{cal} (cm²)	A_{min} (cm²)	A_{adop} (cm²)	Ferraillage (cm²)
Zone 1	travée	38 ,55	0,099	SSA	0,974	3,44	5,25	6 ,03	3HA16
	appui	61,875	0,159	SSA	0,958	5,62	5,25	9,24	3HA14+3HA14chap
Zone 2	travée	42,35	0,109	SSA	0,972	3,79	5,25	6,03	3HA16
	appui	87,86	0,227	SSA	0,940	8,14	5,25	9,24	3HA14+3HA14chap
Zone 3	travée	51,58	0,133	SSA	0,965	4,65	5,25	6,03	3HA16
	appui	90,38	0,233	SSA	0,938	8,39	5,25	9,24	3HA14+3HA14chap
Zone 4	travée	61,89	0,180	SSA	0,958	5,62	5,25	6,03	3HA16
	appui	87,57	0,226	SSA	0,940	8,11	5,25	9,24	3HA14+3HA14chap

Tableau V.1 : Ferraillage des poutres principales à l'ELU

b) Ferraillage des poutres secondaires :

Zone	Travée / Appuis	M (KN.m)	μ	obs	β	A_{cal} (cm²)	A_{min} (cm²)	A_{adopt}	Ferraillage (cm²)
Zone 4	Travée	13,62	0,050	SSA	0,987	1,44	3,75	4,62	3HA14
	appui	14,11	0,052	SSA	0,987	1,50	3,75	4,62	3HA14
Zone 3	Travée	10,56	0,039	SSA	0,990	1,11	3,75	4,62	3HA14
	appui	21,55	0,080	SSA	0,980	2,30	3,75	4,62	3HA14
Zone 2	Travée	14,06	0,052	SSA	0,987	1,49	3,75	4,62	3HA14
	appui	26,77	0,099	SSA	0,974	2,87	3,75	4,62	3HA14
Zone 1	Travée	15,56	0,058	SSA	0,985	1,65	3,75	4,62	3HA14
	appui	26,52	0,099	SSA	0,975	2,84	3,75	4,62	3HA14

Tableau V.2 : Ferraillage des poutres secondaires à l'ELU

V-4) Vérification à l'ELU :

a) La condition de non fragilité :

- Poutres principales : $A_{\min} = 0{,}23 b\, d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 \times 25 \times 33 \times \frac{2{,}1}{400} = 1 \text{ cm}^2 < A_{adopté}$
- Poutres secondaires : $A_{\min} = 0{,}23 b\, d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 \times 25 \times 28 \times \frac{2{,}1}{400} = 0{,}85 \text{ cm}^2 < A_{adopté}$

La condition de non fragilité du béton est vérifiée.

b) Vérification de l'effort tranchant (Art .A.5, 1.1 /BAEL 91 modifiées 99, CBA93) :

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

$$\bar{\tau}_u = \min(0{,}2 \frac{fc_{28}}{\gamma_b} \; ; 5MPa) = 3{,}33 \; MPa$$

$\tau_u = {}^{T_u}/_{b.d}$ Tu: Effort tranchant maximum à L'ELU

- Poutres principales : $\tau_u = \frac{143{,}08 \times 1000}{250 \times 330} = 1.73$ MPa $<$ 3.33 MPa

- Poutres secondaires : $\tau_u = \frac{38,21\times1000}{250\times280} = 0,54$ MPa < 3.33 MPa
  La condition est vérifiée.

c) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art : A. 5 .1 .3) /BAEL 91 modifiées 99, CBA93) :

- **Sur le béton :**

$$\overline{V_u} \le \frac{0,4\times f_{c28}\times 0,9\times bd}{\gamma_s}$$

Pour les poutres principales : $\overline{V_u} = \frac{0,4\times25\times0,9\times250\times330}{1,5} = 495KN$

Poutres principales : V_u =143,08 KN < $\overline{V_u} = 495KN \Rightarrow$ Condition vérifiée

Pour les poutres secondaires : $\overline{V_u} = \frac{0,4\times25\times0,9\times250\times280}{1,5} = 467KN$

Poutres secondaires : V_u =38,21 KN < $\overline{V_u} = 467KN \Rightarrow$ Condition vérifiée

- **Sur l'acier :**

$A_{appuis} \ge \frac{1,15}{f_e}(V_u + H)$; avec $H = \frac{M_{a\max}}{0,9.d}$

- Pour les poutres principales : $A_{appuis} \ge \frac{1,15}{400}(143,08x10^3 + \frac{-120,11x10^6}{0,9\times330})$

A_{appuis} =10,65 $\geq$ -7,51cm^2

- Pour les poutres secondaires : $A_{appuis} \ge \frac{1,15}{400}(38,21x10^3 + \frac{-26,78x10^6}{0,9\times330})$

A_{appuis} =10,65 $\geq$ -1,95cm^2

$\Rightarrow$ Les armatures calculées sont suffisantes.

d) Vérification de la contrainte d'adhérence : (art .A.6, 1.3 /BAEL 91 modifiés99, CBA93) :

$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d\sum ui} \le \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times ft_{28}$ = 1,5 x 2,1 = 3,15 MPa Avec :

Ui : le périmètre des barres

$\sum ui = \sum n \prod \emptyset$

$\Psi s = 1.5$ pour les aciers à hautes adhérences.

Pour les poutres principales :

$$\tau_{se} = \frac{143,08 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 282,6} = 1,70\ \text{MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15\ \text{MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

Pour les poutres secondaires :

$$\tau_{se} = \frac{38,21 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 131,88} = 1,14\ \text{MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15\ \text{MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

e) Ancrage des barres : (Art : A. 6 .1 .2) /BAEL 91 modifiées 99, CBA93) :

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression puisse être repris.

$$l_s = \frac{\varphi . fe}{4.\overline{\tau_s}} = \frac{\varphi . fe}{4 \times 0,6 \times \psi^2 \times ft_{28}} \quad \text{Avec } \overline{\tau_{se}} = 0,6\psi^2 \times ft_{28} = 0,6x(1,5)^2x2,1 = 2,835\text{MPa}$$

-Pour 10 : Ls= 35.27 cm. On prend Ls= 40cm
-Pour 12 : Ls= 42 .32cm. On prend Ls= 45cm
-Pour 14 : Ls= 49 .32cm. On prend Ls= 50cm
-Pour 16: Ls= 56.44 cm. On prend Ls= 60cm
-Pour 20: Ls= 70.54 cm. On prend Ls= 75cm

Les règles du *(BAEL 91 Art. A.6.1)* admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée,

La= 0,4x Ls

-Pour ϕ 10 : La=14.11cm. On prend La= 15cm
-Pour ϕ 12 : La=16.92cm. On prend La= 18cm
-Pour ϕ 14 : La=19.75cm. On prend La= 20cm
-Pour ϕ 16 : La=22.57cm. On prend La= 25cm
-Pour ϕ 20 : La=26.32cm. On prend La= 30cm

f) Calcul des armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10}\right)$$

$\Phi_t \leq \min(10,\ 20,30)$

Soit : $\boldsymbol{\Phi_t}$ **=8mm**

On opte pour un cadre et un étrier $\mathbf{A_t}$ **= 4HA8 =2,01cm².**

Exigence du *(R.P.A Art.7.5.2.2).*

Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante **(Art. A.5.1,232/BAEL91, CBA93) :**

$$S_t \leq \frac{A_{ad}.0,9.fe}{(\tau_u - 0,3.ft_{28})b.\gamma_s} \quad S_t = \frac{2,01x0,9x400}{(1,44 - 0,3x2,1)1,15x25} = 31,07\ cm$$

- **Espacement max des armatures transversales** :(**Art A.5.1, 22 / BAEL91)**

$S_{t\,max} \leq \min(0,9d\ ;\ 40cm)$

$S_{t\,max} \leq \min(29,7;\ 40cm)$=**29,7cm**

- **Exigences du RPA pour les aciers transversales :(Art 7.5.2.2/RPA2003):**

  - **Zone nodale :**

$St \leq \min\left(\frac{h}{4};12\varphi\right) = \min\left(\left\{\frac{30}{4};12x2\right\}\right) = \min(7,5cm\ ;\ 24cm)$=**7cm**

Soit : $S_{t\,max} \leq \min$ (29,7 cm ; 31 ,07cm ; 7 cm)=7cm.

On opte pour $\mathbf{St_{max}}$**=7 cm.**

  - **Zone courante:**

$S_t \leq \frac{h}{2} = 15\,cm.$

Soit : $S_{t\,max} \leq \min$ (25,2cm ; 15 cm)=15 cm

On opte pour $\mathbf{St_{max}}$**=15cm.**

V-5) Vérification à L'ELS :

a) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

b) Etat limite de compression du béton :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'**ELS**, pour cela on détermine les contraintes maximales du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles **:**

- Contrainte admissible de l'acier.
- Contrainte admissible du béton.

La décompression du béton ne doit dépasser la contrainte admissible

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0{,}6f_{c28} = 15\text{MPa} \quad ; \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \text{ et } \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_U}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_S}{b \times d} \rightarrow K_1 \text{ et } \beta_1 \text{ (tableau)}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :
Poutres principales :

Zone	travée / appuis	M_S (KN.m)	A_S (cm^2)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st}	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs
Zone 1	Travée	26,37	6,03	0,730	0,876	25,41	151,2	5,95	15	ok
	Appui	12,73	9,24	1,2	0,850	18 ,37	49,1	2,67	15	ok
Zone 2	Travée	27,57	6,03	0,730	0,876	25,41	158,2	6,22	15	ok
	Appui	14,68	9,24	1,2	0,850	18 ,37	56,6	3,08	15	ok
Zone 3	Travée	32,9	6,03	0,730	0,876	25,41	188,7	7,42	15	ok
	Appui	11,94	9,24	1,2	0,850	18 ,37	46,06	2,5	15	ok
Zone 4	Travée	34,5	6,03	0,730	0,876	25,41	197,9	7,78	15	ok
	Appui	14,46	9,24	1,2	0,850	18 ,37	55,8	3,03	15	ok

Tableau V.3 : Ferraillage des poutres principales à l'ELS

Poutres secondaires :

Zone	travée / appuis	M_S (KN.m)	A_S (cm^2)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st}	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	obs
Zone 1	Travée	7,76	4,62	0,66	0,88	26,9	68,16	2,53	15	OK
	Appui	10,25	4,62	0,66	0,88	26,9	90,45	3,36	15	OK
Zone 2	Travée	7,67	4,62	0,66	0,88	26,9	67,37	2,5	15	OK
	Appui	15,58	4,62	0,66	0,88	26,9	136,86	5,08	15	OK
Zone 3	Travée	10,13	4,62	0,66	0,88	26,9	88,99	3,3	15	OK
	Appui	19,34	4,62	0,66	0,88	26,9	169,9	6,31	15	OK
Zone 4	Travée	10,49	4,62	0,66	0,88	26,9	92,15	3,42	15	OK
	Appui	15,23	4,62	0,66	0,88	26,9	133,8	4,98	15	OK

Tableau V.3 : Ferraillage des poutres secondaires à l'ELS

Conclusion :
Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes.

c) Vérification de la flèche *(Art.B.6.5, 2 / BAEL 91 modifiées 99)* :

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche,

$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{385}{500} = 0{,}95cm$ sens des poutres principales.

$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{381}{500} = 0{,}95cm$ sens des poutres secondaires.

La flèche tirée par le logiciel ETABS est : f = 0.006cm

D'où la flèche est vérifiée

Chapitre VI

Ferraillage des poteaux

VI-Ferraillage des poteaux:

Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts de poutres vers les fondations, le ferraillage des poteaux se fera en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) sous les combinaisons les plus défavorables sous les sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal avec son moment correspondant.
- Effort normal minimal avec son moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal avec son effort correspondant.

Sous les combinaisons : (1.35G+1.5Q), (G+Q±E) et (0.8G±E)

VI-1) Recommandation du RPA 99 modifié 2003 :

a) Armatures longitudinales : *(R.P.A. Art.7.5.2.2)*

- Les armatures longitudinales doivent être à hautes adhérences et sans crochets.
- Le diamètre minimal des armatures longitudinales est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ en zone IIa.
- Avoir des jonctions par recouvrements faites si possible, à l'intérieure des zones nodales (zone critique).
- Le pourcentage minimal des armatures longitudinales est de (0.8%bh) en zone IIa:

$\text{Poteaux } (45 * 45) \quad A_{min} = 0{,}8\%b \times h = 0{,}008 \times 45 \times 45 = 16{,}20 \text{ cm}^2$

$\text{Poteaux } (40 * 40) \quad A_{min} = 0{,}8\%b \times h = 0{,}008 \times 40 \times 40 = 12{,}80 \text{ cm}^2$

$\text{Poteaux } (35 * 35) \quad A_{min} = 0{,}8\%b \times h = 0{,}008 \times 35 \times 35 = 9{,}80 \text{ cm}^2$

$\text{Poteaux } (30 * 30) \quad A_{min} = 0{,}8\%b \times h = 0{,}008 \times 30 \times 30 = 7{,}20 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximal des armatures longitudinales est de (6%bh) en zone de recouvrement.

$\text{Poteaux } (45 * 45) \quad A_{max} = 6\%b \times h = 0{,}06 \times 45 \times 45 = 121{,}5 \text{cm}^2$

$\text{Poteaux } (40 * 40) \quad A_{max} = 6\%b \times h = 0{,}06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$

$\text{Poteaux } (35 * 35) \quad A_{max} = 6\%b \times h = 0{,}06 \times 35 \times 35 = 73{,}5 \text{ cm}^2$

Poteaux $(30 * 30)$ $\quad A_{max} = 6\%b \times h = 0{,}06 \times 30 \times 30 = 54\ cm^2$

- Le pourcentage maximal des armatures longitudinales est de (4%bh) en zone courante.

Poteaux $(45 * 45)$ $\quad A_{max} = 4\%b \times h = 0{,}04 \times 45 \times 45 = 81\ cm^2$

Poteaux $(40 * 40)$ $\quad A_{max} = 4\%b \times h = 0{,}04 \times 40 \times 40 = 64\ cm^2$

Poteaux $(35 * 35)$ $\quad A_{max} = 4\%b \times h = 0{,}04 \times 35 \times 35 = 49\ cm^2$

Poteaux $(30 * 30)$ $\quad A_{max} = 4\%b \times h = 0{,}04 \times 30 \times 30 = 36\ cm^2$

- La distance entre les armatures verticales dans une face d'un poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa.

VI-2) Calcul des armatures à L'ELU :

a) Section partiellement comprimée (S.P.C) :

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures

($\forall$ L'effort normal appliqué, effort de traction ou de compression).

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c'\right)$$

Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression, et la condition suivante est vérifiée :

$N_u(d - c') - M_f \leq (0.337h - 0.81c').b.h.f_{bc}$

- **Détermination des armatures :**

- **Calcul du moment fictif :**

$$M_f = M + N_u\left(\frac{h}{2} - c'\right) = N \times g$$

Avec :

$g = e + \left(\frac{h}{2} - c'\right)$ ……. Si (N)étant un effort de compression .

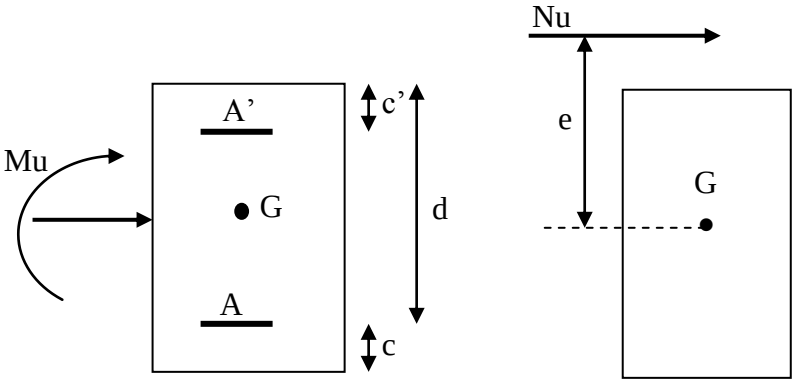
$g = e - \left(\frac{h}{2} - c'\right)$ ……. Si (N)étant un effort de traction .

- **Calcul du moment réduit :**

$\mu_f = \frac{M_f}{b.d^2.f_{bc}}$ Si $\mu_f \leq \mu_l = 0.392 \Longrightarrow$ SSA (A'=0)

- **Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f.d.\sigma_{st}}$$



- **Armatures réelles**

$$A = Af \pm \frac{N}{\sigma_{st}}$$

(-) si N : effort de compression.

(+) si N : effort de traction.

Si $\mu_f > \mu_l = 0.392 \Longrightarrow$ la section est doublement armée (A'≠ 0)

- **Armatures en flexion simple :**

$$M_l = \mu_l.b.d^2.f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_l$$

M_l: Moment ultime pour une SSA Les sections d'acier réelles seront

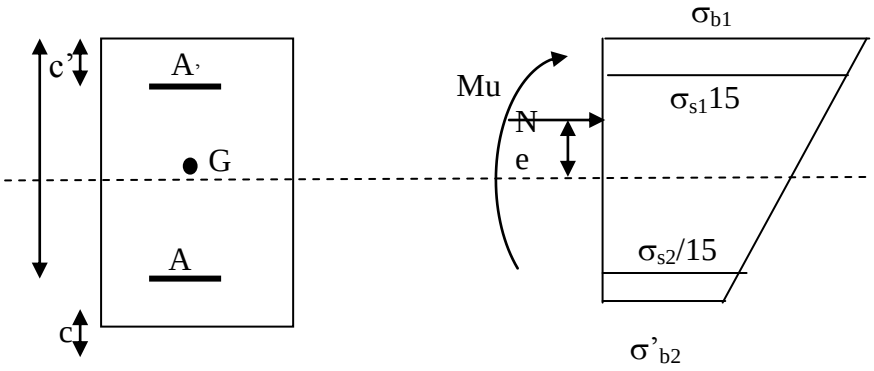
$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f.d.\sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_{st}}$$

$$A'_f = \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_{st}}$$

- **Armatures en flexion composée :**

$$A = A_f \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

b) Section entièrement comprimé (S.E.C) :



La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$$

- Le centre de pression est situé dans la zone délimitée par les armatures.
  - N : effort de compression.
  - et la condition suivante est vérifiée :

$$N_u(d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c').b.h.f_{bc}$$

- **Détermination des armatures :**

$\mathbf{1}^{er}\,\boldsymbol{cas}$: $N_u(d - c') - M_f \geq (0.5h - c').b.h.f_{bc} \rightarrow S.D.A$

$$A' = \frac{M_f - b.h.f_{bc}(d - 0.5h)}{\sigma_{st}(d - c')}$$

$$A = \frac{N_u - b.h.f_{bc}}{\sigma_{bc}} - A'$$

A' : armatures tendues.

A : armatures comprimées.

$\mathbf{2^{er}\ cas}$: $N_u(d-c') - M_f \leq (0.5h - c').b.h.f_{bc} \rightarrow S.S.A$

$A' = \frac{N_u - \psi.b.hf_{bc}}{\sigma'_{st}} A = 0$

$\psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d-c')-M_f}{b.h^2.f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$

VI-3) Vérification à l'ELS :

- Si $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \leq h/6 \Rightarrow$ La section est entièrement comprimée.
- Si $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \geq h/6 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

Avec : M_{ser} : est le moment de flexion à l'ELS.

N_{ser} : est l'effort normal à l'ELS.

$B_0 = b.h + 15\ (A + A') \Rightarrow$ Section total homogène.

V_2 : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue.

$$\begin{cases} V_1 = \frac{1}{B_0}\left[\frac{b.h^2}{2} + 15(A.c' + A'.d)\right] \\ V_2 = h - V_1 \end{cases}$$

I_0 = moment d'inertie de la section homogène.

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

On doit vérifier que :

a) Section entièrement comprimée S.E.C

a-1) Calcul des contraintes dans le béton :

$$\sigma_b^1 = \frac{N}{B_0} + M_{ser}.\frac{V_1}{I_0} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6.fc_{28} = 15MPa$$

$$\sigma_b^2 = \frac{N}{B_0} + M_{ser}.\frac{V_2}{I_0} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6.fc_{28} = 15MPa$$

b) Section partiellement comprimée S.P.C

$$\sigma_{bc} = K.y_{ser} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$$
$$\sigma_s = 15.K.(d - y_{ser}) \leq \overline{\sigma_{st}} = 348MPa$$

Avec : $K = \frac{N_{ser}}{S}$; $S = \frac{b}{2}.y_{ser} + 15[A'.(y_{ser} - c') - A.(d - y_{ser})]$

$$y_{ser} = y_c + c \ ; \ c = d - e_a \ ; \ e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{d}{2}\right)$$

y_c = Sera obtenu par résolution de l'équation :

$$y_c^3 + p.y_c + q = 0$$
$$p = -3.c^3 - \frac{90.A'}{b}(c - c') + \frac{90.A}{B}.(d - c)^2$$

$$q = -2.c^3 - \frac{90A'}{b}(c - c') + \frac{90A}{B}.(d - c)^2.$$

La solution de l'équation du 3ème degré est :

$$\Delta = q^2 + \frac{4.p^3}{27}$$

Si $\Delta \geq 0 : t = 0.5 \cdot \left(\sqrt{\Delta} - q\right)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y = u - \frac{p}{3 \cdot u}$

Si : $\Delta < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos\rho = \frac{3.q}{2.p}.\sqrt{\frac{-3}{p}} \\ \rho = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} \end{cases}$

- Choisir une solution parmi les trois solutions

$$y_1 = a.co.\left(\frac{\rho}{3}\right) \ ; y_2 = a.co\left(\frac{\rho}{3} + 120^0\right) \text{et } y_3 = a.co\left(\frac{\rho}{3} + 240^0\right)$$

VI-4) Calcul à l'ELU :

Ferraillage :

Le ferraillage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « *SOCOTEC*».Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

- **ZONE I : (poteaux 45 x 45), A_{min}= 16.20 cm^2**

b= 45cm ; h= 45 cm ; d= 42 cm

NIV	Sens	Comb	CAS	N (kN)	M (kNm)	Obs	Asup [cm^2]	Ainf [cm^2]	Ferraillage
Zone I	Xx	Cou	1	2675.54	1.97	SEC	0	0	12HA14 A =18.4cm^2
			2	484.1	1.90	SEC	0	0	
			3	802.45	21.78	SEC	0	0	
		Acc	1	1939.12	0.779	SEC	0	0	
			2	258.77	0.871	SEC	0	0	
			3	585.26	15.81	SEC	0	0	
	Yy	Cou	1	2675.54	2.68	SEC	0	0	
			2	484.1	16.57	SEC	0	0	
			3	631.86	39.037	SEC	0	0	
		Acc	1	1939.12	1.93	SEC	0	0	
			2	258.77	7.708	SEC	0	0	
			3	462.5	28.203	SEC	0	0	

Tableau-VI-1 : Ferraillage des poteaux (45x45)

➢ **ZONE II : (poteaux 40 x40) , A_{min}=12.80 cm^2**

b= 40 h=40 cm ; d= 37 cm

Niv	sens	Comb	CAS	N (kN)	M (kNm)	Obs	Asup [cm^2]	Ainf [cm^2]	Ferraillage
Zone II	Xx	Cou	1	2299.2	4.31	SEC	0	0	10HA14 A =15.4cm^2
			2	331.33	16.23	SEC	0	0	
			3	1333.07	39.97	SEC	0	0	
		Acc	1	1665.94	3.23	SEC	0	0	
			2	173.41	7.90	SEC	0	0	
			3	966.28	28.80	SEC	0	0	
	Yy	Cou	1	2299.2	33.7	SEC	0	0	
			2	331.33	0.38	SEC	0	0	
			3	1681.65	44.84	SEC	0	0	
		Acc	1	1665.94	24.02	SEC	0	0	
			2	173.41	0.18	SEC	0	0	
			3	1218.35	32.06	SEC	0	0	

Tableau-VI-2 : Ferraillage des poteaux (40x40)

➢ **ZONE III : (poteaux 35 x35), A_{mine}=9.80 cm^2**

b=35 h=35 cm ; d= 32 cm

Niv	sens	Comb	CAS	N (kN)	M (kNm)	Obs	Asup [cm^2]	Ainf [cm^2]	Ferraillage
Zone III	xx	Cou	1	1433.61	7.17	SEC	0	0	8HA14 A =12.31cm^2
			2	154.55	13.67	SEC	0	0	
			3	671.6	42.76	SEC	0	0	
		Acc	1	1038.91	5.26	SEC	0	0	
			2	80.47	6.68	SEC	0	0	
			3	487.06	30.83	SEC	0	0	
	yy	Cou	1	1433.61	27.92	SEC	0	0	
			2	154.55	0.35	SEC	0	0	
			3	1123.03	41.8	SEC	0	0	
		Acc	1	1038.91	19.87	SEC	0	0	
			2	80.47	0.16	SEC	0	0	
			3	439.46	30.078	SPC	0	0	

Tableau-VI-3 : Ferraillage des poteaux (35x35)

➢ **ZONE IV: (poteaux 30 x30), A_{min}=7.20 cm^2**

b=30 h=30 cm ; d= 27 cm

Niv	sens	Comb	CAS	N (kN)	M (kNm)	Obs	Asup [cm^2]	Ainf [cm^2]	Ferraillage
Zone IV	xx	Cou	1	588.9	11.20	SEC	0	0	8HA12 A =9.04cm^2
			2	23.14	18.36	SEC	0	0	
			3	454.28	46.75	SEC	0	0	
		Acc	1	427.06	8.20	SEC	0	0	
			2	11.7	9.30	SEC	0		
			3	329.60	33.72	SPC	0	0	
	yy	Cou	1	588.9	34.5	SEC	0	0	
			2	23.14	0.39	SEC	0	0	
			3	435.81	45.44	SEC	0	0	
		Acc	1	427.06	24.54	SEC	0	0	
			2	11.7	0.19	SPC	0	0	
			3	318.00	32.92	SPC	0	0	

Tableau-VI-4 : Ferraillage des poteaux (30x30)

❖ **Vérification à L'ELS :**

Après avoir fait le calcul du ferraillage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- les contraintes sont calculées à l'ELS sous les sollicitations de (N_{ser} , M_{ser})
- la fissuration est considérée peu nuisible donc pas de limitation des contraintes de traction de l'acier.
- la contrainte du béton est limitée par : σ_{bc} = 0,6 fc28 = 15 MPA

Les résultats de vérification sont résumés dans les tableaux suivants :

		Vérification des contraintes a L'ELS Sens transversal									
Niveau	Section	N(KN)	M(KN.m)	e (m)	h/6	Nature	σ_b	$\overline{\sigma}_b$	σ_s	$\overline{\sigma}_s$	Observation
ZONE I	45x45	N_{max}=1939.3	M_{COR}=1.42	0.0007	0.075	SEC	7.58	15	112	348	CV
		N_{min}=565.64	M_{COR}=0.058	0.0001	0.075	SEC	2.2	15	32.9	348	CV
		N_{COR}=699.86	M_{max}=15.455	0.022	0.075	SEC	3.16	15	46.6	348	CV
ZONE II	40x40	N_{max}=1665.88	M_{cor}=3.429	0.002	0.0667	SEC	8.97	15	132.5	348	CV
		N_{min}=396.48	M_{cor}=16.455	0.042	0.0667	SEC	2.87	15	40.9	348	CV
		N_{cor}=966.27	M_{max}=28.806	0.020	0.0667	SEC	6.35	15	91.5	348	CV
ZONE III	35x35	N_{max}=1038.9	M_{COR}=5.263	0.005	0.0583	SEC	6.97	15	103.4	348	CV
		N_{min}=121.94	M_{COR}=17.364	0.14	0.0583	SPC	12.6	15	31.3	348	CV
		N_{COR}=329.58	M_{max}=33.72	0.102	0.0583	SPC	8.1	15	68	348	CV
ZONE IV	30x30	N_{max}=222.39	M_{cor}=5.933	0.026	0.05	SEC	2.73	15	38.5	348	CV
		N_{min}=30.18	M_{cor}=13.03	0.43	0.05	SPC	2.5	15	45.6	348	CV
		N_{cor}=170.89	M_{max}=25.40	0.149	0.05	SPC	5.51	15	68.7	348	CV

Tableau-VI-5 : Vérification des contraintes a L'ELS Sens transversal

		Vérification des contraintes a L'ELS Sens longitudinale									
Niveau	Section	N(KN)	M(KN.m)	e (m)	h/6	Nature	σ_b	$\overline{\sigma}_b$	σ_s	$\overline{\sigma}_s$	Observation
ZONE I	45x45	N_{max}=1939.3	M_{COR}=0.556	0.0003	0.075	SEC	7.54	15	113.1	348	CV
		N_{min}=565.64	M_{COR}=6.322	0.011	0.075	SEC	2.45	15	36.2	348	CV
		N_{COR}=726.34	M_{max}=23.694	0.032	0.075	SEC	3.78	15	54.8	348	CV
ZONE II	40x40	N_{max}=1665.88	M_{cor}=24.565	0.003	0.0667	SEC	9.5	15	139.2	348	CV
		N_{min}=396.48	M_{cor}=10.006	0.025	0.0667	SEC	2.5	15	36.2	348	CV
		N_{cor}=1218.33	M_{max}=32.065	0.026	0.0667	SEC	7.76	15	112.2	348	CV
ZONE III	35x35	N_{max}=1038.9	M_{COR}=19.868	0.019	0.0583	SEC	8.23	15	119	348	CV
		N_{min}=121.94	M_{COR}=9.453	0.077	0.0583	SPC	1.58	15	21.6	348	CV
		N_{COR}=318	M_{max}=32.924	0.103	0.0583	SPC	4.92	15	66.3	348	CV
ZONE IV	30x30	N_{max}=222.39	M_{cor}=19.382	0.087	0.05	SPC	4.52	15	62.4	348	CV
		N_{min}=30.18	M_{cor}=20.624	0.68	0.05	SPC	3.48	15	43.1	348	CV
		N_{cor}=36.28	M_{max}=26.059	0.718	0.05	SPC	4.38	15	54.1	348	CV

Tableau-VI-6 : Vérification des contraintes a L'ELS Sens longitudinal

❖ **Calcul des armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :
- Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

▪ **Diamètre des armatures transversales :**

D'après le **[BAEL 91/99]** 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 les maintiennent :

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5{,}33\ mm \qquad soit\ \phi_l = 8mm$$

φ_t : Diamètre maximum des armatures longitudinales.

On adopte pour **4 cadres HA8= 2.01cm².**

❖ **Espacement maximal des armatures transversales (Art 7.4.2.2 RPA 2003):**

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement « $\mathbf{S_t}$ » des armatures transversales est fixée comme suit :

- **En zone nodale :**

$S_t \leq \min(10\ Ø_l^{min}, 15\ cm) < (12\ cm, 15\ cm)$

On adopte: S_t**= 10 cm**

- **En zone courante :**

$S_t \leq 15Ø_l^{min} = 18$ cm

On adopte $\mathbf{S_t}$ **= 15 cm.**

❖ **Quantité d'armatures transversales minimale du RPA :**

La quantité des armatures transversales donnée comme suit :

Si $\lambda g \geq 5$: $A_t^{min} = 0{,}3\%\ S_t.b$
Si $\lambda g \leq 3$: $A_t^{min} = 0.8\%\ S_t.b$
Si $3 < \lambda g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

Avec :

b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considère.

λ_g =Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$$ avec: lf longueur de flambement du poteau

l_f = 0,707 l_0 avec : $\mathbf{l_0}$: hauteur libre du poteau.

❖ **Poteaux (45 x 45) :**

- **RDC Commerce** : l_0= 4,08 m

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0{,}707 \times 4{,}08}{0{,}45} = 6{,}41 > 5$$

Zone nodale : $A_t^{min} = 0{,}003 \times 10 \times 45 = 1{,}35\ cm^2 < 2{,}01 cm^2$ ……..CV

Zone courante : $A_t^{min} = 0{,}003 \times 15 \times 45 = 2{,}025\ cm^2 > 2.01 cm^2$ ……..CNV

Alors on opte pour un espacement S_t=14cm.

$$A_t^{min} = 0{,}003 \times 14 \times 45 = 1{,}89\ cm^2 < 2.01 cm^2$$ ……..CV

❖ **Poteaux (45x45) :**

RDC Service : l_0= 3,57 m

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0{,}707 \times 3{,}57}{0{,}45} = 5{,}6 > 5$$

Zone nodale : $A_t^{min} = 0{,}003 \times 10 \times 45 = 1{,}35\ cm^2 < 2{,}01 cm^2$ ……..CV

Zone courante : $A_t^{min} = 0{,}003 \times 15 \times 45 = 2.025\ cm >^2 2{,}01 cm^2$ ……..CNV

Alors on opte pour un espacement S_t=14cm.

$$A_t^{min} = 0{,}003 \times 14 \times 45 = 1{,}89\ cm^2 < 2.01 cm^2$$ ……..CV

❖ **Poteaux (40 x40) :**

- Etage 1.2.3 : l_0= 3,06 m

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0{,}707 \times 3{,}06}{0{,}30} = 7{,}21 > 5$$

Zone nodale : $A_t^{min} = 0{,}003 \times 10 \times 40 = 1{,}2\ cm^2 < 2{,}01 cm^2$ ……..CV

Zone courante : $A_t^{min} = 0{,}003 \times 15 \times 40 = 1{,}8 cm^2 < 2{,}01 cm^2$ ……..CV

❖ **Poteaux (35 x35) :**

- Etage 4.5.6.7 : l_0= 3,06 m

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0{,}707 \times 3{,}06}{0{,}35} = 6.27 > 5$$

Zone nodale : $A_t^{min} = 0{,}003 \times 10 \times 35 = 1{,}05cm^2 < 2.01cm^2 \ldots\ldots\ldots CV$

Zone courante : $A_t^{min} = 0{,}003 \times 15 \times 35 = 1{,}57cm^2 < 2.01cm^2 \ldots\ldots\ldots CV$

❖ **Poteaux (30 x30) :**

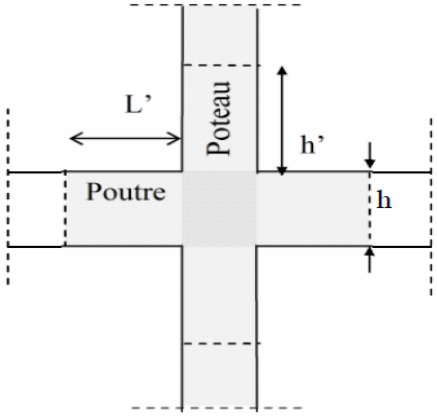
- Etage 8.9 : l_0= 3,06 m

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0{,}707 \times 3{,}06}{0{,}30} = 7{,}21 > 5$$

Zone nodale : $A_t^{min} = 0{,}003 \times 10 \times 30 = 0{,}9cm^2 < 2.01cm^2 \ldots\ldots\ldots CV$

Zone courante : $A_t^{min} = 0{,}003 \times 15 \times 30 = 1{,}35cm^2 < 2.01cm^2 \ldots\ldots\ldots CV$

❖ **Délimitation de la zone nodale :**



Au niveau des poutres : L'= 2 *x* h ;

h : hauteur de la poutre

h' = max($\frac{he}{6}$,b1, h1, 60cm).

h' = max (68 ; 45; 60 cm) = 60 cm

h'= 70cm Dans les poteaux RDC.

h'= 60cm dans les autres zones.

❖ **Longueurs de recouvrement**

Pour les barres de 14 mm $\Longrightarrow$ $L_r = 40\Phi_l = 40 \times 1.4 = 56cm$

VI-5-Vérification des contraintes tangentielles :

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \cdot f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 & Si \quad \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & Si \quad \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} f_{c28} = 25\,MPa \\ \lambda_g = 5.35 > 5 \end{cases} \qquad \Rightarrow \rho_b = 0.075$$

$$\tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875\,MPa$$

- **Poteaux (45 x 45) cm2 :**
  - **Sens longitudinal** : $\tau_b = \frac{21{,}05 \times 10^3}{450 \times 430} = 0{,}11 MPa \leq \tau_{bu} = 1.875$
  - **Sens transversal** : $\tau_b = \frac{13{,}46 \times 10^3}{450 \times 430} = 0{,}07 MPa \leq \tau_{bu} = 1.875$
- **Poteaux (40 x 40) cm2 :**
  - **Sens longitudinal** : $\tau_b = \frac{22{,}11 \times 10^3}{400 \times 380} = 0{,}14 MPa \leq \tau_{bu} = 1.875$
  - **Sens transversal** : $\tau_b = \frac{19{,}78 \times 10^3}{400 \times 380} = 0{,}13 MPa \leq \tau_{bu} = 1.875$
- **Poteaux (35 x 35) cm2 :**
  - **Sens longitudinal** : $\tau_b = \frac{19{,}89 \times 10^3}{350 \times 330} = 0{,}17 MPa \leq \tau_{bu} = 1.875$
  - **Sens transversal** : $\tau_b = \frac{20{,}24 \times 10^3}{350 \times 330} = 0{,}17 MPa \leq \tau_{bu} = 1.875$
- **Poteaux (30 x 30) cm2 :**
  - **Sens longitudinal** : $\tau_b = \frac{25{,}95 \times 10^3}{300 \times 280} = 0{,}31 MPa \leq \tau_{bu} = 1.875$
  - **Sens transversal** : $\tau_b = \frac{25{,}17 \times 10^3}{300 \times 280} = 0{,}3 MPa \leq \tau_{bu} = 1.875$
- **Condition de non fragilité :**

La sollicitation qui provoque la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entrainer dans les aciers tendus de la section réelle**,** une contrainte au plus égale à la limite élastique **f_e.**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} \times \left[\frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d}\right]$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s}$$

f_{t28} = 0,6 + 0,06×fc28 = 2,1 Mpa
$f_e = 400Mpa$

		Sens transversal				
Sections	**N(KN)**	**M(KN.m)**	**e_s (cm)**	**A_{min} (cm^2)**	**A adoptée**	**Obs**
45x45	N_{max}=1939.3	M_{COR}=1.42	0.0007	**5.7**	**22.24**	**CV**
	N_{min}=565.64	M_{COR}=0.058	0.0001	**5.8**	**22.24**	**CV**
	N_{COR}=699.86	M_{max}=15.455	0.022	**4.6**	**22.24**	**CV**
40x40	N_{max}=1665.88	M_{cor}=3.429	0.002	**4.6**	**16.08**	**CV**
	N_{min}=396.48	M_{cor}=16.455	0.042	**8.4**	**16.08**	**CV**
	N_{cor}=966.27	M_{max}=28.806	0.020	**3.4**	**16.08**	**CV**
35x35	N_{max}=1038.9	M_{COR}=5.263	0.005	**3.6**	**12.32**	**CV**
	N_{min}=121.94	M_{COR}=17.364	0.14	**0.17**	**12.32**	**CV**
	N_{COR}=329.58	M_{max}=33.72	0.102	**1.63**	**12.32**	**CV**
30x30	N_{max}=222.39	M_{cor}=5.933	0.026	**3.96**	**9.04**	**CV**
	N_{min}=30.18	M_{cor}=13.03	0.43	**0.8**	**9.04**	**CV**
	N_{cor}=170.89	M_{max}=25.40	0.149	**0.22**	**9.04**	**CV**

Tableau-VI-7 : Vérification de la condition de non fragilité dans le sens transversal

		Sens longitudinal				
Sections	**N(KN)**	**M(KN.m)**	**e_s (cm)**	**A_{min} (cm^2)**	**A adoptée**	**Obs**
45x45	N_{max}=1939.3	M_{COR}=0.556	0.0003	**5.7**	**22.24**	**CV**
	N_{min}=565.64	M_{COR}=6.322	0.011	**6.2**	**22.24**	**CV**
	N_{COR}=726.34	M_{max}=23.694	0.032	**6.7**	**22.24**	**CV**
40x40	N_{max}=1665.88	M_{cor}=24.565	0.003	**4.6**	**16.08**	**CV**
	N_{min}=396.48	M_{cor}=10.006	0.025	**5.9**	**16.08**	**CV**
	N_{cor}=1218.33	M_{max}=32.065	0.026	**4.9**	**16.08**	**CV**
35x35	N_{max}=1038.9	M_{COR}=19.868	0.019	**4.3**	**12.32**	**CV**
	N_{min}=121.94	M_{COR}=9.453	0.077	**6.3**	**12.32**	**CV**
	N_{COR}=318	M_{max}=32.924	0.103	**1.5**	**12.32**	**CV**
30x30	N_{max}=222.39	M_{cor}=19.382	0.087	**1.1**	**9.04**	**CV**
	N_{min}=30.18	M_{cor}=20.624	0.68	**0.9**	**9.04**	**CV**
	N_{cor}=36.28	M_{max}=26.059	0.718	**0.9**	**9.04**	**CV**

Tableau-VI-7 : Vérification de la condition de non fragilité dans le sens longitudinal

Chapitre VII

Ferraillage des voiles

VII-Ferraillage des voiles:

Le voile est un élément structurel de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) ainsi qu'à des forces horizontales dues au séisme.

Le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation(Q) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes(E).

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

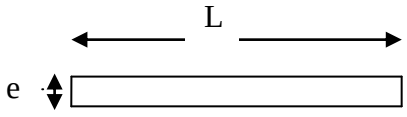
- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

VII-1) Exposé de la méthode de calcul:

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules de [Navier-Bernoulli] :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$



B = L.e : section du béton du trumeau

I : moment d'inertie du trumeau

V et V': bras de levier : $V = V' = \frac{L}{2}$

Le calcul se fera par bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré.

L_c : la longueur de la zone comprimée.

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimée (SEC)
- Section partiellement comprimée (SPC)
- Section entièrement tendue (SET)

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en quatre zones :

- Zone I : RDC1 et RDC2
- Zone II : 1erétage au 3^{éme}étage.
- Zone III : 4^{éme}au 6^{éme} étage.
- Zone IV : 7^{éme}au 9^{éme} étage

a) Ferraillage d'une section entièrement comprimé :

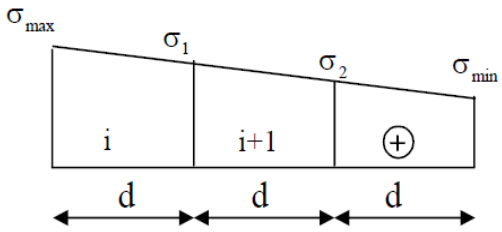


Fig VII-1 : Diagramme des contraintes d'une SEC

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

e : épaisseur du voile

La section d'armature d'une section entièrement comprimée est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i + B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

B : section du tronçon considéré ;

- **Situation accidentelle :** $\sigma_s = 400$ MPa ; $f_{bc} = 18.48$ MPa
- **Situation courante** : $\sigma_s = 348$ MPa ; $f_{bc} = 14.20$ MPa

➢ **Armatures minimales :**

$A_{min} \geq 4\ cm^2/ml$ (Art A.8.1, 21BAEL91, CBA93)

$0.2\ \% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\ \%$ (Art A.8.1, 21BAEL91, CBA93)

b) Ferraillage d'une section partiellement comprimé :

$$N_1 = \frac{\sigma_{traction\ 1} + \sigma_{traction\ 2}}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_{traction\ 1}}{2} . d \cdot e$$

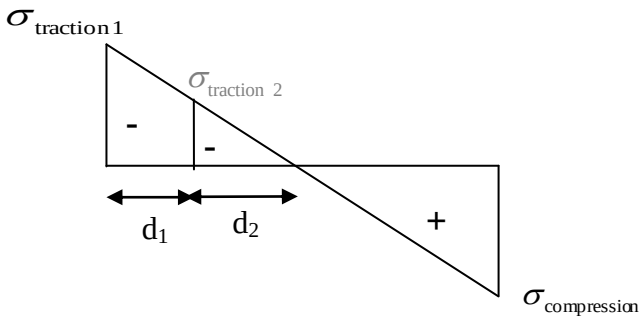


Fig.VII.2 : Diagrammes des contraintes d'une SPC

La section d'armature est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

C) Ferraillage d'une section entièrement tendue :

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

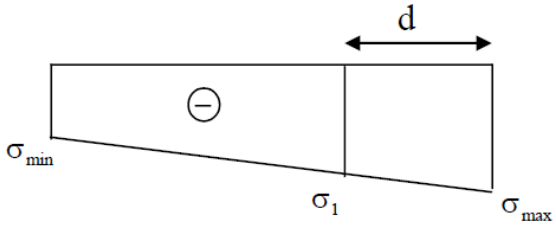


Fig.VII.3 : Diagrammes des contraintes d'une SET

e : épaisseur du voile

La section d'armature d'une section entièrement tendue est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

- **Armatures verticales minimales :**

$A_{min} \geq \frac{Bf_{t28}}{f_e}$ (Condition non fragilité **BAEL art A4.2.1, CBA93**).

$A_{min} \geq 0.002\,B$ (Section min du **RPA art 7.7.4.1, CBA93**).

B : Section du tronçon considéré.

VII-2) Exigences du RPA 99 révisée 2003 :

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 15 %
- En zone courantes 0.10 %

a) Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ.

D'après le BEAL 91/99 : $A_H = \frac{A_v}{4}$

D'après le RPA 2003 : $A_H \geq 0.15\,\% \cdot B$

- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

b) 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'Art 7.7.4.3 du RPA 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (05) épingles par mètre carré.

c) Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1\frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1.4\, V_u$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré.

Ces aciers on les utilise en cas de reprise de bétonnage.

d) Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est ≥ 4HA10

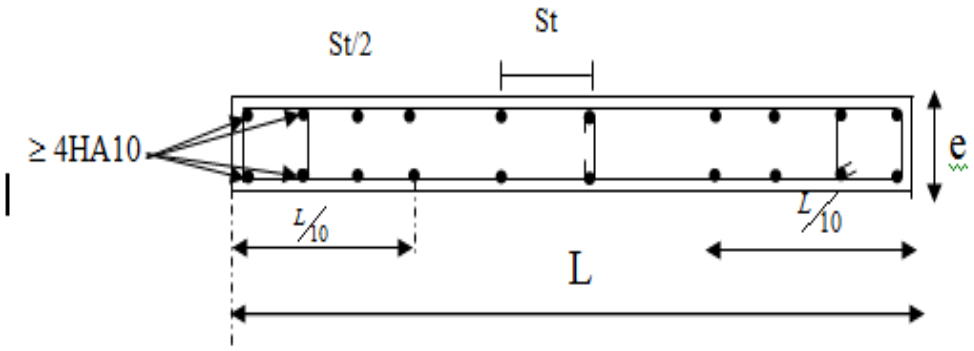


Fig VII-4 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

e) Espacement :

D'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2005, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$S \leq 1.5e$
$S \leq 30$ cm

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (0.1) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à (15 cm).

f) Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

VII-3) Vérifications :

a) Vérification à L'ELS :

$$\sigma_{bc}=\frac{N_s}{B+15\cdot A}\leq\overline{\sigma}_{bc}=0.6\cdot f_{c28}=15\,MPa$$

Avec :

N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Sections d'armatures adoptées (verticales).

b) Vérification de la contrainte de cisaillement :

➢ **Selon le RPA99 version 2003,Art 7.7.2:**

$$\tau_b=\frac{1.4T}{e\cdot d}\leq\ \overline{\tau}_b=0.2\cdot f_{c28}=5MPa$$

Avec:

d : Hauteur utile (d = 0.9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

➢ **Selon le BAEL 91/99 :**

$$\tau_u=\frac{V_u}{b\cdot d}\leq\overline{\tau}_u=\min\left(0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b},4MPa\right)=3.26\ \text{MPa}$$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement

Exemple de calcul :

Exemple 1 : Section partiellement comprimée :

Soit à calculer le ferraillage du voile VT1 (ZONE I):

L=1,45m ; $e = 0.2m$; $B = 0{,}29\ m^2$; $I = 0.56m^4$

$N_u = 449{,}29$ (effort de compresion)

$M_u = 1695{,}66kN.m$

$\sigma_{max} = 4090{,}76\ KN/m^2$

$\sigma_{min} = -7409.69\ KN/m^2$

La section est partiellement comprimée

Le découpage de diagramme se fera en deux bandes de largeur **d** :

- **Calcul de d :**

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2.L_C}{3}\right)$$

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}.L = 0{,}52m$$

$L_t = L - L_c = 0{,}93$m

On opte pour : $\mathbf{d=\frac{Lt}{2}}$ $\Longrightarrow$ d= 0,465 m

Détermination de N :

- **Zone tendue** :

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}.(L_t - d)}{L_t} = 3704{,}84KN/m^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2}.d.e = 519{,}18KN$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2}.(L_t - d).e = 173{,}06KN$$

- **Calcul des armatures** :

- **Armatures verticales** :

$$A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_{st}} = 12{,}98 cm^2$$

$$A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_{st}} = 4{,}33 cm^2$$

$$A_{vj} = \frac{1.1T}{fe} = 8{,}24\, cm^2$$

$A1=A_{v1}+A_{vj}/4= 15{,}04\ cm^2$

$A2=A_{v2}+A_{vj}/4= 5{,}33\ cm^2$

- **Armatures minimales** :

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{B.f_{t28}}{fe};0{,}002.B\right) = \max\left(\frac{20x46{,}5x2{,}1}{400};0{,}002.x20x46{,}5\right)$$

A1= 15,04 cm^2 /bande
A2= 5,33 cm^2 /bande

- **Le ferraillage adopté** :

A_1=15,4 cm² $\Longrightarrow$ 2x5HA14 $\Rightarrow$ 15,4 cm²

A_2=5,33cm² $\Rightarrow$ 2x2HA14 $\Rightarrow$ 6,16 cm²

➢ **Calcul des armatures horizontales** :

$$A_H = \max\left(\frac{A_V}{4};0{,}15\%B\right) \Rightarrow A_H \geq \max(5{,}39;4{,}35) \Rightarrow A_H = 5{,}39 cm^2.$$

Soit : $7HA10 \Rightarrow A_H = 5{,}46 cm^2 \qquad e = 20 cm.$

➢ **Armatures transversales** :

Les deux nappes d'armatures sont reliées avec au moins cinq (5) épingles par mètre carré.

On adopte : $5HA8$ par m^2.

➢ **les potelets :**

Vu que la section d'armatures doivent dans le poteau est supérieure à celle du voile, alors on adopte le même ferraillage que celui du poteau.

- **vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

St ≤ min {1.5e ; 30} = 30cm condition vérifiée

- **Vérification des contraintes de cisaillement** :

Selon le R.P.A99 :

La contrainte de cisaillement dons le béton est limité comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0{,}2.f_{c28} = 5MPa.$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0.d}$$

Avec :

$$V = 1{,}4.V_{Ucalcul}$$

b_0 : Épaisseur du voile.

d : Hauteur utile = 0,9.h.

h : Hauteur total de la section brute.

Donc : $\tau_b = \frac{1{,}4V_U}{b_0.d} = \frac{1{,}4x214{,}03x10^3}{200x0{,}9x1450} = 1{,}14MPa$

$\tau_b \leq \overline{\tau_b} \Longrightarrow$ Condition vérifiée

Selon le B.A.E.L91/99 :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0.d} = \frac{214{,}03\times10^3}{200\times0{,}9\times1450} = 0{,}82MPa.$$

$$\bar{\tau}_U = \min\left(\frac{0{,}15\,f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = 3{,}26\ MPa.$$

Fissuration peu nuisible.

$\tau_U \leq \overline{\tau_U} \Longrightarrow$ Condition vérifiée

- **Vérification à l'E.L.S** :

Nous devons vérifier que :

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa.$

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{B. + 15.A_V}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1359 \times 10^3}{1450x200 + 15 \times 27{,}52 \times 10^2} = 4{,}2MPa \Rightarrow C.V$$

Ferraillage des voiles VT1-VL1-VL2-VT2-VL4-VT7-VL5 :

Zones			Zone I	Zone II	zone III	Zone IV
Caractéristiques géométriques	L(m)		1.45	1.45	1.45	1.45
	e (m)		0.2	0.2	0.2	0.2
	B (m)		0.29	0.29	0.29	0.29
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		4090.76	2673.67	2035.86	3723.02
	σ_{min} [KN/m²]		-7409.69	-7074.46	-6317.51	-5207.38
	Nature de la section		**SPC**	**SPC**	**SPC**	**SPC**
	V_u(kN)		214.03	166.59	100.36	85.72
	L_t(m)		0.93	1.05	1.10	0.85
	L_c(m)		0.52	0.40	0.35	0.6
	d (m)		0.467	0.526	0.548	0.423
	σ_1 [KN/m²]		3704.845	3537.230	3158.755	2603.690
	N (kN)	N_1	519.18	558.33	519.59	330.22
		N_2	173.059	186.112	173.196	110.072
	A_v (cm^2)	A_{V1}	**12.98**	**13.96**	**12.99**	**8.26**
		A_{V2}	**4.33**	**4.65**	**4.33**	**2.75**
	A_{vj} (cm^2)		8.24	6.41	3.86	3.30
	A (cm^2)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	**15.04**	**15.56**	**13.96**	**9.08**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**5.33**	**6.26**	**5.30**	**2.75**
	A_{min} (cm^2)		4.90	5.52	5.76	4.44
	$A_{v\ adopté}$ (cm^2)	Bande1	**15.4**	**18.48**	**15.4**	**9.24**
		Bande 2	**6.16**	**6.16**	**6.16**	**6.16**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bande1	**2*5HA14**	**2*6HA14**	**2*5HA12**	**2*3HA12**
		Bande 2	**2*2HA14**	**2*2HA14**	**2*2HA12**	**2*2HA12**
	S_t (cm)	Bande1	12 cm	14cm	12 cm	15 cm
		Bande 2	23 cm	25 cm	26 cm	25 cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		2.80	3.16	3.29	2.54
	A_H /nappe (cm^2)		5.39	4.62	3.85	2.31
	Choix des barres/nappe (cm^2)		**7HA10**	**6HA10**	**5HA10**	**5HA10**
	ep =20cm		**(A=5,46cm^2)**	**(A=4.68cm^2)**	**(A=3.9cm^2)**	**(A=3.9cm^2)**
Vérification des contraintes	Armature transversal		**5 Epingles HA8/m^2**			
	contrainte	τ_u(MPa)	0.820	0.638	0.385	0.328
		τ_b(MPa)	1.148	0.894	0.538	0.460
	ELS	N_s (kN)	1359.09	1181.37	862.9	303.34
		σ_b(MPa)	**4.2**	**3.6**	**2.7**	**0.97**

Ferraillages des voiles VL6-VL7 VL8 :

Zones			Zone I	Zone II	zone III	Zone IV
Caractéristiques géométriques	L(m)		3.85	3.85	3.85	3.85
	e (m)		0.2	0.2	0.2	0.2
	B (m)		0.77	0.77	0.77	0.77
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		2260.8	1682.61	1682.61	3587.55
	σ_{min} [KN/m²]		-4430.9	-5269.3	-4570.37	-4649.5
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V_u(kN)		319.45	240.8	172.93	95.28
	L_t(m)		2.64	2.92	2.81	2.17
	L_c(m)		1.21	0.93	1.04	1.68
	d (m)		1.32	1.459	1.407	1.087
	σ_1 [KN/m²]		2215.450	2634.650	2285.185	2324.75
	N (kN)	N_1	1036.9	1153.25	964.58	757.81
		N_2	374.05	384.417	321.526	252.605
	A_v (cm²)	A_{V1}	**29.79**	**28.83**	**24.11**	**18.95**
		A_{V2}	**9.53**	**9.61**	**8.04**	**6.32**
	A_{vj} (cm²)		12.30	9.27	6.66	3.67
	A (cm²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	**12.17**	**31.15**	**25.78**	**19.86**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**3.03**	**11.93**	**9.70**	**6.32**
	A_{min} (cm²)		10.47	15.32	14.77	11.41
	A_v adopté (cm²)	Bande1	**31.64**	**31.64**	**27.12**	**20.34**
		Bande 2	**13.56**	**15.82**	**15.82**	**13.56**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bande1	**2*14HA12**	**2*14HA12**	**2*12HA12**	**2*9HA12**
		Bande 2	**2*6HA12**	**2*7HA12**	**2*7HA12**	**2*6HA12**
	S_t (cm)	Bande1	10 cm	10cm	12 cm	11 cm
		Bande 2	20 cm	21 cm	21 cm	18 cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		3.96	4.35	4.2	3.24
	A_H /nappe (cm²)		1.98	2.17	2.1	1.67
	Choix des barres/nappe (cm²)		**6HA10**	**6HA10**	**6HA10**	**6HA10**
	ep =15cm		**(A=4.68cm²)**	**(A=4.68cm²)**	**(A=4.68cm²)**	**(A=4.68cm²)**
Vérification des contraintes	Armature transversal		**5 Epingles HA8/m²**			
	contrainte	τ_u(MPa)	0.461	0.347	0.250	0.137
		τ_b(MPa)	0.645	0.486	0.349	0.192
	ELS	N_s (kN)	1535	1136.24	1412.34	485.23
		σ_b(MPa)	**1.9**	**1.4**	**1.7**	**5.9**

Ferraillage des voiles :VT3-VT4-VL3-VT6-VT8 :

Zones			Zone I	Zone II	zone III	zone IV
Caractéristiques géométriques	L(m)		1.15	1.15	1.15	1.15
	e (m)		0.2	0.2	0.2	0.2
	B(m)		0.23	0.23	0.23	0.23
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		2906.67	2351.34	2351.34	2289.44
	σ_{min} [KN/m²]		-6911.42	-6537.19	-5426.11	-3383.64
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V_u(kN)		70.17	38.35	44.56	70.25
	L_t(m)		0.81	0.85	0.80	0.69
	L_c(m)		0.34	0.30	0.35	0.46
	d (m)		0.405	0.423	0.401	0.343
	σ_1 [KN/m²]		3455.710	3268.595	2713.055	1691.820
	N (kN)	N_1	419.63	414.68	326.51	174.06
		N_2	139.877	138.226	108.837	58.021
	A_v (cm^2)	A_{V1}	**10.49**	**10.37**	**8.16**	**4.35**
		A_{V2}	**3.50**	**3.46**	**2.72**	**1.45**
	A_{vj} (cm^2)		2.70	1.48	1.72	2.70
	A (cm^2)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	**11.17**	**10.74**	**8.59**	**5.03**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**3.50**	**3.82**	**3.15**	**2.13**
	A_{min} (cm^2)		4.25	4.44	4.21	3.60
	$A_{v\ adopté}$ (cm^2)	Bande1	**12.32**	**12.32**	**9.24**	**9.24**
		Bande 2	**6.16**	**6.16**	**6.16**	**6.16**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bande1	**2*4HA14**	**2*4HA14**	**2*3HA14**	**2*3HA14**
		Bande 2	**2*2HA14**	**2*2HA14**	**2*2HA14**	**2*2HA14**
	S_t (cm)	Bonde1	13 cm	13 cm	13cm	12cm
		Bonde 2	20cm	20cm	20cm	20cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		2.43	2.54	2.41	2.06
	A_H /nappe (cm^2)		3.08	3.08	2.31	1.54
	Choix des barres/nappe (cm^2)		**5HA10/nap**	**5HA10/nap**	**5HA10/nap**	**5HA10/nap**
	ep =20cm		**(A=3.9cm²)**	**(A=3.9cm²)**	**(A=3.9cm²)**	**(A=3.9cm²)**
Vérification des contraintes	Armature transversal		**4 Epingles HA8/m²**			
	contrainte	τ_u(MPa)	0.339	0.185	0.215	0.339
		τ_b(MPa)	0.475	0.259	0.301	0.475
	ELS	N_s (kN)	1081.87	938.04	677.92	243.1
		σ_b(MPa)	**4.2**	**3.6**	**2.7**	**9.8**

Chapitre VIII

Etude du mur de soutènement

Introduction :

Au niveau de l'infrastructure, un mur de soutènement est prévu pour supporter la totalité des Poussés des terres et la surcharge éventuelle

VIII-1) Pré - dimensionnement :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 99 modifié en 2003 (Art 10.1.2) pour le voile périphérique est de 15 cm, on opte pour une épaisseur de 20 cm.

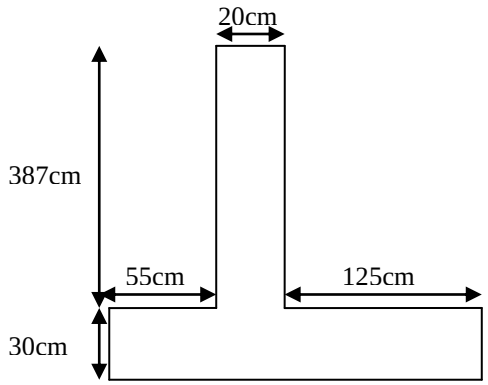


Fig-VIII-1. Dimensionnement du voile de soutènement

VIII-2) Détermination des sollicitations :

a) Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol :

γ : Poids volumique du sol $\gamma = 1.71t/m^3$.

$\varphi = 30°$: angle de frottement interne.

C=0 : cohésion.

- surcharges éventuelle q.

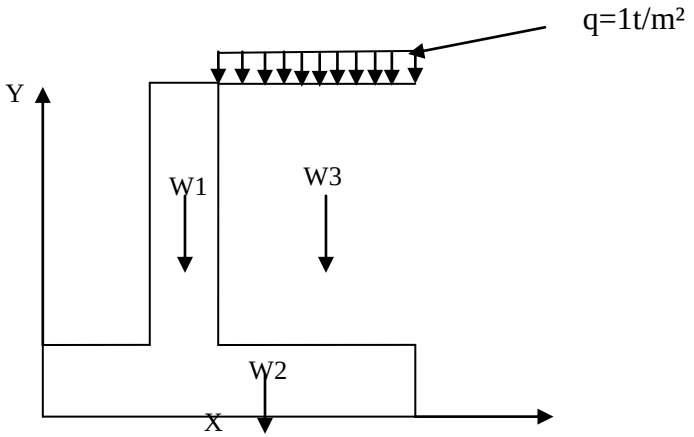


Fig. VIII.2.schémas représentatif des charges revenant au voile

b) Calcul du poids du mur :

W=W1+W2+W3

W1=(0,20 x 3,87) x 25 = 19,35 KN/ml

W2=(0,40 x 2) x 25 = 20 KN/ml

W3=(1,25 x 3,87) x 17,1= 82,72 KN/ml (poids des terres)

W= 122,07 KN/ml

Les points d'applications de W1, W2et W3 :

W1 (x=0,65 m, y=2,33m)

W2 (x=1m, y=0.20 m)

W3 (x=1,27 m, y=2,33 m)

- **Centre de gravité du mur :**

X_g =1,25 m $\quad X_g = \frac{\sum S_i \times x_i}{\sum S_i}$

Y_g =0,83 m $\quad Y_g = \frac{\sum S_i \times y_i}{\sum S_i}$

c) Contrainte de la poussée :

➢ **Contrainte de la poussée des terres :**

$\sigma_{h1} = k_a \times \gamma \times h$

k_a : Coefficient de poussée des terres.

$k_a = tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\pi}{2})$

$k_a = 0.333$

$\sigma_{h1} = 0.333 \times 17,1 \times h$

h=0m ⇒ σ_{h1}= 0 KN/m²

h=3,87 m ⇒ σ_{h1}=22,03 KN/m²

➢ **Point d'application**

$y_1 = \frac{h}{3}$ =1,29 m

➢ **Contrainte de la poussée horizontale due à la surcharge**

$\sigma_{h2}= k_q \times q$

k_q : Coefficient de poussée due à la surcharge.

$$k_q = \frac{k_a}{\cos(\beta - \lambda)}$$

On prend : $\beta = \lambda = 0$.

$k_q = 0.333$

$\sigma_{h2}= 3.33KN/m$

- **Point d'application**

$y_2 = \frac{h}{2}$ =1,93 m

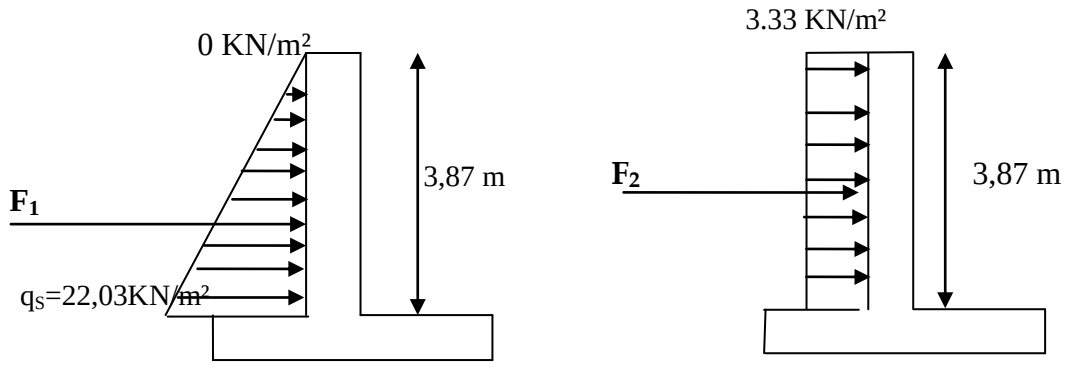


Fig VIII-3.Contraintes due à la poussée des terres et à la surcharge

d) Calcul des moments

$$F_1 = \frac{\sigma_1 \times h}{2} = 42{,}62\ KN$$

$M_1=F_1 \times y_1= 42{,}62 \times 1{,}29 = 54{,}98$ KN.m

$F_2 = \sigma_2 \times h = 12{,}89\ KN$

$M_2=F_2 \times y_2= 12{,}89 \times 1{,}93 = 24{,}88$ KN.m

e) Réaction du sol :

– **Moment des forces par rapport au centre de gravité de mur**

$M_w = W_1 \times 0,6 + W_2 \times 0,25 + W_3 \times 0,02$
$M_w = 18,26$ KN.m

ELU:
$M_u = 1,35 \times M_p + 1,5 \times M_q = (1.35 \times 6,69) + (1,5 \times 1,25) = 10,91$ t.m

VIII-3) Vérification de la stabilité du mur (ELU) :

– **Vérification du renversement**

On doit vérifier que :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5$$

Où :
Ms : moment stabilisant,
Mr : moment de reversement.

$M_S = (W_1 \times 2,33) + (W_2 \times 0,2) + (W_3 \times 2,33)$
$M_S = 1,935 \times 2,33 + 2 \times 0,2 + 8,272 \times 2,33 = 24,18$ t.m

$Mr = Px \times 1,93$
$Mr = 10,68$ t.m

$\frac{M_s}{M_r} = \frac{24,18}{10,68} = 2.26 > 1,5$ ⟹ Condition vérifiée.

– **Vérification de glissement :**

On doit vérifier que :

$$f_s = \frac{\sum F_{stabilisatrice}}{F_{glissantes}} \geq 1,5$$

$f_s = \frac{w_1 + w_2 + w_3}{P_x} = \frac{12,3}{5,53} = 2,22 > 1,5$ ⟹ Condition vérifiée.

VIII-4) Calcul des armatures :

$M_u = 1.35M_1 + 1.5M_2 = 111,54$ KN.m

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{111,54 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,242 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow SSA$$

$\mu = 0,242 \Rightarrow \beta = 0,859$

$$A_p = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{111,54 \times 10^3}{0,859 \times 18 \times 348} = 20,73\ cm^2$$

On opte pour 14 HA14 ; en deux nappe avec un espacement de 15cm

VIII -5) Vérification à l'ELU :

a. Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A_p}{4} = 5,39\ cm^2$$

On opte pour 7 HA10 avec e = 20 cm

b. Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17\ cm^2$$

$A_{min} = 2,17\ cm^2 < A = 20,73\ cm^2$

La condition est vérifiée.

VIII-6) Vérification à l'ELS

$M_S = M_1 + M_2 = 67,5$ KN.m

$$\mu = \frac{M_S}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{67,5 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 348} = 0,006 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow SSA$$

$\mu = 0,242 \Rightarrow \beta = 0,879$

$$A_p = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{67,5 \times 10^3}{0,879 \times 18 \times 348} = 12,26\ cm^2$$

La fissuration est préjudiciable, on doit vérifier alors :

$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = 201.63$ MPa

A_s	M_s	ρ	β_1	k_1	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	σ_s	$\overline{\sigma_s}$	Observation
12.3	37.5	0.682	0.879	26.49	1.39	15	35.9	201.63	Vérifiée

Tableau VIII-1: Vérification des contraintes à l'ELS.

VIII-7) Recommandations du RPA 99 :

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constitues de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10 %B dans les deux sens (horizontal et vertical).

$A \geq 0{,}001 \times b \times h = 0{,}001 \times 100 \times 20 = 2\ cm^2$

Les deux nappes sont reliées par 4 épingles par m^2 de HA8.

Chapitre IX

Etudes de l'infrastructure

IX-Etude de l'infrastructure :

Introduction :

Une fondation par définition est un organe de transmission des efforts provenant de la superstructure au sol. Cette transmission peut être directe, cas de fondations superficielles (semelles isolées, semelles continues, radiers) ou par des fondations profondes (puits, pieux).

IX -1) Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol
- Le tassement du sol
- Le mode constructif de la structure

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- Economie.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées, semelles filantes et un radier général. En fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

IX-2) Fondations :

IX-2-1) Semelles isolées :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\overline{\sigma}_{sol}}$$

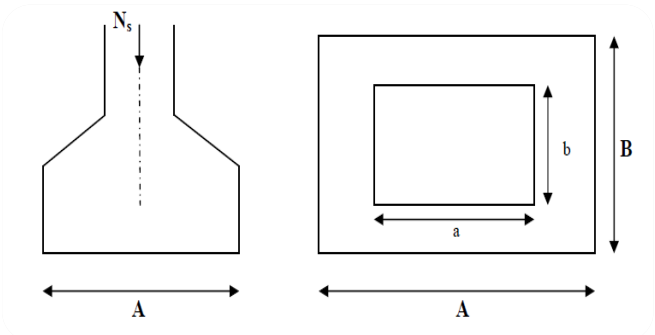


Fig. IX.1.Schéma statique de la fondation

Homothétie des dimensions : $\frac{a}{b}=\frac{A}{B}=K=1$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\overline{\sigma}_{sol}}}$$

Exemple :

$N_{ser}=1939,12\,KN$, $\overline{\sigma}_{sol}=350\,KN/m^2$ $\Rightarrow$ $B=2,35\ m$

Remarque :

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, le risque de chevauchement est inévitable, alors nous optons pour des semelles filantes.

IX-2-2) Semelles filantes :

a) Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal:

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B\ L}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol (σ_{sol} = 0,35MPa)

B : Largeur de la semelle

L : longueur de la semelle sous voile

$$\Rightarrow \quad B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}\ L}$$

➢ **Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous :**

✓ **Sens longitudinal :**

Voiles	Ns (KN)	L (m)	B (m)	S_{vl} = B x L [m²]
VL1	603 ,56	1,15	1,50	1,72
VL2	1276,31	1,48	3,43	5,08
VL3	1112,56	1,15	2,66	3,06
VL4	659,14	1,15	3,51	4,04
VL5	1286,68	1,15	2,06	2,37
VL6	580,87	1,15	3.30	3,79
VL7	1582,29	3,17	1.79	5,67
				$\sum S_{vl}$=25,73

Tableau IX-1 : Résultats de calcul d'une semelle filante sous voile sens «x-x »

✓ **Sens transversal :**

Voiles	Ns (KN)	L (m)	B (m)	S_{vt} = B x L [m²]
VT1	1656,35	3,85	2,15	8,28
VT2	1257,19	1,35	5,40	7,29
VT3	1417,87	1,35	5,12	6,91
VT4	1138,43	1,35	2,40	3,24
VT5	1374,82	1,63	3,11	5,07
VT6	1161,43	1,15	5,37	6,17
VT7	1368,37	1,35	5,01	6,76
VT8	1679,45	3,85	2,14	8,24
VT9	1659,64	3,83	2,50	9,57
				$\sum S_{vt}$= 61,53

Tableau IX-2 : Résultats de calcul d'une semelle filante sous voile sens «y-y »

La surface des semelles filantes sous voiles est : $A_{sv} = S_{vl}+S_{vt}= 87{,}26\ m^2$

b) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

- **Hypothèse de calcul :**

Une semelle rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.
Les réactions du sol sont distribuées suivants une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

- **Etape de calcul :**

1-Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$

2-Détermination de coordonnée de la résultante R : $e = \dfrac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

3-Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :

$e \le \dfrac{l}{6}$: Répartition trapézoïdale

$$q_{max} = \frac{R}{L}\left(1+\frac{6\cdot e}{L}\right)$$
$$q_{min} = \frac{R}{L}\left(1-\frac{6\cdot e}{L}\right)$$
$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L}\left(1+\frac{3\cdot e}{L}\right)$$

4- Détermination de la largeur de la semelle : $B \ge \dfrac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\overline{\sigma}_{sol}}$

5- Détermination de la hauteur de la semelle :

$\dfrac{L}{9} \le h_t \le \dfrac{L}{6}$ Avec L : distance entre nus des poteaux.

6- Calcul de l'effort tranchant le long de la semelle.

7- Calcul du moment fléchissant le long de la semelle.

8- Calcul de la semelle comme une poutre continue qui devrait résister aux efforts tranchants et aux moments fléchissant.

- Calcul la semelle dans le sens longitudinal **:**

➢ **Calcul :**

Poteaux	**N=G+Q (KN)**	**M(KN.m)**	**e_i**	**N × e_i**
1	1326.08	-4.178	-5.93	-7863.65
2	802.84	1.634	-3.37	-2705.57
3	1019.85	-3.223	0.3	305.95
4	1162.95	1.263	3.35	3895.88
5	1025.33	4.489	7.2	7382.38
∑	5337.05	1.55		∑N×ei=1014.99

Tableau IX-3 : Résultats des efforts revenant aux poteaux

$$R = \sum N_i = 5337{,}05\,KN$$

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{1014.99 - 1.55}{5337.05} = 0{,}19\ m$$

Donc l'excentricité e = 0,19 m

➢ **Distribution par (ml) de la semelle :**

$e = 0{,}19 \le \frac{18{,}55}{6} = 3{,}09$ → Répartition trapézoïdale

$$q_{max} = \frac{5337{,}05}{18{,}55}\left(1 + \frac{6 \times 0{,}19}{18{,}55}\right) = 305{,}39 \quad KN/ml$$

$$q_{min} = \frac{5337{,}05}{18{,}55}\left(1 - \frac{6 \times 0{,}19}{18{,}55}\right) = 270{,}03 \quad KN/ml$$

$$q(\frac{L}{4}) = \frac{5337{,}05}{18{,}55}\ (1 + \frac{3x0{,}19}{18{,}55}\ ) = 296{,}55 \quad KN/ml$$

- **calcul de la largeur B :**

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{296,55}{350} = 0,85 \text{ m}$$

On opte pour B = 0,9 m

La surface totale des semelles filantes sous poteaux est :

$S_p = 0,70x18,55 \times 5 = 64,92 \text{ m}^2$.

La surface totale des semelles filantes sous voiles est : $S_v = 87,26 \text{ m}^2$

La surface totale des semelles filantes : $S_s = S_P + S_v = 152,18 \text{ m}^2$

La surface totale de bâtiment est : $S_{bat} = 354,69 \text{ m}^2$

Remarque: La surface totale des semelles représente 42,9 ٪de la surface du bâtiment.

Conclusion:

La surface totale des semelles filantes est inferieure à 50% de la surface du sol d'assise, donc on opte pour des semelles filantes.

- **La hauteur de la semelle :**

$$h_s \geq \frac{B-b}{4} + 5cm = \frac{90-45}{4} + 5 = 16,25\ cm$$

On prend **:** $h_s = 20cm$

B : Largeur de la semelle

b : largeur du poteau dans le sens de B

Dimensions adoptés :

L = 18,57m, B = 90cm, h_s = 20cm, c = c'= 5cm, d=15cm

- **Vérification de la contrainte réelle du sol** :

$$\sigma_{sr} = \frac{q(3/4)}{B} = \frac{305,39}{900} = 0,339 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{sr} = 0,339$ Mpa < $\bar{\sigma}_{sol} = 0,350$ Mpa → Condition vérifiée.

IX-2-3) calcul de la poutre de rigidité :

a) Dimensionnement de la poutre de rigidité :

- La hauteur :

$\frac{L_i}{9} \leq h_p \leq \frac{L_i}{6}$

$50 \leq h_p \leq 80$

On prend **:** $h_p = 80$ cm

- La largeur :

$\frac{1}{3}h_p \leq b_p \leq \frac{12}{3}h_p \rightarrow \frac{1}{3} \times 80 \leq b_p \leq \frac{2}{3} \times 80$

$26{,}7 \leq b_p \leq 53{,}33$

On prend : $b_p = 50$ cm

➢ **Le ferraillage (ELU) :**

- Semelle **:** dans le sens longitudinal de la semelle continue, en dehors de la largeur de la poutre de rigidité, on place des armatures de montages.
- Dans le sens transversal, le calcul des armatures se fait par la méthode des bielles.

b) Ferraillage de la poutre de rigidité :

Le schéma statique de la poutre de rigidité est équivalent à une poutre continue sur plusieurs appuis.

Le calcul des moments le long de la poutre se fera par les méthodes classiques de calcul en béton armé (méthode forfaitaire, ou méthodes des trois moments).

Remarque :

Dans notre cas la méthode forfaitaire est applicable.

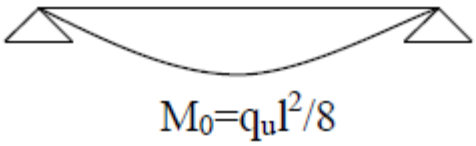
➢ **Application de la méthode forfaitaire :**

- **Calcul de moment isostatique :**

$M_0^1 = \frac{ql^2}{8} = \frac{296{,}55 \times 2{,}56^2}{8} = 242{,}93 \text{ KN.m}$

$M_0^2 = \frac{ql^2}{8} = \frac{296{,}55 \times 3{,}67^2}{8} = 499{,}27 \text{ KN.m}$

$M_0^3 = \frac{ql^2}{8} = \frac{296{,}55 \times 3{,}05^2}{8} = 344{,}83 \text{ KN.m}$



$M_0 = q_u l^2/8$

$$M_0^4 = \frac{ql^2}{8} = \frac{296{,}55 \times 3{,}85^2}{8} = 549{,}45 \text{ KN.m}$$

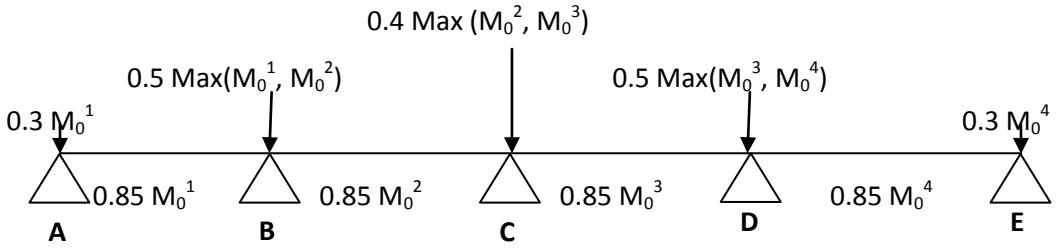


Fig IX-2: Correction des moments sur appuis et en travées

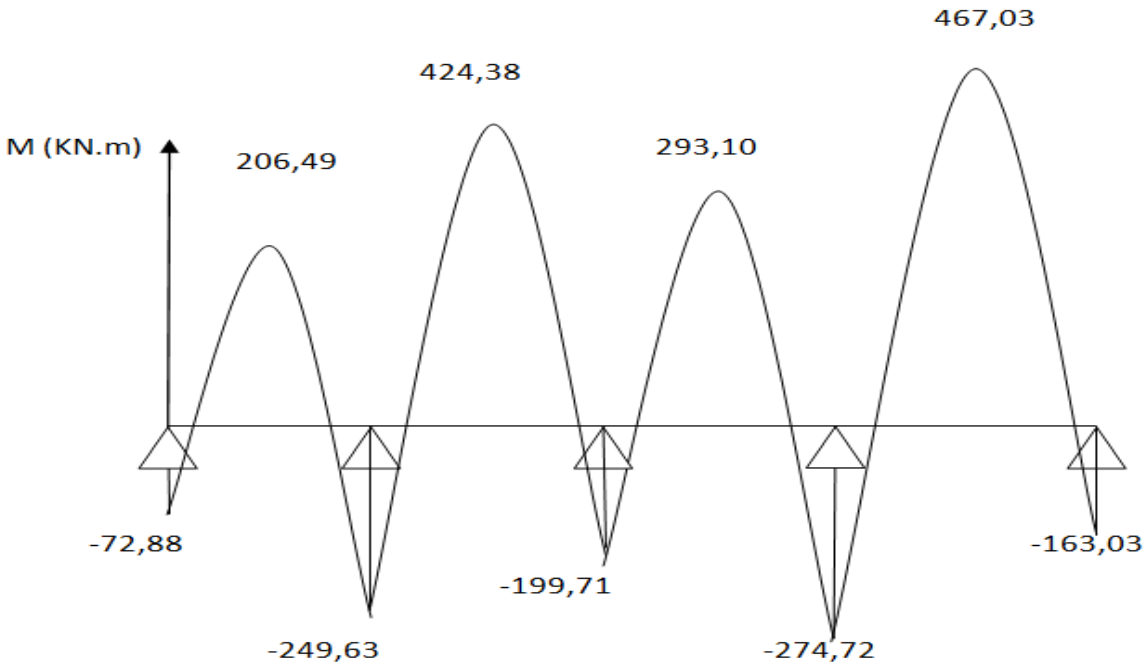


Fig IX-3: Diagramme des moments fléchissant

➢ **Calcul du ferraillage :**

Le résumé de calcul sera donné dans les tableaux suivant :

$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$; avec : f_{t28}=2,1Mpa ; f_e=400Mpa ;b=50cm ;d=75cm

Aux appuis :

Appuis	M_a (KN.m)	μ	β	A_U (cm^2)	A_{min}(cm^2)	OBS	$A_{adopté}$ (cm^2)
A	72,88	0,018	0,990	2,82	4,53	$A_U < A_{min}$	4HA14
B	249,63	0,062	0,968	9,88	4,53	$A_U > A_{min}$	4HA14
C	199,71	0,050	0,974	7,85	4,53	$A_U > A_{min}$	4HA14+4HA12
D	274,72	0,069	0,964	10,92	4,53	$A_U > A_{min}$	4HA14+4HA12
E	163,03	0,079	0,979	6,38	4,53	$A_U > A_{min}$	4HA14+4HA12

Tableau IX-4: ferraillage de la poutre de rigidité aux appuis.

En travées :

Travée	M_a (KN.m)	μ	β	A_U (cm^2)	A_{min}(cm^2)	OBS	$A_{adopté}$ (cm^2)
A-B	206,49	0,051	0,974	8,12	2,89	$A_U > A_{min}$	4HA14+4HA12
B-C	424,38	0,106	0,944	17,22	2,89	$A_U > A_{min}$	4HA14+4HA20
C-D	293,10	0,073	0,962	11,67	2,89	$A_U > A_{min}$	4HA14+4HA16
D-E	467,03	0,117	0,938	19,08	2,89	$A_U > A_{min}$	4HA14+4HA20

Tableau IX-5: ferraillage de la poutre de rigidité en travées.

c) Vérifications a ELS :

➢ **Vérification des contraintes à l'ELS** :

- Dans le béton :

On doit vérifier que

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 15Mpa$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma s}{K_1}$; $\rho_1 = \frac{100.A_s}{b.d}$ → On tire du tableau β et K_1

- Dans l'acier :

$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1.d.A_s}$ $\qquad$ $A_s = \frac{M_s}{\beta_1.d.\sigma_s}$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e, \max\left(240,110\sqrt{n, f_{t28}}\right)\right] = 240\text{Mpa}$$

Les résultats des vérifications sont donnés dans le tableau ci après :

Appuis	M_a (KN.m)	ρ_1	K_1	β	σ_{st}	σ_{bc}	Observation
A	18,09	0,042	20,27	0,858	96.52	4,76	Vérifiée
B	61,97	0,158	15,83	0,839	198.34	12.52	Vérifiée
C	49,58	0,125	10,33	0,803	120,13	12,01	Vérifiée
D	68,20	0,176	15,31	0,835	201,62	13.01	Vérifiée
E	40,92	0,102	11,49	0,811	110.84	9,65	Vérifiée

Tableau IX-6: Vérification des contraintes aux appuis à l'ELS.

travées	M_a (KN.m)	ρ_1	K_1	β	σ_{st}	σ_{bc}	Obervation
A-B	51,26	0,129	9,69	0,797	122,14	12,60	Vérifiée
B-C	105,35	0,274	16,26	0,840	225,22	13,85	Vérifiée
C-D	72,76	0,188	16,16	0,839	211,43	13,11	Vérifiée
D-E	115,94	0,303	16,93	0,843	237,86	14,04	Vérifiée

Tableau IX-7: Vérification des contraintes en travées à l'ELS.

- **Vérification au cisaillement** :

$\tau = \frac{V}{bd} \leq \min\{0,15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 4\text{MPa}\} = \min\{2,5\ ; 4\text{Mpa}\} = 2,5\ \text{MPa}$

$V = \frac{qL}{2} = \frac{296,55\times3,85}{2} = 570,86\ \text{KN}$

$\tau = \frac{570,86\times10^3}{500\times750} = 1,52 < 2,5\ \text{Mpa}$ → condition vérifié

- **Calcul d'armatures transversal** :

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{80}{35}, 1{,}6, \frac{50}{10}\right)$$

On prend **Φ_t =8 mm**

On adopte 2 cadres de Φ8 → A_t=2,01 cm^2

- **Calcul des espacements (BAEL)** :

$$S_{t\,max} \leq \min(0{,}9d\,;\,40cm)$$

$$S_{t\,max} \leq \min(67{,}5\,;\,40cm) = \mathbf{67\,,5\ cm}$$

$$S_{t\,max} \leq \frac{0{,}9\times f_e \times At}{b\times\gamma_s\times(\tau-0{,}3\times f_{t28})} = \frac{0{,}9\times 400\times 2{,}01}{50\times 1{,}15\times(1{,}52-0{,}3\times 2{,}1)} = \mathbf{34{,}01\ cm}$$

$$S_{t\,max} \leq \frac{At\times f_e}{0{,}4\times b} = \frac{2{,}01\times 400\times 100}{0{,}4\times 500} = \mathbf{3{,}22\ mm = 32{,}2\ cm}$$

- **Exigences du RPA pour les aciers transversaux :(Art 7.5.2.2/RPA2003):**
  - **Zone nodale :**

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\varphi\right) = \min(20cm\,;\ 14{,}4cm) = \mathbf{14{,}4cm}$$

On prend : **St= 10 cm.**

$S_t \leq \min(10\,Ø_l^{min}, 15\ cm) < (12\ cm, 15\ cm)$ → Condition vérifiée

  - **Zone courante:**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 32{,}5\,cm.$$

On prend: **St = 15cm**

$S_t \leq 15Ø_l^{min} = 18$ cm → Condition vérifiée

$$At \geq 0{,}003 \times St \times b$$

$At = 2{,}01\ cm^2 > 1{,}8\ cm^2$ → Condition vérifié

- **Longueur de recouvrement:**

La longueur minimale de recouvrement est Ls = 40 Φ_l

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures doit être effectué avec des crochets de 90°

- **Armatures dans le sens B (largeur de la semelle) :**

Dans le sens B, le calcul des armatures se fait par la méthode des bielles :

$A_B = \frac{N_U \times (B-b)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$ A_B: donnée par mètre linéaire (cm^2/ml)

$N_U = \sigma_{\frac{3}{4}} \times B \times 100$, $d \geq (B \times b)/4 \rightarrow d = 101{,}25$ cm

$$A_B = \frac{296{,}55 \times 10^3 (900-450)}{8 \times 101{,}25 \times 348 \times 10^2} = 1{,}6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend : 4T10 = 3,14 cm^2/ml

- **Armatures de répartitions :**

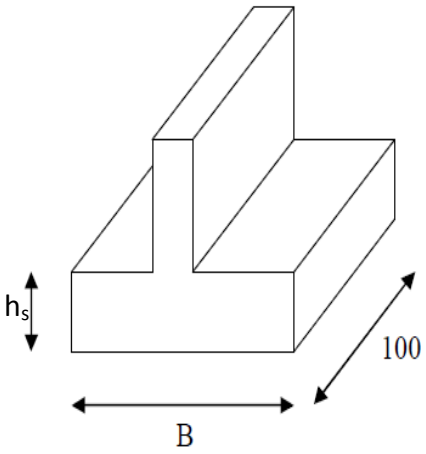
$A_r = \frac{A_B}{4} \times B = \frac{3{,}14}{4} \times 0{,}9 = 0{,}71\ cm^2$

On prend : 4T8 = 2,01cm^2/ml.

IX-3) Semelle sous mur de refond V_t :

➢ **Dimensionnement : (ELS)**

N_{ser}= 1679,45 KN ; L = 3,85 m ; $\overline{\sigma}_{sol}$ = 0,35 MPa.



- La largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{N_{er}}{\sigma_{sol} L} = \frac{1679{,}45}{350 \times 3{,}85} = 1{,}24m$$

On prend **:** B = 1,4m

- La hauteur de la semelle :

$h_s \geq \frac{B-b}{4} + 5cm = \frac{140-20}{4} + 5 = 35\ cm$

On prend **:** h = 35 cm

➢ **Vérification de la contrainte de sol :**

$\sigma_{sol} = \frac{N_{ser} + G_{ser}}{B \times L}$

D'où: G_{ser} = 25 x 0,35 x 2 x 2,5 = 43,75 KN

$$\sigma_{sol} = \frac{1679,45+43,75}{1,4\times3,85} = 281,13\ \text{KN/m}^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 350\ \text{KN/m}^2 \rightarrow \text{CV}$$

- **Calcul des armatures:**

N_u= 1679,45 KN ; d = h_s- 0,05 = 30 cm

$$A_B = \frac{N_U \times (B-b)}{8\times d\times \sigma_{st}} = \frac{1679,45\times10^3(1400-200)}{8\times300\times348\times10^2} = 24,13\ cm^2$$

Soit : 8HA20 = 25,12 cm² avec s_t = 10 cm

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{25,12}{4} = 6,28\ \text{cm}^2$$

Soit : 5HA14= 7,7 cm^2/ml , s_t = 20 cm

- **Ancrage des barres :**

Toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et comportent des crochets.
Pour l'acier HA f_e E400 $l_s = 40\Phi_l$ = 80cm.

- **Calcul de la longueur d'ancrage :**

$$\tau_{su} = 0,6\Psi^2{}_s f_{t28} = 2,835\ MPa$$

τ_{su} : Contrainte d'adhérence pour l'ancrage.

Ψ : Coefficient de scellement (BAEL).

Ψ = 1 Pour les aciers lisses.

Ψ = 1,5 Pour les aciers de haute adhérence.

- **Longueur de scellement droit :**

$$L_s = \frac{f_e}{4\tau_{su}}\Phi = \frac{1,4\times400}{4\times2,835} = 49,38cm$$

Pour f_e E400, acier HA, $L_s = 40\Phi_l$ = 56*cm*.

On opte pour des crochets a 45° avec L_s' = 0,4Ls

L_s' = 0,4×56 = 22,40cm

L_s' = 25cm

IX-4) Calcul des longrines:

Les longrines ont pour rôle de rigidifier l'infrastructure et empêcher les semelles de se déplacer ; elles seront calculées pour résister à la traction sous l'effet d'une force égale à :

F =N/α ≥ 20KN.

N : valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie du site considéré.

- **Dimensionnement des longrines :**

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines, toujours selon le RPA,(25×30) cm² pour les sites S2 et S3 .

- **Ferraillage des longrines :**

La catégorie du site est : S2 → α = 12 (RPA 2003)

F= 1326,08/12 = 110,51 > 20KN

$A_s = \frac{110,51\times10^3}{348\times10^2} = 3,17\ cm^2$

Amin = 0,6%bh = 0,006×25×30 = 4,5cm²

Soit 4HA12 : As = 4,52 cm²

- **Armatures transversales :**

Φ = min{h/35 ; Φ_l ; b/10}

On prend Φ = 8mm

Soit un cadre T8 → At = 1,01cm²

L'espacement des cadres doit être : e ≤ min {20cm ; 15Φt} ={20cm ; 12} =12 cm

Soit : e = 10cm

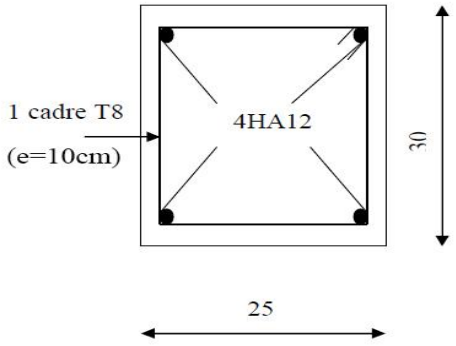


Fig. IX-4: Ferraillage des longrines

Conclusion générale

L’étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de mettre en application les acquis théoriques assimilés tout au long de notre cursus et d’affiner nos connaissances afin de nous préparer pour affronter mieux le domaine professionnel.

A travers cette étude, nous avons exploré les différents éléments constituants un bâtiment et les différentes étapes du calcul de chacun de ces éléments. Ajouter à cela, nous avons exploré les différents règlements régissant la construction en vigueur dans notre pays et leurs applications.

En effet, les difficultés rencontrées au cours de cette étude nous ont conduits à se documenter et à étudier des méthodes que nous n’avons pas eu l’occasion d’étudier durant notre cursus, cela nous a permis d’approfondir davantage nos acquis en Génie Civil et de les mettre en pratique.

Nous avons aussi pris conscience de l’évolution considérable du Génie Civil dans tous les domaines, en particulier dans le domaine de l’informatique (logiciels de calculs), comme le logiciel ETABS que nous avons appris à utiliser durant la réalisation de ce projet et qui nous a permis de mieux comprendre, interpréter et même d’observer le comportement de la structure en phase de vibration et un gain de temps considérable.

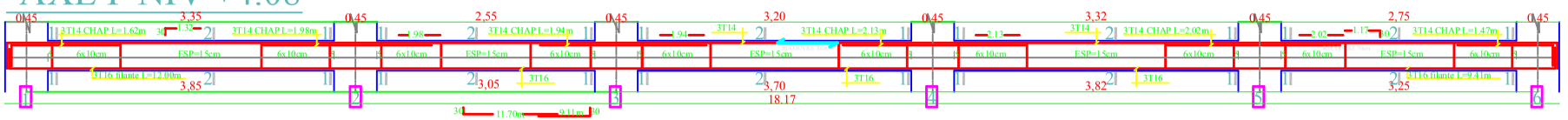
En fin, nous souhaitons que ce modeste travail soit un support et un apport pour les promotions à venir.

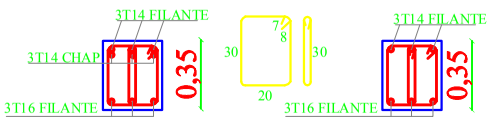
BIBLIOGRAPHIE

- Règle BAEL91.
- Règle parasismique Algérien (RPA99)/version 2003
- Documents techniques réglementaires DTR B.C.2.2
- Règles de conception et de calcul des structure en béton armé C.B.A 93
- Formulaire du béton armé. (VICTOR DAVIDOVICI)
- Calcul dynamique des structures en zone sismique.(A .CAPRA ET V.DAVIDOVICI)
- Calcul des ouvrages en béton armé.(M.BELAZOUGHI)
- Le béton armé aux états limites. (M.BELAZOUGHI)
- Ossature du bâtiment. (ANDRE COIN)
- Cour du béton armé.
- Manuel **'ETABS'**

FERRAILLAGE DE LA POUTRE PRINCIPALE

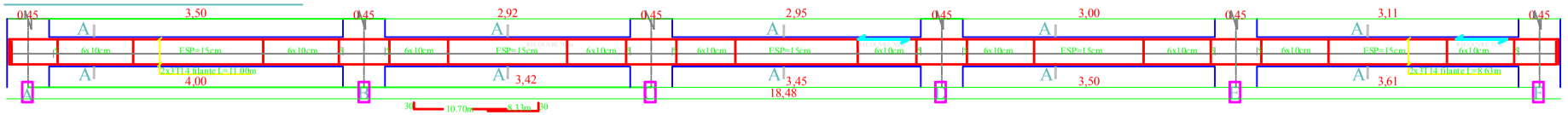
-AXE F NIV +4.08

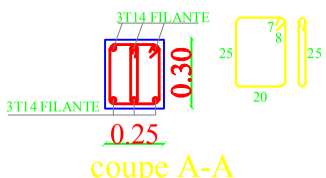




FERRAILLAGE DE LA POUTRE SECONDAIRE

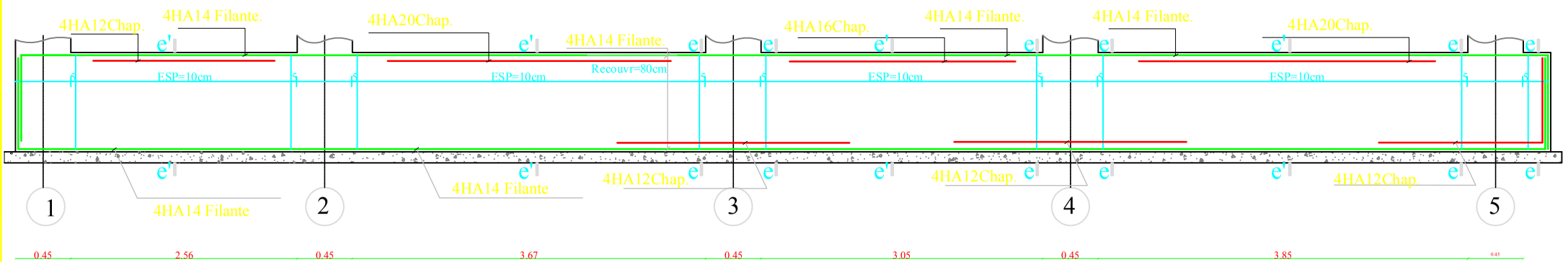
-AXE 5: NIV +4.08



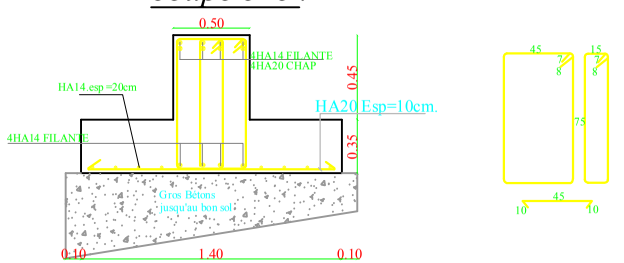


FERRAILLAGE DE LA POUTRE DE RIGIDITE

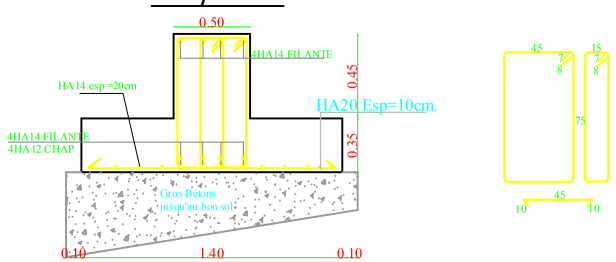
AXE B: *Niv ±0.00*



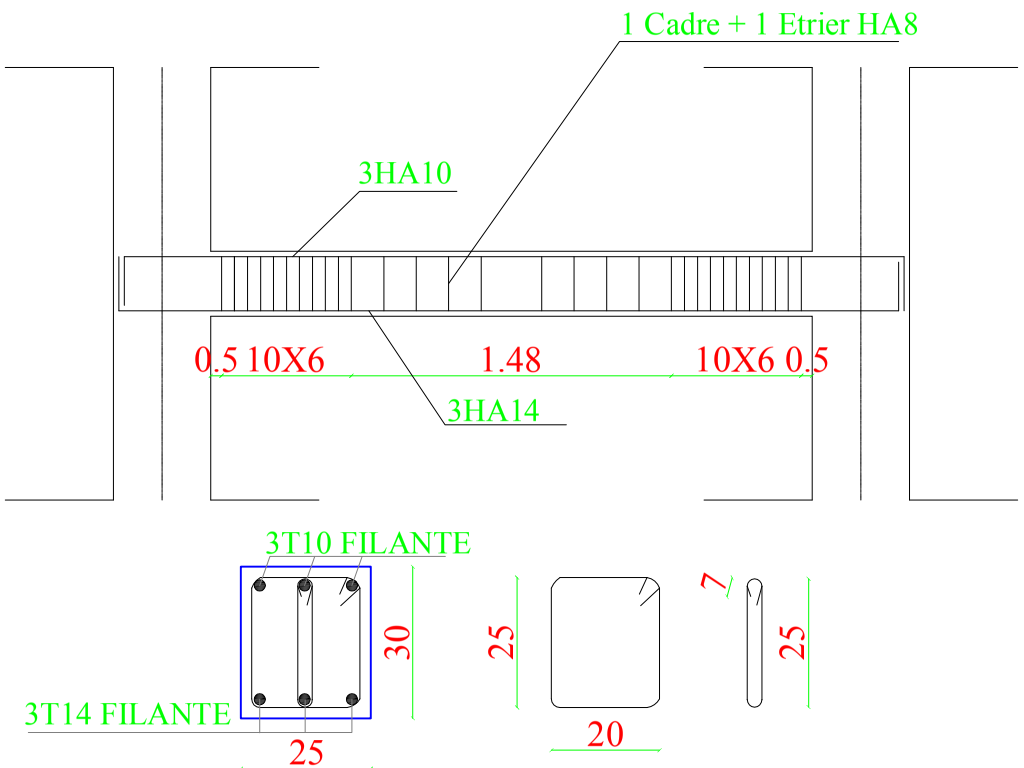
coupe e'-e':

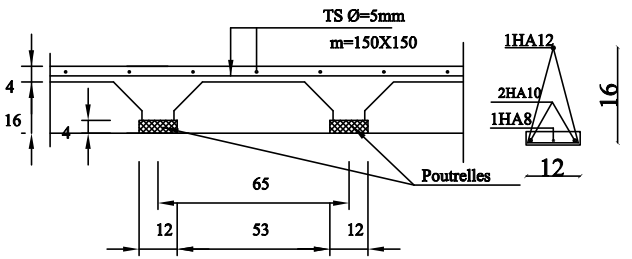


coupe e-e:

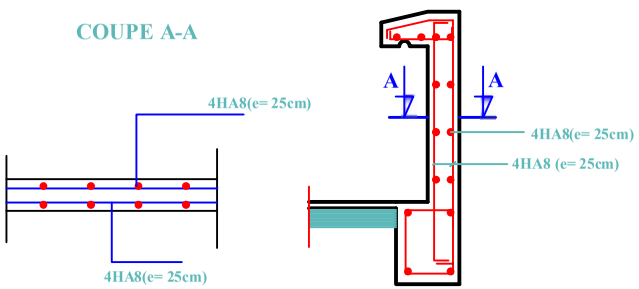


coffrage et ferraillage de la poutre palière

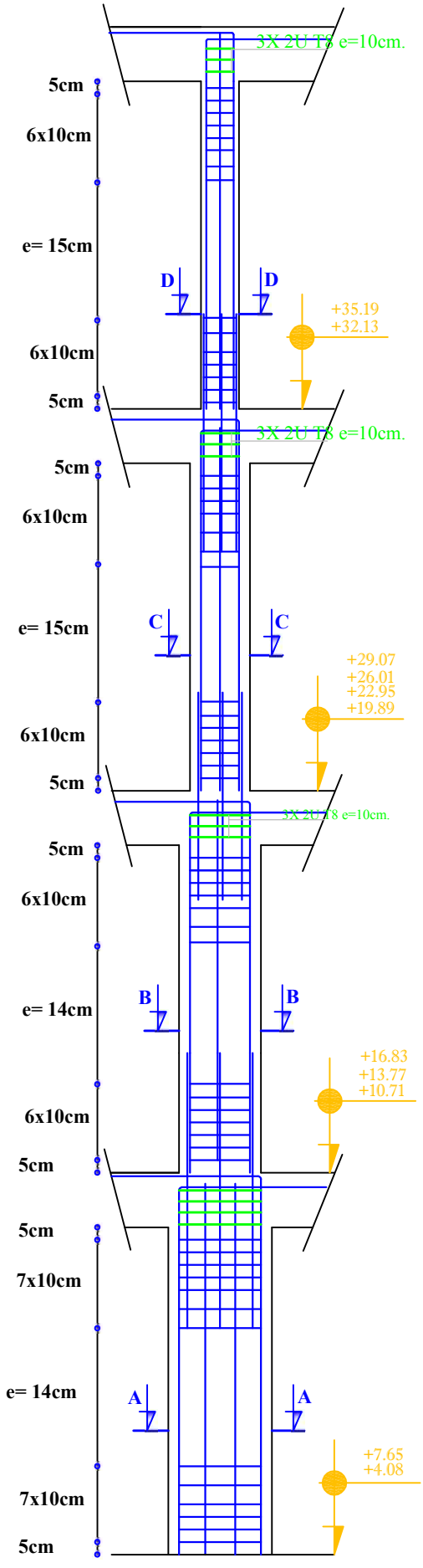




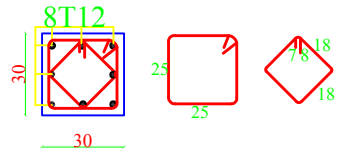
Detail Poutrelles -Hourdis



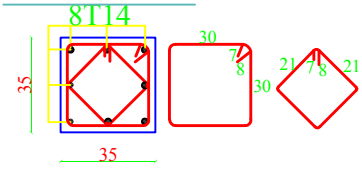
coffrage et ferraillage de l'acrotère



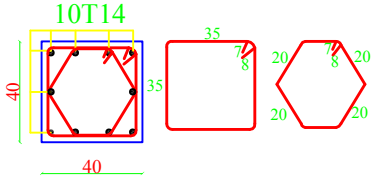
COUPE D-D



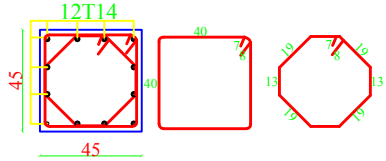
COUPE C-C



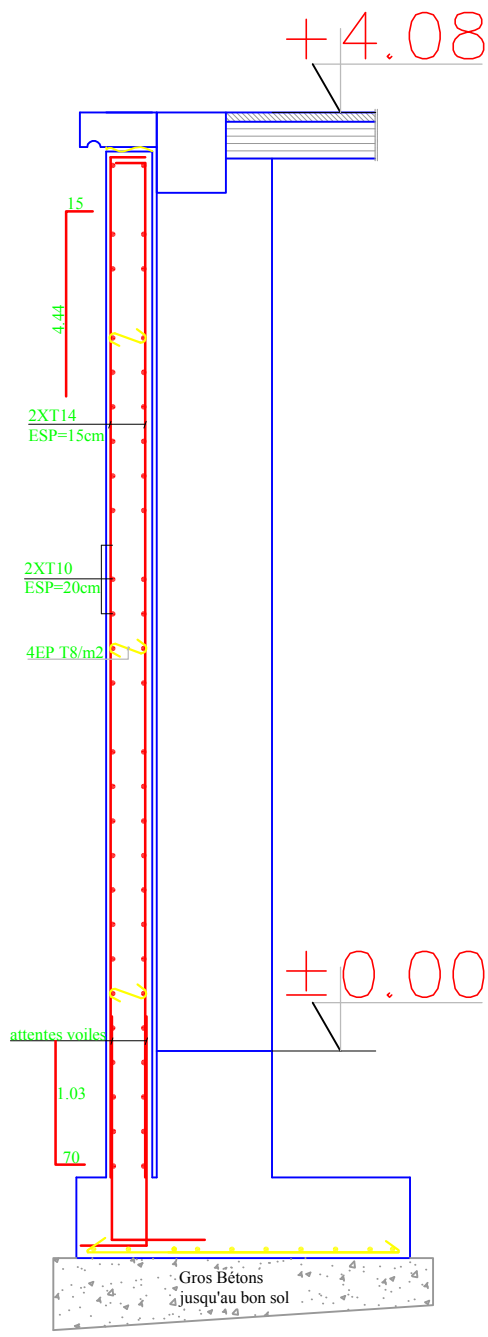
COUPE B-B



COUPE A-A

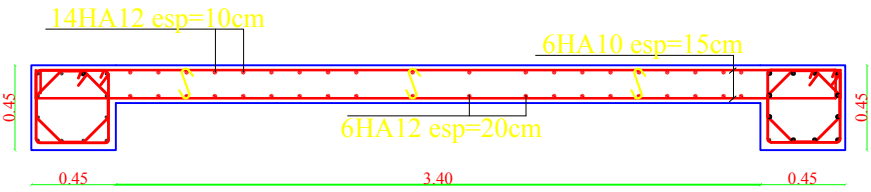


Coffrage et ferraillage d'un poteau central

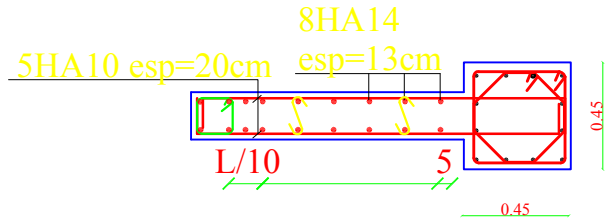


COFFRAGE ET FERRAILLAGE DU MUR DE SOUTENEMENT

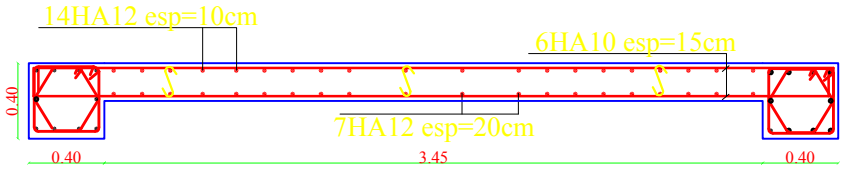
niv ±0.00 jusqu'au+7.65



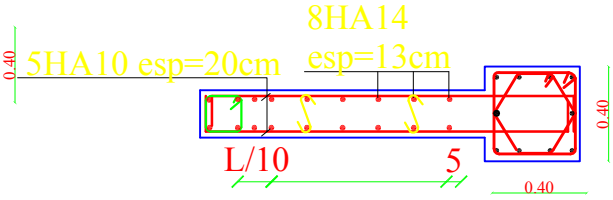
niv ±0.00 jusqu'au+7.65



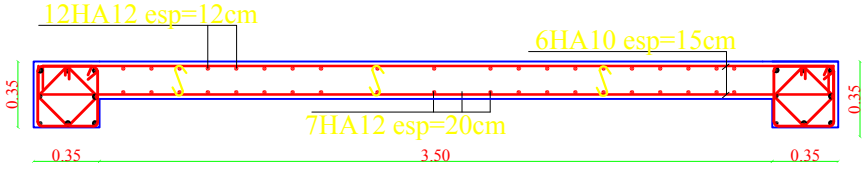
niv +7.65 jusqu'au+16.83



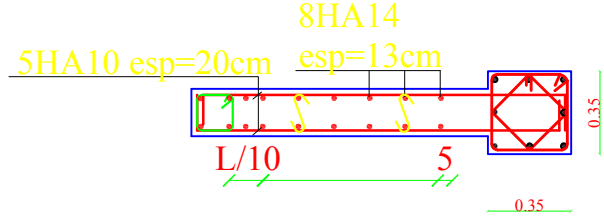
niv +7.65 jusqu'au+16.83



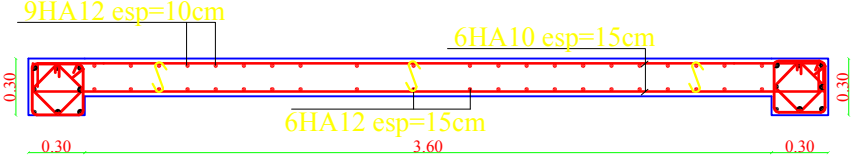
niv +16.83 jusqu'au+29.07



niv +16.83 jusqu'au+29.07

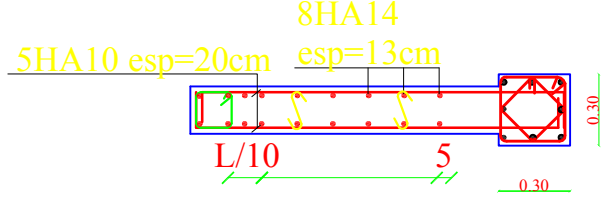


niv 29.07 jusqu'au+35.19



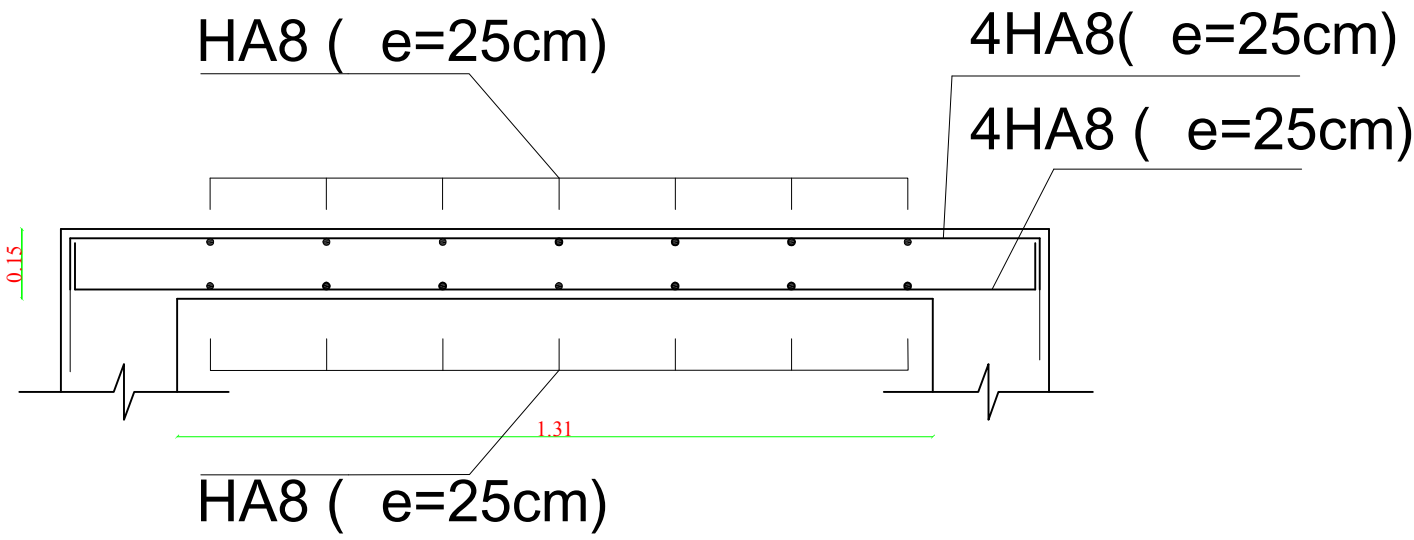
ferraillage d'un voile plein

niv 29.07 jusqu'au+35.19

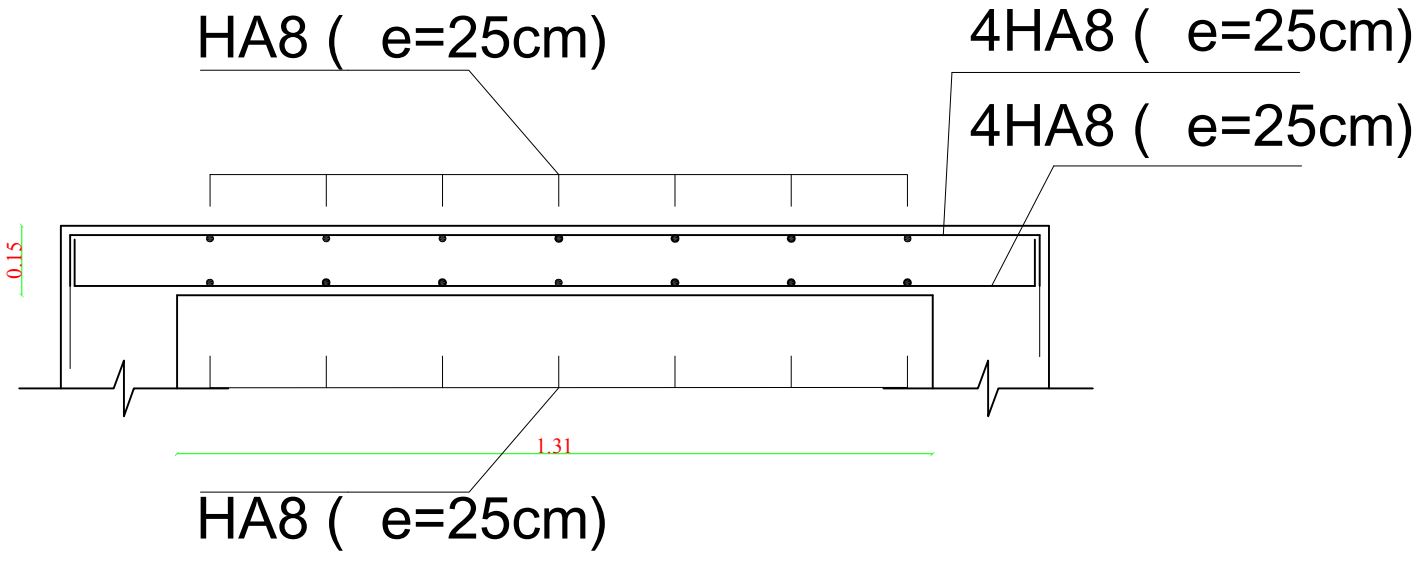


ferraillage d'un bout de voile

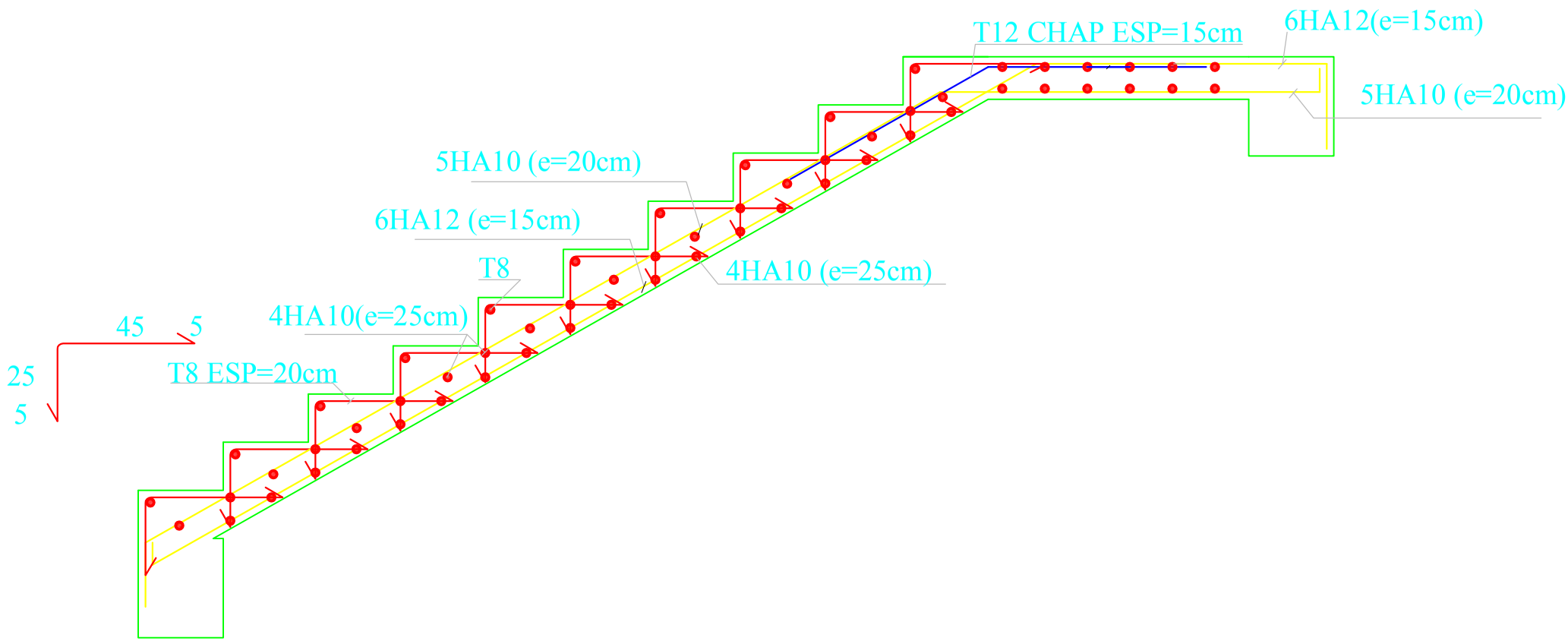
Plan ferraillage de la salle machine



sens x-x



sens y-y



COFFRAGE & FERRAILLAGE DE LA VOLEE V1