

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



mémoire de fin d'étude

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

thème

Etude d'un bâtiment (R+8+2 sous-sol) à usage
d'habitation et commercial à ossature mixte



Etudié par : Mr YACOUB Arezki

Dirigé par : Mme BOUZEBoudja

: Mr TALBI Mohamed Amine

2015/2016

Remerciements

Nous tenons à témoigner notre reconnaissance à DIEU tout puissant, qui nous a aidé et béni par sa volonté durant toute cette période.

Nous tenons à exprimer nos vifs remerciements accompagnés de toute notre gratitude tout d'abord à notre promotrice M^{me} BOUZBOUDJA, pour avoir accepté de nous encadrer, dirigé et orienté durant toute la durée de ce projet ainsi que pour la marque de confiance qu'il nous a manifestée et ses précieux conseils furent d'un apport considérable.

A tous les enseignants de l'UMMTO, qui ont contribué à notre formation.

Nos plus vifs remerciements vont aussi aux membres du jury pour avoir accepté d'honorer par leur jugement notre travail.

Nos sincères sentiments vont à tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce projet. En particulier nos chères familles et nos amis (es).

Dédicace

*Avant tout je remercie le Dieu le tout puissant de m'avoir
donné le courage et la volonté pour réaliser ce modeste travail ; que
je*

Dédie :

À ceux que j'aime jusqu'à la frontière de l'imagination :

*Ma mère et mon père ; sans eux je n'aurai pas aboutie à ce stade
d'étude*

que Dieu m'aide à les honorer, les servir et les combler.

À ceux que j'aime et que j'adore :

Mon frère MOROUANE

Ma sœur FERIEL

Mon binôme REZKI et sa famille.

Mes cousins et mes cousines.

Mes oncles et leurs femmes.

Toutes les personnes qui m'ont soutenues et crus en moi lors de mon

parcourt et à tout ceux qui m'ont aidé de près ou de loin,

Tout mes adorables amis (es) sans exception, je cite

Athmane, Sofiene, Salim, Redouan, Ferial, Amel

AMINE

Dédicace

Avant tout je remercie le Dieu le tout puissant de m'avoir donné le courage et la volonté pour réaliser ce modeste travail ; que je dédie :

*À ceux que j'aime jusqu'à la frontière de l'imagination :
Ma mère et mon père ; sans eux je n'aurai pas aboutie à ce stade d'étude que Dieu m'aide à les honorer, les servir et les combler.*

À ceux que j'aime et que j'adore :

Ma gronde mère.

Mes frères : Amar, Mokhtar, Mohamed et Boualem.

Mes sœurs Célia et Lilia et son mari

Mon binôme amine et sa famille.

Mes cousins et mes cousines.

Mes oncles et leurs femmes.

Toutes les personnes qui m'ont soutenues et crus en moi lors de mon parcours et à tout ceux qui m'ont aidé de près ou de loin, Tout mes adorables amis (es) sans exception, je cite Amel et Feriel.

À toute la promotion 2015/2016.

Arezki

sommaire

◆ INTRODUCTION GÉNÉRALE

◆ CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTÉRISTIQUES DES MATERIAUX

I.1. Description de l'ouvrage.....	01
I.2. Caractéristiques géométriques.....	01
I.3. Structure de bâtiment.....	02
I.4. Caractéristiques des matériaux.....	05

◆ CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE

II.1. Pré dimensionnement des planchers.....	15
II.2. Pré dimensionnement des poutres.....	17
II.3. Pré dimensionnement des voiles.....	20
II.4. Pré dimensionnement des poteaux.....	24

◆ CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS

III.1. L'acrotère.....	36
III.2. Les planchers.....	42
III.3. Les balcons	59

III.4.Poutre de chainage	66
III.5. Les escaliers.....	75
III.6.Poutre palier	92
III.7. La salle machine.....	101

◆ **CHAPITRE IV : PRÉSENTATION DU LOGICIEL ETABS**

IV.1. Description du logiciel ETABS.....	110
IV.2.Les étapes de modélisation.....	110

◆ **CHAPITRE V : VÉRIFICATION DES CONDITIONS DU RPA**

V.1.Choix de la méthode de calcul.	128
V.2.Conditions d'application de la méthode statique équivalente.	128
V.3. Vérification vis à vis des exigences de RPA.	130
V.3.1 L'effort tranchant à la base.	130
V.3.2 Déplacement relatif.....	131
V.3.3 Déplacement maximale	132
V.3.4 Vérification de l'excentricité.....	135
V.3.5justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	137

◆ **CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES POTEAUX**

VI.1.Ferraillage des poteaux	139
------------------------------------	-----

◆ **CHAPITRE VII : FERRAILLAGE DES POUTRES**

VI.2.Ferraillage des poutres	154
------------------------------------	-----

◆ **CHAPITRE VIII : FERRAILLAGE DES VOILES**

VI.3.Ferraillage des voiles 175

◆ **CHAPITRE IX : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

VIII.1.type de fondation.186
VIII.2. Choix du type de fondations.186
VIII.2. Pré dimensionnement du radier.189.
VIII.3. Calcul des sollicitations et vérification de la stabilité du radier.191
VIII.4. Vérification à la contrainte de cisaillement.192
VIII.5.Ferraillage du radier.195

◆ **CHAPITRE X : ETUDE DU VOILE PLAQUE**

VII.1. Pré dimensionnement209
VII.2.Détermination des sollicitations.....209
VII.3.Ferraillages du mur plaques210
VII.4.Recommandation du RPA213
VII.5.Vérification214

CONCLUSION GÉNÉRALE

BIBLIOGRAPHIE

introduction générale

Le Génie Civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. Les ingénieurs en génie civils s'occupent de la conception, et le suivi d'exécution et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions généralement criardes.

Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique d'où l'impérieuse nécessité de se doter de techniques et mesures parasismiques actualisées pour faire face aux dangers que représente la haute sismicité des sol sur le tissu urbain en pleine expansion.

Pour cela l'élaboration d'un ouvrage doit comporter deux aspects principaux :

- La prévention de l'ampleur des dommages qui peuvent être causés par des manifestations sismiques sur le site.*
- La destination de l'ouvrage.*

L'ingénieur en sa qualité de cheville ouvrière dans ce domaine ainsi que sa responsabilité dans la sécurité publique et la préservation du potentiel économique, doit prendre conscience de l'importance des risques et mettre en application les dispositions et les règlements en vigueur afin d'éviter ou minimiser les dégâts.

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment R+8+2S-SOL à contreventement mixte, en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS V 9.6. ainsi le ferrailage des éléments structuraux est calculé

I-introduction :

Notre projet consiste à étudier une structure d'un bâtiment en R+8+2 sous-sol à usage multiple (habitation et commercial), contreventée par des voiles et portiques.

L'ouvrage est d'une importance moyenne (groupe d'usage 2), implanté au chef lieu de la willaya du Tizi-Ouzou (nouvelle ville), classée de moyenne sismicité (zone IIa) selon le RPA99/ version2003. La contrainte admissible du sol évaluée par le laboratoire de géotechnique spécialisé est : $\sigma = 2$ bars.

I-1-DESCRIPTION ET PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Notre projet de fin d'études, porte sur le calcul des différents éléments résistants d'un bâtiment (R + 8 +2 sous-sols) à usage multiple, à ossature mixte, ce bâtiment est classé comme ouvrage de moyenne importance (**groupe d'usage 2**) composé :

- ✓ Deux sous-sols (garage)
- ✓ D'un RDC à usage commercial
- ✓ De huit (8) étages a usage d'habitation avec trois(3) appartements pour chacun d'eux
- ✓ D'une (1) cage d'escalier
- ✓ D'une (1) cage d'ascenseur

Cette région est classée selon l'**ADDENDA** aux règles parasismiques algériennes (RPA99) version2003, comme une zone **IIa**.

I-2- caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

❖ **En plan**

- Longueur total du bâtiment.....19 m
- Largeur total du bâtiment.....17 m

❖ **En élévation**

- Hauteur totale du bâtiment.....34, 32m
- Hauteur du sous-sol N° 1 :.....2,88m
- Hauteur du sous-sol N°22,88m
- Hauteur du rez-de-chaussée4,08m
- Hauteur d'étage courant :.....3, 06m

I-3- Eléments constitutifs de l'ouvrage

I-3-1 Ossature :

Le contreventement de l'ouvrage est assuré par deux types :

- Contreventement par portique : C'est une ossature constitué uniquement de portique (poutre et poteaux), capable de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales
- Contreventement par voiles : composé par des éléments de verticaux (voiles) en béton armé, disposés dans les deux sens ; ils assurent la stabilité sous l'action des charges horizontales et reprennent les charges verticales et les transmettent aux fondations

I-3-2 Planchers :

Le plancher est un élément de structure horizontale qui sépare deux niveaux et a pour fonction de :

- Résister : les planchers sont supposés être infiniment rigide dans le plan horizontal, ils doivent supporter leur poids propre et les charges du niveau et de transmettre ces charges aux poutres qui les transmettent à leur tour aux poteaux puis aux fondations
- Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux
- Assurer l'étanchéité à l'eau et à l'humidité
- Protéger contre les incendies

Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux dans notre bâtiment nous avons un seul type de plancher : plancher en corps creux qui est porté par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux)

I-3-3 Balcons :

Ce sont des aires consolidés au niveau de chaque plancher.

Les balcons seront réalisés en corps creux et en dalle pleine.

I-3-4- escaliers :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux, de caractéristiques géométriques suivantes :

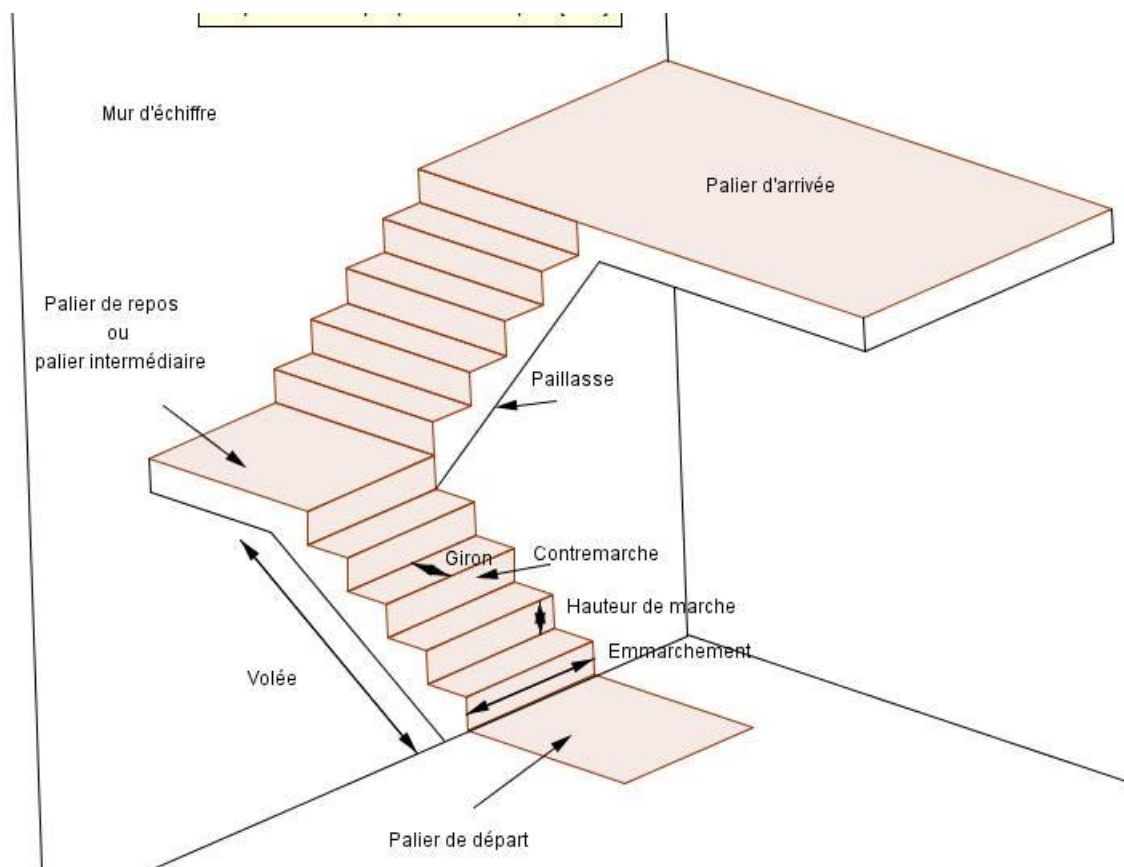


Fig- I-1 : principaux terme relatifs à un escalier

L : longueur des marches

g : largeur des marches

h : hauteur des marches

Palier de départ

Palier de repos

Palier d'arrivée

Et d'une volée qui n'est autre qu'une suite interrompue de marches, elle peut contenir 18 à 20 marches au plus.

I-3-5-cage d'ascenseur :

Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseur qui sera réalisée en voiles, coulée sur place

I-3-6- Remplissage (maçonnerie)

- Murs extérieurs : constitués d'une double cloison de 25 cm, en brique creuse de 10 cm, séparés d'une lame d'air de 5 cm d'épaisseur

- Murs intérieure : réalisés en simple cloison de brique creuse de 10 cm

I-3-7- La terrasse :

- La terrasse du bâtiment est inaccessible

I-3-8- Revêtement :

- Enduit de ciment pour murs et façades et salles d'eaux
- Plâtre pour cloisons et plafonds
- Céramique pour les salles d'eaux et cuisine
- Carrelage pour les planchers et escalier

I-3-9- Acrotère :

La toiture terrasse sera entourée d'un acrotère de 0,7m de hauteur et d'épaisseur de 10 cm

I-3-10- Fondation :

a) Définition :

On appelle fondation la partie d'un ouvrage reposant sur terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage

b) Fonction des fondations

Reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans des bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage

c) Différents types de fondation

Les fondations superficielles :

Lorsque les couches de terrain capables de reprendre l'ouvrage sont à faible profondeur :

Semelles isolés sous poteaux, semelles filantes sous mur, radier

Les fondations profondes :

Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur : pieux, puits

d) Facteurs de choix de types de fondation

La nature de l'ouvrage à fonder : pont, usage du bâtiment,...

La nature de terrain : connaissance du terrain par sondage et définition de ces caractéristiques géotechniques.

Le site : urbain, montagne, bord de mer.....

La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence de l'eau,.....

Le coût des fondations : facture important mais non décisif.

I-4 : CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX

I-4-1-béton :

Le béton est un assemblage de matériaux de nature généralement minérale. Il met en présence des matières inertes, appelées granulats ou agrégats (gravillons, sables, etc.), et un liant (ciment, bitume, argile), c'est-à-dire une matière susceptible d'en agglomérer d'autres ainsi que des adjuvants qui modifient les propriétés physiques et chimiques du mélange. Mêlés à de l'eau, on obtient une pâte, à l'homogénéité variable, qui peut selon le matériau, être moulée en atelier (pierre artificielle), ou coulée sur chantier. Le béton fait alors « prise », c'est-à-dire qu'il se solidifie.

Résistances caractéristiques du béton à la compression f_{cj} [Art. A2.1, 11]

Cette résistance (f_{cj} en Mpa) est obtenue par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à rupture sur une éprouvette normalisée 16 cm * 32 cm (environ 200 cm²) cylindrique

Dans le cas de notre étude on prendra $f_{c28}=25$ MPa ; bâtiment à usage multiple (habitation + commerce)

f_{cj} est le résultat d'un calcul probabiliste qui accepte le risque que dans 5% ou 10% des cas la valeur réelle de résistance du béton soit inférieure (cas défavorable) à f_{cj} retenue. Le durcissement du béton étant progressif, f_{cj} est fonction de l'âge du béton. Aussi, la valeur conventionnellement retenue pour le calcul des ouvrages est f_{c28} , la résistance caractéristique du

Pour $f_{c28} < 40$ MPA à $f_{cj} = \frac{j}{4,67+0,83j} f_{c28}$ avec f_{c28} exprimé en MPA

Pour $f_{c28} > 40$ MPA à $f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28}$

Résistance caractéristique en traction f_{tj} (Art. A2.1, 12 BAEL91):

Il est particulièrement difficile d'obtenir expérimentalement la résistance à la traction du béton. C'est pourquoi, on retient conventionnellement :

$F_{tj}=0.6+0.06f_{c28}$si $f_{c28}<60$ MPA (ART A.2.1.12, BAEL 91)

$F_{tj}=0,275 (f_{cj})^{2/3}$ si $f_{c28} \geq 60$ MPA (annexe F)

Dans notre cas :

$$F_{tj}=0.6+0.06f_{cj}$$

$$F_{tj}=0.6+0.06(25)=2,1 \text{ MPa}$$

I-4-1-1- Module de déformation longitudinale du béton

- Module de déformation longitudinale instantanée du béton :

Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement vertical de durée inférieure à 24 heures

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}. \quad (\text{ART A.2.1.2.1.BAEL 91})$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$. On a : $E_{i28} = 32164.2 \text{ MPa}$

- Module de déformation longitudinale différée du béton :

Pour des chargements de longue durée (cas courant). On utilise le module différé qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton. Celles-représentant approximativement deux fois les déformations instantanées.

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \dots \dots \dots \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa (art -2.1, 2, BAEL91)}$$

$$E_{vj} = 4400 (f_{cj})^{1/3} \dots \dots \dots \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa; sans la fumée de silice (art -2.1, 2, BAEL91)}$$

$$E_{vj} = 6100 f_{cj} \dots \dots \dots \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa; avec fumée de silice (art -2.1, 2, BAEL91)}$$

Pour notre cas :

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3}$$

$$E_{v28} = 3700 (f_{c28})^{1/3}$$

$$E_{v28} = 3700 (25)^{1/3}$$

$$E_{v28} = 10818, 86563 \text{ MPa}$$

I-4-1-2- module de déformation transversale:

Le module d'élasticité transversale G caractérise la déformation du matériau sous l'effet de l'effort tranchant.

Il est donné par la relation suivante :

$$G = E / 2(1 + \nu) \text{ (MPa)}$$

Avec :

E : module de Young (module d'élasticité)

ν : coefficient de poisson $\nu = (\Delta d / d) / (\Delta l / l)$

$\Delta d / d$: déformation relative transversale

$\Delta l/l$: déformation relative longitudinale

I-1-1-3- Coefficient de Poisson:

C'est le rapport entre déformation relative transversal $\Delta d/d$ et la déformation relative longitudinale

$$\Delta l/l ; \nu = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l} e$$

$\nu=0$: à l'ELU, pour le calcul des sollicitations. (ART- 2.1.3, BAEL 91)

$\nu=0,2$: à l'ELU, pour le calcul des déformations. (ART-2.1.3, BAEL 91)

I-4-1-4- Fluage de béton:

Sous chargement constant, la déformation de béton augmente continuellement avec le temps.

Pour le béton, les déformations de fluage sont loin d'être négligeable puisqu'elles peuvent représenter jusqu'à trois fois les déformations instantanées, $E_v = E_\infty = 3.E_i$

I-4-1-5-Phénomène de retrait :

Après coulage, une pièce de béton conservée à l'air libre tend à se raccourcir, ceci est dû à l'évaluation de l'eau non liée avec le ciment et peut entraîner des déformations de l'ordre de $1,5 \times 10^{-4}$ à 5×10^{-4} selon l'humidité de l'environnement.

La principale conséquence du retrait est l'apparition de contraintes internes de traction, la contrainte dont la valeur peut facilement dépasser la limite de fissuration.

Pour se protéger des désordres liés ou retrait, on adoptera les dispositifs constructifs suivants :

- Utiliser des bétons à faible chaleur d'hydratation.
- Maintenir les parements en ambiance humide après coulage.
- Disposer les armatures de peaux de faible espacement pour bien répartir les fissures de retrait.
- Eviter de raccorder des pièces de tailles très différentes.
- Utiliser des adjudantes limitant les effets du retrait.

I-4-1-6- Dilatation thermique :

Une variation de température peut entraîner des dilatations qui engendrent ensuite des contraintes internes de traction.

Pour éviter ces désordres, on placera régulièrement sur les éléments (dalles, voile façade) ou bâtiment de grandes dimensions des joints de dilatation espace de 25mm à 50mm selon la région

I-4-1-7- Etat limite de contrainte de béton :

on distingue deux états limites :

- **les états limites ultimes (E.L.U) :**

Ils sont associés à l'effondrement de la structure, ou à d'autres formes de ruine structurale qui peuvent mettre en danger la sécurité des personnes.

Pour les calculs à l'E.L.U, le diagramme réel de déformations données sur la figure **I-1**

Avec cette figure :

$$E_{bc1} = 20000$$

$$E_{bc1} = \begin{cases} 3,5 \cdot 10^4 & \text{si } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa (art.4.3.41, BAEL 91)} \\ (4,5 - 0,025f_{cj}) \cdot 10^4 & \text{si } f_{cj} > 40 \text{ MPa (art.4.3.41, BAEL 91)} \end{cases}$$

-la valeur de calcul de la résistance à la compression du béton f_{bu} est donnée par :

$$f_{bu} = 0,85f_{cj} / \theta \cdot \gamma_b$$

Avec : $\theta = 1$ pour $t > 24h$

$$\theta = 0,9 \text{ pour } t \leq 24h$$

$$\theta = 0,85 \text{ pour } t < 1h$$

γ_b : Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_b = 1,5$ pour les cas courants (situation durable ou situation courante).

$\gamma_b = 1,15$ pour les cas accidentels (situation accidentelle).

-la valeur de la contrainte admissible de compression du béton est :

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{cj} = 0,6f_{28} = 15 \text{ MPa}$$

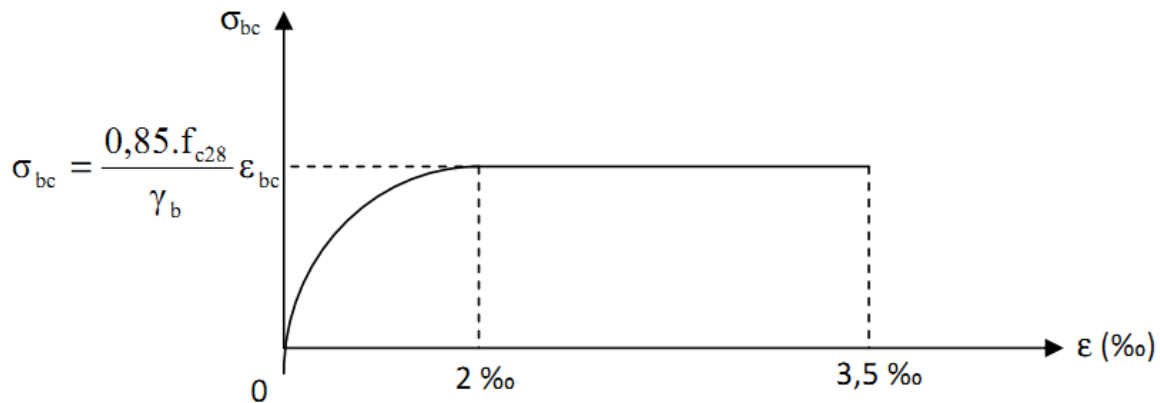


Fig. I-2- diagramme de calcul contrainte-déformation du béton à l'ELU

- les états limites de service (E.L.S) :

Correspondant aux états au-delà desquels les critères d'exploitation spécifiés ne sont plus satisfaits.

Les déformations nécessaires pour atteindre l'E.L.S sont relativement faible et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique, on adopte donc la loi de Hooke de l'élasticité pour décrire le comportement du béton à l'E.L.S avec : pour des charges de longue durée

$E_b = E_{vj}$ et $\nu = 0,2$. La résistance mécanique du béton tendu est négligée (art-4.5.1, BAEL91) de plus, on adopte en generale une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égal à 1/15 de celle de l'acier ($E_b = 13333$ MPa)

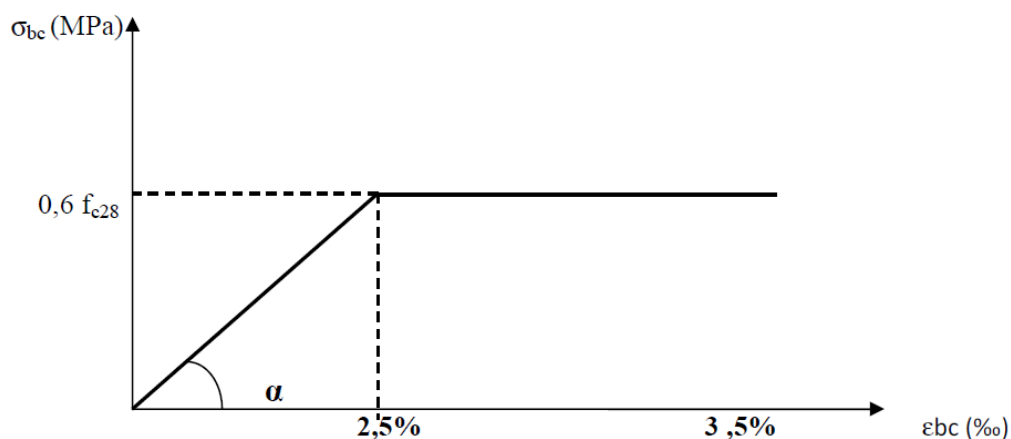


Fig. I-3- : diagramme de calcul contrainte-déformation du béton à l'ELS

I-4-1-8-poids volumique du béton :

Le poids volumique est de l'ordre de :

- 2300 à 2400 daN/m³ s'il n'est pas armé.
- 2500 daN/m³ s'il est armé.

I-5- acier :

Les aciers sont des alliages de fer et de carbone, le pourcentage de carbone variant entre 0,08% et 1,67%.

Il présente une très bonne résistance à la traction et aussi à la compression, leur rôle est de reprendre les efforts qui ne peuvent pas être repris par le béton, ils sont caractérisés par leur limite d'élasticité et leur module d'élasticité.

I-5-1- types d'aciers :

On distingue 4 types d'aciers pour armatures, du moins au plus écroui :

- **Les aciers doux :** ayant une valeur caractéristique de la limite élastique garantie de 125 ou 235 MPa. Ce sont les ronds lisses.
- **Les aciers durs, type I :** ayant une limite d'élasticité garantie de 400 MPa et un allongement à la rupture de 14% ce sont les aciers à haute adhérence de type I
- **Les aciers durs ; type II :** ayant une limite d'élasticité garantie de 500 MPa et un allongement à la rupture de 12% ce sont les aciers à haute adhérence de type II.
- **Les aciers fortement écrouis :** ayant une limite d'élasticité garantie de 500 MPa et un allongement à la rupture de 8% ces aciers sont utilisés pour fabriquer les treillis soudés et les fils sur bobines

Tableau - I-1-Valeurs des contraintes admissibles de l'acier

Barres lisses	∅	
Nuance FeE	215	235
Limite d'élasticité f_e (MPa)	215	235
Résistance à la rupture σ_r (MPa)	330	410
Allongement de rupture	22%	25%
Barres à haute adhérence	HA	
Nuance FeE	400	500
Limite d'élasticité f_e (MPa)	400	500
Résistance à la rupture σ_r (MPa)	480	550
Allongement de rupture	14%	12%
Treillis soudés	TS	
Nuance FeE	500	
Limite d'élasticité f_e (MPa)	500	
Résistance à la rupture σ_r (MPa)	550	
Allongement de rupture	8%	

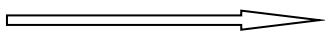
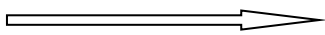
Contrainte limite dans les aciers :

1. Contrainte limite ultime

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{Art 2.2.1 BAEL 91})$$

Avec:

γ_s : Coefficient de sécurité qui est donné par :

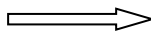
- $\gamma_s = 1,15$  pour les situations durables.
- $\gamma_s = 1,0$  pour les situations accidentelles (séisme, chocs).

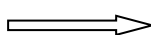
❖ Pour les aciers (H.A) $f_e = 400 \text{ MPa}$.

- $\gamma_s = 1,15$  $\sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

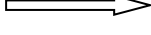
- $\gamma_s = 1,0$  $\sigma_s = \frac{400}{1.0} = 400 \text{ MPa}$

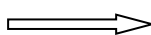
❖ Pour les aciers (R.L) $f_e = 235 \text{ MPa}$.

- $\gamma_s = 1,15$  $\sigma_s = \frac{235}{1.15} = 204 \text{ MPa}$

- $\gamma_s = 1,0$  $\sigma_s = \frac{235}{1.0} = 235 \text{ MPa}$

❖ Pour les aciers soudés $f_e = 520 \text{ MPa}$.

- $\gamma_s = 1,15$  $\sigma_s = \frac{520}{1.15} = 452,17 \text{ MPa}$

- $\gamma_s = 1,0$  $\sigma_s = \frac{520}{1.0} = 520 \text{ MPa}$

2. Contrainte limite de service :

Afin de réduire le risque d'apparition des fissures et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures (risque corrosion des armatures) on est amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues.

On peut distinguer trois types de fissuration

- Fissuration peu nuisible

Cas des éléments intérieurs, la contrainte n'est soumise à aucune limitation.

- Fissuration préjudiciable

Cas des éléments exposés aux intempéries

$$\sigma_{st} \leq \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{n \cdot f_{tj}}\right) \quad (\text{Art.A.4.5.32 BAEL 91}).$$

- Fissuration très préjudiciable :

En milieu fortement agressif, dans ce cas, on note :

$$\sigma_{st} = \min\{1/2 \cdot f_e; 90\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\}$$

La valeur de $\bar{\sigma}_{st}$ obtenues $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$ et $\eta = 1.6$ est :

$$\bar{\sigma}_{st} = 164.97 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ pour les HA}$$

3. Notion d'états limites

- Conformément aux règles de (BAEL 91) deux catégories d'états limites sont distinguées à savoir :

a) L'état limite ultime (ELU) :

A l'état limites ultime on doit satisfaire les critères suivants :

- Equilibre statique de l'ouvrage.
- De la résistance de l'un des matériaux utilisés
- Stabilité de forme (par de flambement)

b) L'état limite de service (ELS) :

Les vérifications dans le cas de l'état limite de service portent sur :

- La contrainte maximale du béton a la compression.
- La fissuration du béton.
- La déformation des éléments.

Règlements utilisés :

Les calculs seront faits conformément aux règles : (BAEL 91 et RPA).

4. Diagramme contraintes déformations de l'acier :

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

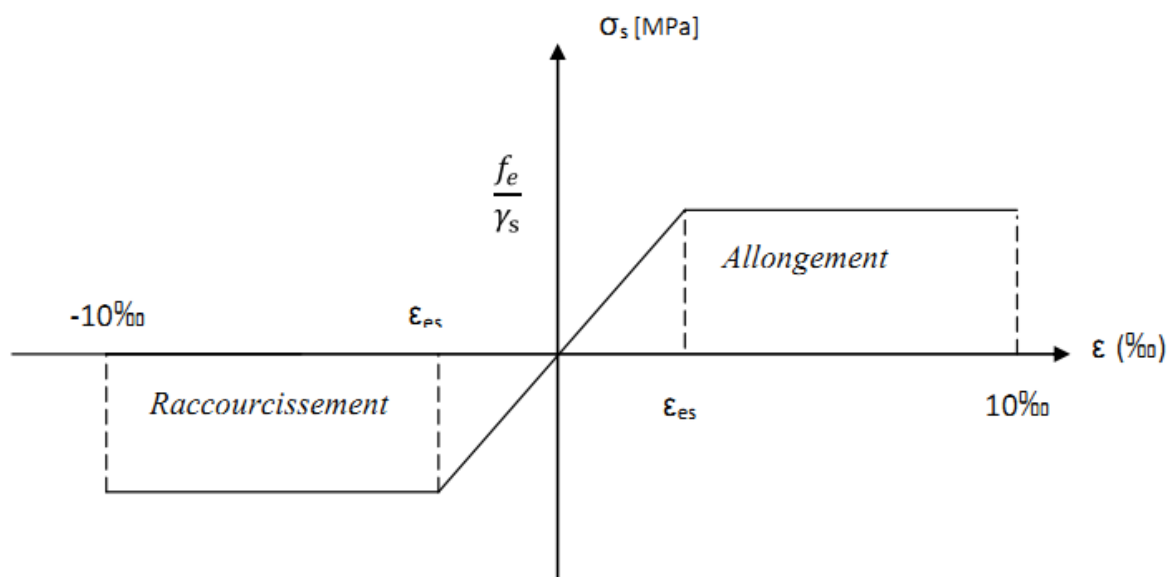


Fig I-4: Diagramme contraintes déformations de l'acier

I-6- caractéristique mécanique de sols :

Le bâtiment sera implanté sur un sol meuble, d'une bonne capacité portante, (la contrainte admissible) appelée (σ_{sol}) telle que $\sigma = 2bar$

I-6-1- contrainte tangente conventionnelle

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b_0 \times d}$$

V_u : effort tranchant de la section étudiée, calculer à (ELU).

b_0 : valeur de la largeur de la section cisailée.

d : valeur de la hauteur utile.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Fissuration peu nuisible $\tau_u \leq \min(0,13f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$
- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable $\tau_u \leq \min(0,10f_{c28} ; 3 \text{ MPa})$

I. Introduction

Après avoir présenté l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux, nous passons au pré-dimensionnement des éléments de notre projet afin d'assurer une bonne résistance de la construction.

Ce pré dimensionnement se fait en respectant les recommandations en vigueur à savoir

- Le RPA 99
- Le CBA 93
- Le BAEL 91

Le pré dimensionnement d'une dalle pleine dépend des conditions essentielles de résistance et d'utilisation.

II.1 plancher :

a-plancher corps creux :

Le plancher est constitué de corps creux s'appuyant sur des poutrelles préfabriqués disposées suivant la petite portée, le tout complété par une dalle de compression armé d'un treillis soudé d'épaisseur de 4 à 5cm. Ce sont des planchers constitués de table de compression, de poutrelles et de corps creux, leurs rôles principaux est de transmettre les charges aux différents éléments porteurs de la structure et d'assurer la protection et le confort aux occupants. Pour remplir leurs taches, les planchers doivent être conçus de telle sorte à supporter leurs poids propres et les surcharges d'exploitations.

Afin de limiter la flèche, l'épaisseur minimum du plancher doit satisfaire la condition suivante :

$$h_p \geq \frac{l}{22,5} (\text{Art B 6-8-423/BAEL91 modifiés 99}).$$

Ou :

- h_p : hauteur du plancher
- l : portée libre de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

Dans notre cas : $l=400-35\text{cm}=365$ $h_p \geq \frac{365}{22,5} = 16,22\text{cm}$

On prend : $h_p=20\text{cm}$

On optera pour un plancher de (16+4) cm.

Soit : (16+4) qui sera valable Pour tous les étages.

- La hauteur du corps creux : 16[cm]
- La hauteur de la dalle de compression : 4[cm]

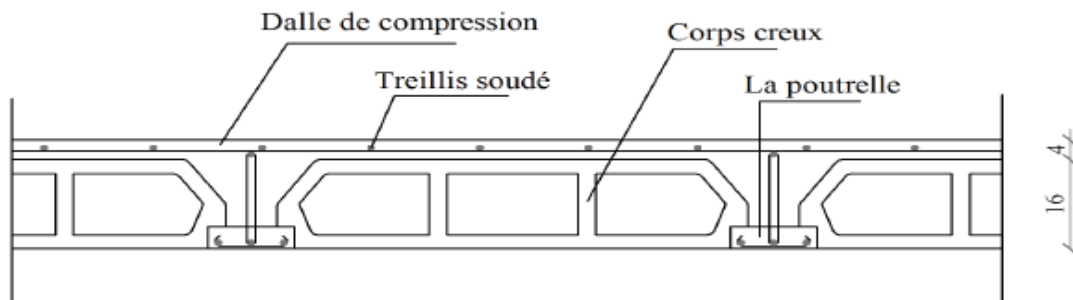


Figure II-1: Schéma descriptif d'un plancher.

b-plancher dalle pleine :

La dalle pleine repose sur des poutres et voiles

Elles sont utilisées lorsque les charges sont modérées et les portées n'excèdent pas 5 m, leurs épaisseur varient entre : $\frac{l}{25}$ et $\frac{l}{40}$ (14cm à 20 cm)

Le pré dimensionnement d'une dalle pleine dépend des conditions essentielles de résistance et d'utilisation. On déduira donc l'épaisseur des dalles des conditions ci-après :

1. Résistance au feu :

- e=7cm pour une heure de feu.
- e=11cm pour deux heures de feu.

2. Résistance a la flexion :

- Dalles reposants sur deux appuis : $Lx/35 < e < Lx/30$
- Dalles reposant sur deux ou trois appuis : $Lx/50 < e < Lx/40$.

Lx : est la petite portée de panneau le plus sollicité, dans notre cas la dalle reposant sur quatre appuis a une portée égale a : $Lx=3.00m$

- Donc on a : $6cm \leq e \leq 7.5$

3. Conditions de flèche :

La condition a vérifier est la suivante : $f_{max} \leq Lx/500$

f_{max} = la flèche maximum calculée pour une poutre encastree a ses extrémités

Le calcul RDM nous donne $f_{max} = q \cdot Lx^4 / 384EI$

$I = be^3/12$

$$q=1.35G+1.5Q=5.9t/m^2.$$

$$E=321.64195t/cm^2.$$

$$e \geq \sqrt[3]{\frac{12.500.q.l^3x}{348E}}$$

$$e \geq 9.49cm \Rightarrow e=10cm$$

On prend $e=10cm$.

4. Isolation phonique :

Pour une bonne isolation phonique l'épaisseur de la dalle doit être au moins égale à 16cm.

Conclusion : $e = \max \{16, 11, 10, 10\}$ (cm)

$$e=16 \text{ cm}$$

II-2- les poutres :

On distingue deux types de poutres :

- Poutres principales dans le sens longitudinal
- Poutres secondaire dans le sens transversal

Selon le RPA 99 (art 7.5.1) le pré dimensionnement des poutres doit respecter des dimensions suivantes :

- $b \geq 20cm$
- $ht \leq 30cm$
- $\frac{ht}{b} \leq 4$

Les dimensions des poutres, selon le B.A.E.L .91, seront déterminées par les formules suivantes :

Hauteur de la poutre :

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

Largeur de la poutre :

$$0,4ht \leq bp \leq 0,7h$$

Avec :

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

ht : hauteur de la poutre.

bp : largeur de la poutre

II.2.1 les poutres principales :

✓ **La hauteur de la poutre :**

$$\frac{l_{max}}{15} \leq ht \leq \frac{l_{max}}{10}$$

Pour : $l_{max} = 400 - 35 = 365 \text{ cm}$ $\frac{365}{15} \leq ht \leq \frac{365}{10}$ $24,33 \leq ht \leq 36,5$

On prend **ht = 35cm**

✓ **La largeur de la poutre :**

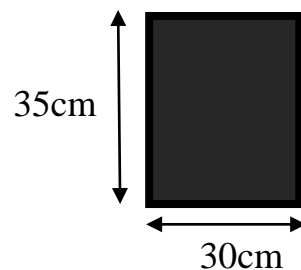
$$0,4ht \leq bp \leq 0,7 ht$$

$$\implies 0,4 \times 35 \leq bp \leq 0,7 \times 35$$

$$\implies 14 \leq bp \leq 24,5$$

On prend : **bp = 30cm**

Les conditions du RPA sont vérifiées alors on aura des poutres principales de dimension (30×35)



II-2-2 les poutres secondaire :

✓ **La hauteur de la poutre :**

$$\frac{l_{max}}{15} \leq ht \leq \frac{l_{max}}{10}$$

Pour : $l = 400 - 40 = 360 \text{ cm}$ $\frac{360}{15} \leq ht \leq \frac{360}{10}$ $24 \leq ht \leq 36$

On prend **ht = 35cm**

✓ **largeur de la poutre :**

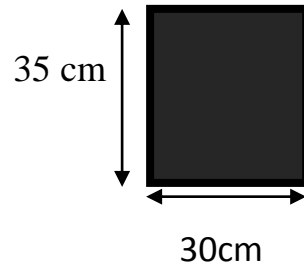
$$0,4ht \leq bp \leq 0,7 ht$$

$$0,4 \times 35 \leq bp \leq 0,7 \times 35$$

$$14 \leq bp \leq 24,5$$

On prend : **bp = 30cm**

Les conditions du RPA sont vérifiées alors on aura des poutres secondaire de dimension (30×35)



II-2-3 les poutres secondaire de balcon

✓ **La hauteur de la poutre :**

Pour : $l_{max} = 350 - 40 = 310 \text{ cm}$ $\frac{310}{15} \leq ht \leq \frac{310}{10}$ $20,66 \leq ht \leq 31$

On prend **ht=30cm**

✓ **Largeur de la poutre :**

$$0,4ht \leq bp \leq 0,7ht$$

$$0,4 \times 30 \leq bp \leq 0,7 \times 30$$

$$12 \leq bp \leq 21$$

On prend : **bp = 25cm**

Les conditions du RPA sont vérifiées alors on aura des poutres secondaire balcon de dimension (20×30)

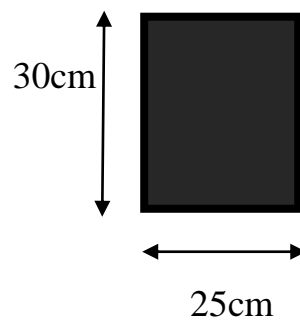


Tableau II-1: vérification des conditions exigées par le RPA.

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30\text{cm}$	35	35	vérifiée
$b \geq 20\text{cm}$	30	30	vérifiée
$h/b \leq 4$	1,16	1,16	vérifiée

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

- Poutres principale (30x35) cm²
- Poutres secondaire (30x35) cm²

II-3- Les voiles :

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

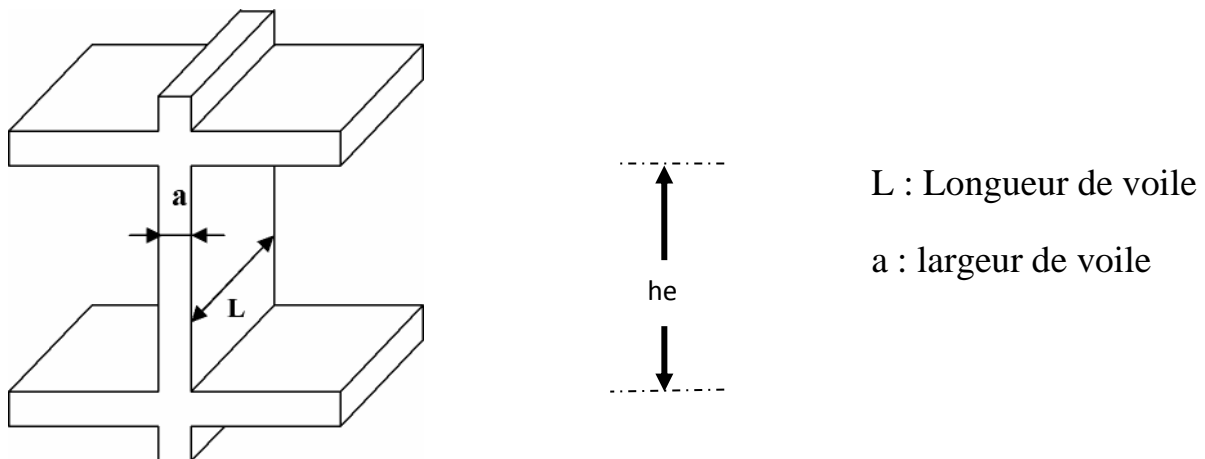


Figure II-2 : Vue en 3D d'un voile

II-3-1 PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES :

- **Epaisseur : [ART 7.7.1/ RPA 2003]**

L'épaisseur minimale des voiles (e) est 15cm. L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité à l'extrémité comme indiqué ci-dessous :

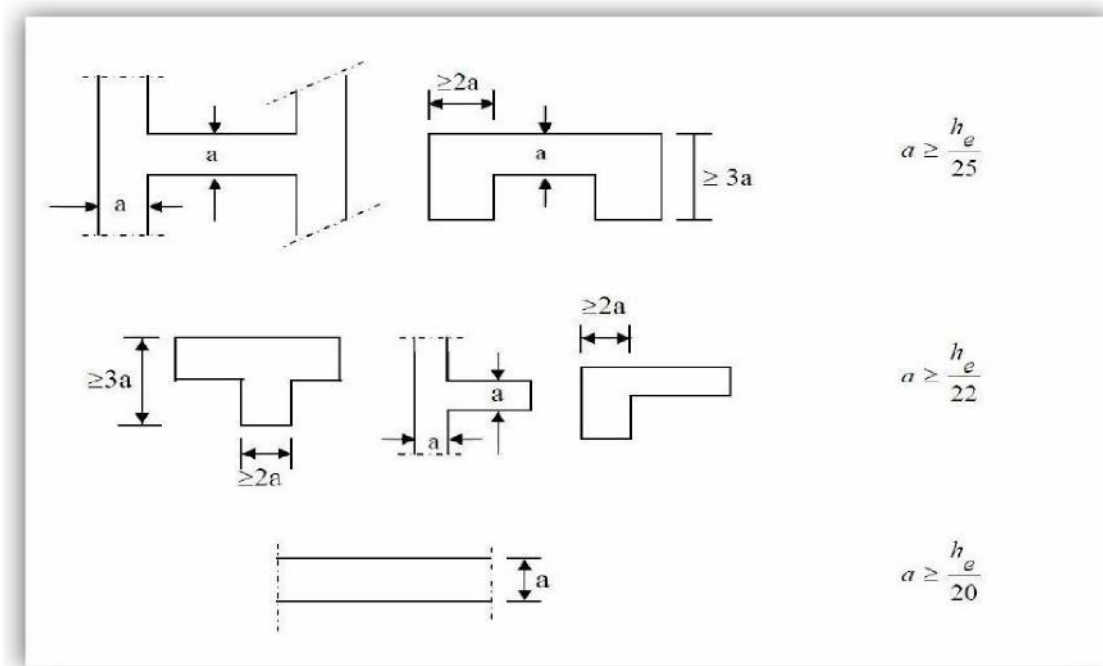


Figure II-3 : dimensionnement des voiles

Dans notre cas, on prend :

Pour le sous-sol :

$$h_e = 288 - 20 = 268 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } e \geq 268/20 = 13,4 \text{ cm}$$

Pour l'étage courant et l'étage de service :

$$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm, donc } e \geq 286/20 = 14,3 \text{ cm}$$

Pour le RDC :

$$h_e = 408 - 20 = 388 \text{ cm, donc } e \geq 388/20 = 19,4 \text{ cm}$$

En conclusion, on adoptera une épaisseur de 20 cm pour tous les voiles

➤ **Largeur minimale du voile :**

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur (L) doit être au moins égale à **4 fois** son épaisseur $L_{\min} \geq 4a = 4 \times 25 = 100$.

II-4- Les escaliers :

Le dimensionnement des marches et contre marches d'un escalier a deux volées adjacentes se fait généralement à l'aide de la formule de « BLONDEL » qui est la suivante :

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$$

Avec :

g : giron

h : hauteur de contre marche.

Pour un bâtiment à usage d'habitation ou recevant du publique :

$$14\text{cm} \leq h \leq 17\text{cm}.$$

$$28\text{cm} \leq g \leq 36\text{cm}.$$

L'emmarchement doit être $\geq 1,20\text{m}$.

La profondeur du palier de repos est $\geq 3g$.

➤ **Vérification de dimensionnement :**

Sur le plan d'architecture de notre bâtiment, on a les démentions suivantes :

L'emmarchement $\geq 120\text{cm}$

La profondeur du palier de repos = $110\text{ cm} \geq 3g = 90\text{ cm}$

$h = 17\text{ cm}$ ($14\text{cm} \leq h \leq 17\text{cm}$)

$g = 30\text{ cm}$ ($28\text{cm} \leq g = 30 \leq 36\text{cm}$)

$$\left. \begin{array}{l} h = 17\text{ cm} \\ g = 30\text{ cm} \end{array} \right\} 59\text{ cm} \leq (2 \times 17 + 30) = 64 \leq 66\text{ cm}$$

$$H = 153\text{ cm} = 9 \times 17\text{cm}$$

$$L = 210\text{ cm} = 7 \times 30\text{ cm}$$

$$2H = 306\text{ cm} = 2 \times (9 \times 17)$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc notre escalier est bien dimensionné.

➤ **Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :**

Le pré dimensionnement se fera comme une dalle appuyée sur ses deux cotés et l'épaisseur doit vérifier la loi de déformation suivante :

$$\frac{1}{30} L_0 \leq ep \leq \frac{1}{20} L_0$$

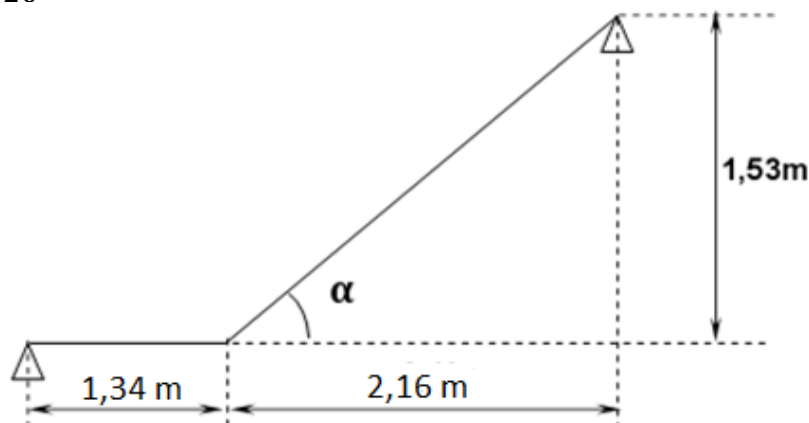


Figure II-4 : schéma des escaliers

Calcul de α :

$$\operatorname{tga} = \frac{1,53}{1,96} = 0,7806 \quad \alpha = 38$$

$$L_0 = \frac{1,96}{\cos 38} + 1,24 = 3,18\text{m} = 318\text{cm}$$

$$\frac{1}{30}L_0 \leq ep \leq \frac{1}{20}L_0$$

$$10,8 \leq ep \leq 15,9$$

On opte pour l'épaisseur de la paillasse : $ep = 16\text{cm}$.

Etage courant : $H=3,06\text{ m}$

$$59\text{cm} \leq g + 2h \leq 64\text{cm} \iff \text{Loi de BLONDEL}$$

➤ On prend $h=18\text{cm}$:

a) étage courant : $H=3,06\text{m}$

- ❖ Nombre de contremarches : $n = \frac{H}{N} = \frac{306}{18} = 17$ contermarche
- ❖ Le giron : $59 \leq g+36 \leq 64 \quad 23 \leq g \leq 28$ soit $g=28\text{cm}$
- ❖ Le nombre de marches : $m = n-1=17-1=16 \Rightarrow m = 16\text{marches}$.

L'escalier est réparti en 2 volées de 8 marches avec un palier de repos intermédiaire.

- ❖ L'embranchement : $L \geq 1,20\text{m}$ on prend $L=1,20\text{m}$.
- ❖ Largeur du palier de repos : $l_1 \geq 3g \rightarrow l_1 \geq 3 \times 28 = 84\text{cm}$.

On prend $l_1=1,25\text{m}$.

b) Rez de chaussée : $H=4,08\text{m}$

- ❖ Nombre de contremarches : $n = \frac{H}{h} = \frac{408}{18} = 22,66 \quad n=23$ contremarches.
- ❖ Le nombre de marches : $m=n-1=23-1=22$ marches. L'escalier est réparti en 3 volées de 6, 8, 8 marches.
- ❖ Le giron : $59 \leq g+36 \leq 64 \quad 23 \leq g \leq 28$ on prend $g=28\text{cm}$
- ❖ L'embranchement : $L \geq 1,20\text{m}$ on prend $L=1,20\text{m}$.
- ❖ Largeur du palier de repos : $l_1 \geq 3g \quad l_1 \geq 3 \times 28 = 84\text{cm}$. on prend $l_1=1,25\text{m}$

c) Sous sol : $H=2,88\text{ m}$

- ❖ Nombre de contremarches : $n = \frac{H}{h} = \frac{288}{18} = 16 \iff n=16$ contremarches.
- ❖ Le nombre de marches : $m = n-1=16-1=15$ marches. L'escalier est répartie en 1 volée de 15 marches.

- ❖ Le giron : $59 \leq g + 36 \leq 64 \rightarrow 23 \leq g \leq 28$ on prend $g = 28 \text{ cm}$
- ❖ L'embranchement : $L \geq 1,20 \text{ m}$ on prend $L = 1,20 \text{ m}$.
- ❖ Largeur du palier du repos : $l_1 \geq 3g \implies l_1 \geq 3 \times 28 = 84 \text{ cm}$, on prend $l_1 = 1,25 \text{ m}$

II-5- Pré dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement se fait à la compression simple selon l'article (b8.4.1) de CBA93, tous en vérifiant les exigences du RPA. Pour un poteau rectangulaire de la zone IIa, on a :

- $\min(b_1, h_1) \geq 25$
- $\min(b_1, h_1) \geq h_e / 20$
- $1/4 \leq b_1 / h_1 \leq 4$

a

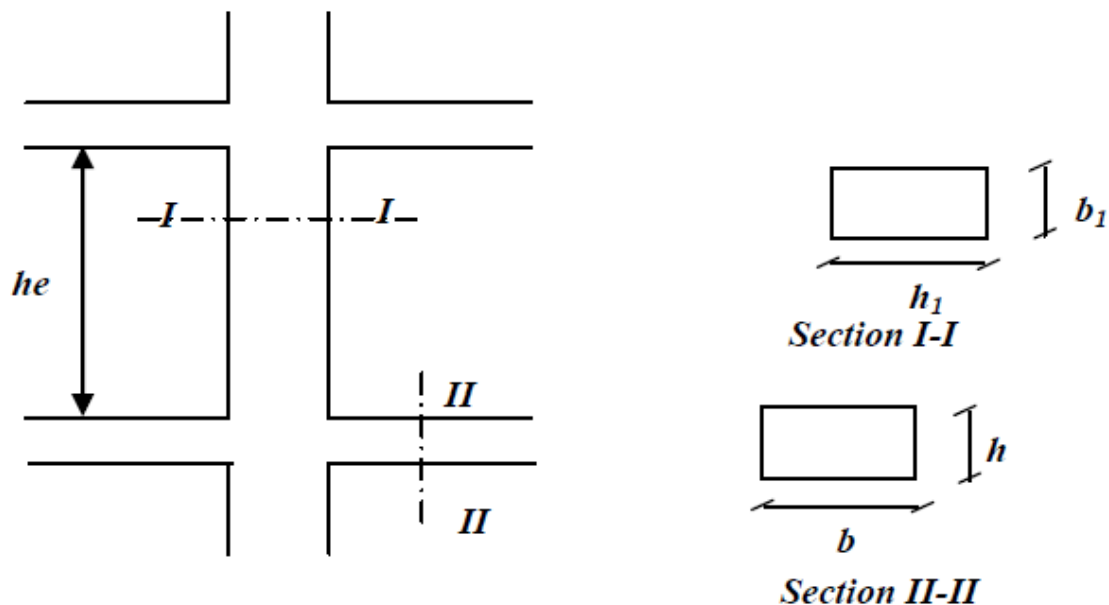


Figure II-5: schéma présentatif des poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la descente de charge, pour le poteau le plus sollicité. Les poteaux sont pré dimensionnés à l'ELS en compression simple, en supposant que seul le béton reprend l'effort normal « N_s » tel que :

$N_s = G + Q$ avec :

N_s : effort normal repris par le poteau.

G : charges permanente.

Q : charges d'exploitation.

- La section transversale du poteau le plus sollicité est donnée par :

$$B = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15\text{MPa.}$$

N_s : Effort normal maximal à la base du poteau déterminé par la descente de charge. Pour déterminer N_s , on doit savoir d'abord le chargement de la structure ensuite faire la descente de charge pour le poteau le plus sollicité.

II-6-Evaluation des charges et surcharges :

Pour déterminer les charges permanentes G et les charges d'exploitation Q nous allons nous référer au document technique réglementaire (DTR B.C. 2.2).

a. Charges permanentes :

a-1- Les plancher

a-1-1-plancher terrasse inaccessible

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)	Charges (KN/m ²)
1	Couche de gravillon	0.04	20	0.85
2	Etanchéité	0.02	6	0.12
3	Forme de pente en béton 1,5%	0.08	22	1.54
4	Isolation thermique	0.04	4	0,16
5	Feuille de polyane	/	/	0.2
6	Dalle en corps creux (16+4)	0.20	/	2,80
7	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
				Gt = 5,68

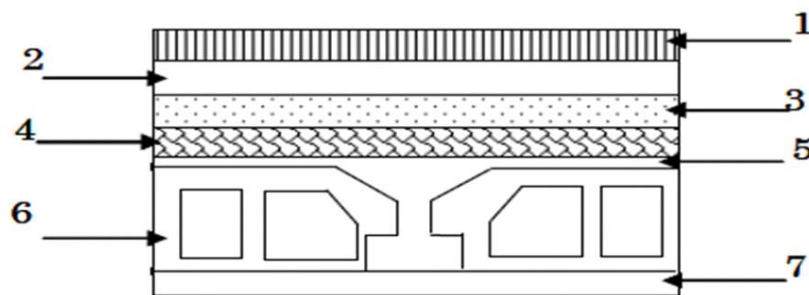


Figure II-6 : coupe terrasse inaccessible

a-1-2-Plancher d'étage courant

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)	Charge KN/m ²
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.44
3	Couche de sable	0.02	18	0,36
4	Plancher en corps creux (16+4)	0.20	/	2,80
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
6	Cloisons de séparation	0.1	10	0.90
				Gt = 5,14

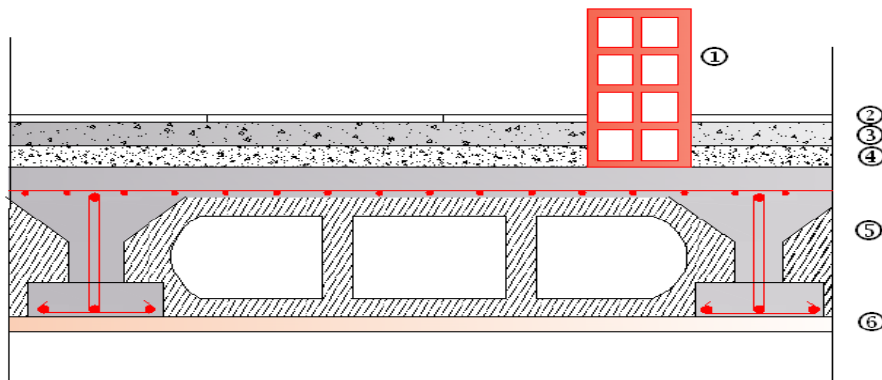


Figure II-7 : Eléments constituant des planchers d'étage courant

a-1-3-plancher dalle pleine (balcon)

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)	Charge (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	22	0.44
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit plâtre	0,02	18	0,36
				Gt=5.31

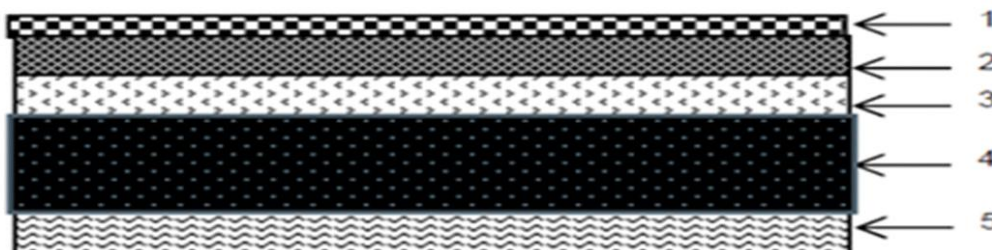


Figure II-8 : coupe de plancher en dalle pleine

a-2-murs extérieur

N°	Eléments	Epaisseur(m)	Poids (KN/m ²)	Charge (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.1	9	0.9
3	Lame d'air	0.05	/	/
4	Brique creuse	0.1	9	0.9
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
				G_t = 2,36

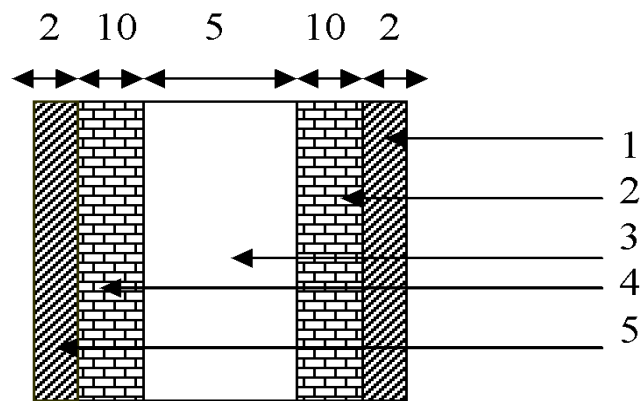


Figure II-9 : Coupe verticale d'un mur extérieur

➤ **Remarque :**

La charge qui revient au mur extérieur est répartie par mètre carré de la surface verticale, alors pour la rendre par mètre linéaire on la multiplie par la hauteur

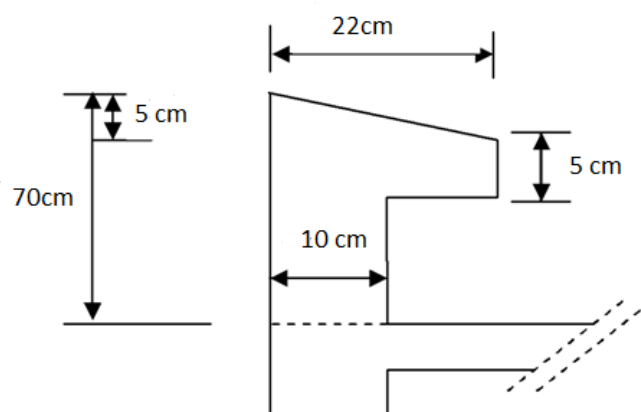
a-3-l'acrotère

Figure II-10 : coupe verticale de l'acrotère

La charge permanent de l'acrotère se calcule comme suit :

$$G_{acr} = \rho_{beton} \times S_{acr}$$

$$S = \frac{(0,22 \times 0,05)}{2} + (0,05 \times 0,22) + (0,6 \times 0,1) = 0,0765 \text{ m}^2$$

$$G = \rho \times S$$

$$G = 25 \times 0,0765$$

$$G = 1,9125 \text{ KN/m}$$

b. Charges d'exploitations :

- Plancher terrasse Q=1 KN/m²
- Plancher d'étage courant..... Q=1,5 KN/m²
- Plancher rez de chaussé (usage commerciale). Q=4 KN/m²
- Plancher sous sol..... Q=2,5 KN/m²
- Escaliers..... Q=2,5 KN/m²
- Acrotère Q=1 KN/m
- Les balcons..... Q=3,5 KN/m²

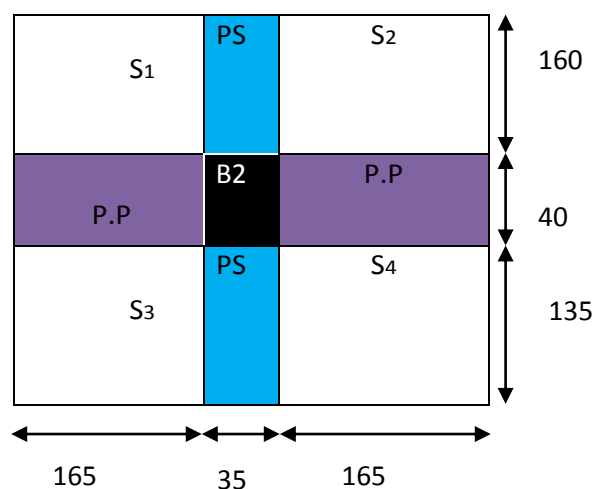
c. Descente de charge

La descente de charge consiste à calculer pour le poteau le plus sollicité, les charges reprises par celui-ci et de cumuler en partant du dernier niveau au premier niveau et cela jusqu'aux fondations, pour lui trouver la section adoptée dans les différents étages

- ✓ Charge et surcharge revenant aux poteaux le plus sollicité B₂

C-1- Surface d'influence : surface d'influence du poteau B₂

La descente des charges est effectuée pour le poteau B₂



L'aire du plancher revenant au poteau le plus sollicité (B₂) sera déterminée comme suit :

$$S_T = S_1 + S_2 + S_3 + S_4.$$

$$S_1 = S_2; S_3 = S_4.$$

$$S_1 = S_2 = 1,65 \times 1,60 = 2,64 \text{ m}^2$$

$$S_3 = S_4 = 1,65 \times 1,35 = 2,23 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où: } S = (2,64 \times 2) + (2,23 \times 2) = \mathbf{9,74 \text{ m}^2}$$

Charge permanente et surcharge d'exploitation revenante à chaque plancher

$$\text{Plancher terrasse} \left\{ \begin{array}{l} G=5,68 \text{ KN/m}^2 \\ Q=1 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{Plancher étage courant} \left\{ \begin{array}{l} G=5,24 \text{ KN/m}^2 \\ Q=1,5 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{Plancher rez-de chaussé} \left\{ \begin{array}{l} G=5,24 \text{ KN/m}^2 \\ Q=4 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

C-2- Charges permanente total :

➤ Plancher :

$$P = G \times S$$

- Plancher terrasse

$$P = 5,68 \times 9,74 = 55,32 \text{ KN}$$

- Plancher étage courant

$$P = 5,14 \times 9,74 = 50,06 \text{ KN}$$

➤ Poids des poutres

- Poutres principale et les poutres secondaires sont identiques

$$P_{PP \text{ PS}} = 4,00 \times 0,35 \times 0,30 \times 25 = 10,5 \text{ KN}$$

D'au le poids total :

$$P_{tot} = 2 \times 10,5 = 21KN$$

➤ Poids des Poteau :

-Poteau étages courants : la section adopté : (35× 40)

$$G_{pot}=25 \times 0,35 \times 0,40 \times 3,06 = \mathbf{10,71KN}$$

-Poteau du RDC : la section adopté : (35× 40)

$$G_{pot}=25 \times 0,35 \times 0,35 \times 4,08 = \mathbf{14,28KN}$$

-Poteau du sous sol : la section adopté : (35× 40)

$$G_{pot}=25 \times 0,25 \times 0,25 \times 2,88 = \mathbf{10,08KN}$$

C-3- Surcharge d'exploitation :

-plancher terrasse : $\Rightarrow Q_0 = 1,00 \times 9,74 = 9,74KN$

-plancher courant : $\Rightarrow Q_1=Q_2=Q_3=.....=Q_8=1,5 \times 9,74 = 14,61KN$

-plancher RDC : $\Rightarrow Q_{RDC} = 4 \times 9,74 = 38,96KN$

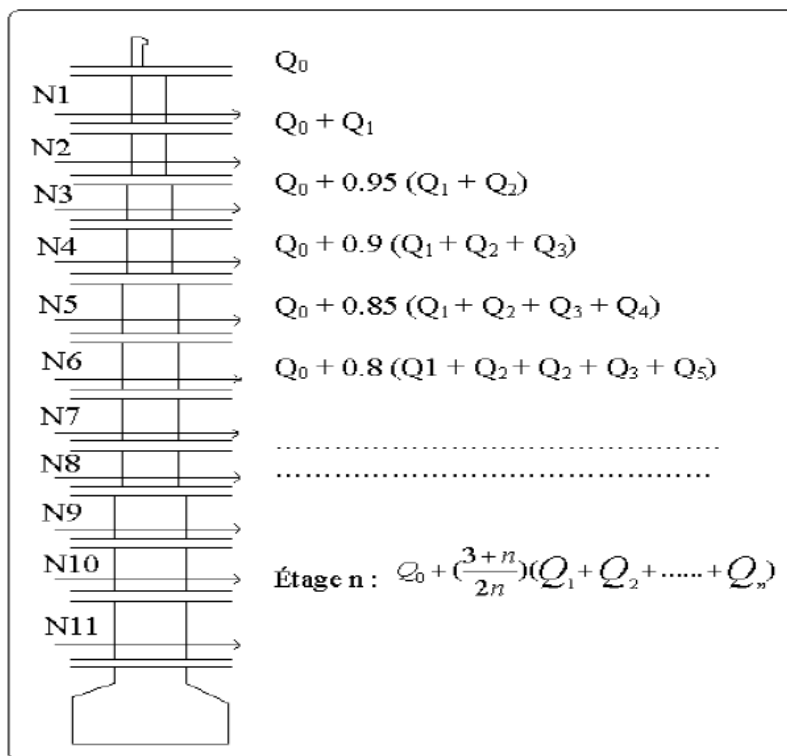
-plancher sous sol : $\Rightarrow Q_{SS} = 2,5 \times 9,74 = 24,35KN$

-plancher balcon : $\Rightarrow Q_{BAL} = 3,5 \times 9,74 = 34,09KN$

Pour le calcul de la descente des charges on utilise la règle de dégression donnée par le document technique règlementaire «DTR B.C. 2.2 : charges permanentes et charges d'exploitation» qui recommande « d'appliquer une dégression de la charge d'exploitation lorsque le bâtiment étudié comporte plus de 5 niveaux et que l'occupation des différents niveaux peut être considérée comme indépendante ».

Loi de dégression des charges :

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	S sol1	S sol2
Niveaux	8	7	6	5	4	3	2	1	0	-1	-2
Coefficient	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714	0,687	0,667	0,665



Surcharges cumulée d'après la loi de dégression des charges :

$$\text{Niv08} : Q_0 = 9,74 \text{ KN}$$

$$\text{Niv07} : Q_0 + Q_1 = 24,35$$

$$\text{Niv06} : Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 37,499$$

$$\text{Niv05} : Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 49,187$$

$$\text{Niv04} : Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 59,414$$

$$\text{Niv03} : Q_0 + 0,8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 68,18$$

$$\text{Niv02} : Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 75,485$$

$$\text{Niv01} : Q_0 + 0,714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 82,76$$

$$\text{RDC} : Q_0 + 0,687(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_{\text{RDC}}) = 106,76$$

$$\text{S SOL} : Q_0 + 0,667(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_{\text{RDC}} + Q_{\text{SS}}) = 120,18$$

$$2 \text{ S SOL} : Q_0 + 0,665(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_{\text{RDC}} + Q_{\text{SS}} + Q_{2\text{SS}}) = 136,04$$

NIVEAU	Charge permanente [KN]					Surcharges d'exploitation (kN)	Efforts normaux $N=G_c+Q_c$	SECTION des poteaux	
	Poids des plancher	Poids des poutres	Poids des poteaux	G_{total}	$G_{cumulée}$			Q_c	Section trouvée
8	55,32	21	10,71	87,03	87,03	9,74	96,77	64,51	(35x35)
7	51,04	21	10,71	82,75	169,78	24,35	194,13	129,42	(35x35)
6	51,04	21	10,71	82,75	252,53	38,96	291,49	194,32	(35x35)
5	51,04	21	10,71	82,75	335,28	53,57	388,85	259,23	(40x40)
4	51,04	21	10,71	82,75	418,03	68,18	486,21	324,14	(40x40)
3	51,04	21	10,71	82,75	500,78	82,79	583,57	389,04	(40x40)
2	51,04	21	10,71	82,75	583,53	97,4	680,97	453,98	(40x40)
1	51,04	21	10,71	82,75	666,28	112,01	778,29	518,86	(45x45)
RDC	51,04	21	14,28	86,32	752,6	150,97	903,57	602,38	(45x45)
S sol	51,04	21	10,08	82,12	834,72	175,32	1010,04	673,36	(45x45)
2 s sol	51,04	21	10,08	82,12	916,84	199,67	1116,51	744,34	(45x45)

Remarque :

Pour conférer aux poteaux une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner à ceux d'angles et de rives des sections comparables à celles des poteaux centraux (RPA/A.7.4.1)

➤ Vérification relative aux coffrages :

(RPA 99 version 2003 / Art 7.4.1)

-Les poteaux doivent être coulés sur toutes leurs hauteurs (h_e) en une seule fois

➤ Vérification des exigences du RPA99/ 2003 :

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

- $\min(b, h) \geq 25 \text{ cm}$
- $\min(b, h) \geq h_e/20$ avec: h_e : hauteur libre du poteau.
- $1/4 \leq b/h \leq 4$

• 1er ET 2em S SOL RDC ,1er:

✓ $\min(b_1, h_1) = \min(45,45) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots$ condition vérifié.

- ✓ $\text{Min}(b_1, h_1) = 45 > h_e/20 = 288/20 = 14.4 \text{ cm}$condition vérifié.
- ✓ $1/4 < 45/45 = 1 < 4$condition vérifié.

- **2eme, 3eme, 4eme, 5eme :**

- ✓ $\text{Min}(b_1, h_1) = \min(40, 40) = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$ condition vérifié.
- ✓ $\text{Min}(b_1, h_1) = 40 > h_e/20 = 306/20 = 15.3 \text{ cm}$ condition vérifié.
- ✓ $1/4 < 40/40 = 1 < 4$ condition vérifié.

- **6eme, 7eme, 8eme :**

- ✓ $\text{Min}(b_1, h_1) = \min(35, 35) = 35 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$condition vérifié.
- ✓ $\text{Min}(b_1, h_1) = 35 > h_e/20 = 286/20 = 14.3 \text{ cm}$ condition vérifié.
- ✓ $1/4 < 35/35 = 1 < 4$condition vérifié.

➤ **Vérification de la résistance des poteaux au flambement:**

Les éléments structuraux, tels que les poteaux sont soumis en permanence à des efforts très importants de compression, alors ils risquent de subir d'importantes déformations dues au flambement.

A fin d'éviter ce flambement, on doit limiter l'élancement λ des poteaux selon la formule suivante :

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

Avec :

λ : Élancement du poteau.

$L_f = 0,7l_0$: Longueur de flambement (**Poteau encasté-encasté**). (**BAEL91 art B.8.3.3**)

l_0 : Longueur libre de poteau.

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

I : Moment d'inertie.

A : Section transversale du poteau $A = (b \times h)$.

- **Poteau 45x45.**

$$\lambda = \frac{L_f}{i_{\min}} \quad \text{Tel que } i_{\min} = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

i_{\min} : est minimum dans les deux sens

$$I = \frac{b \times h^3}{12} \quad I = \frac{45 \times 45^3}{12} = 341718,75 \text{ cm}^4$$

$$I = \sqrt{\frac{341718,75}{45 \times 45}} = 12,99 \text{ cm}^2$$

$$L_0 = h_e - h_p = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{0,707 \times l_0}{i_{min}} = \frac{0,707 \times 286}{12,99} = 15,56 \text{ cm} \leq 50$$

• **Poteau 40x40**

$$I = \frac{40 \times 40^3}{12} = 213333,33 \text{ cm}^4$$

$$i_{min} = \sqrt{\frac{213333,33}{40 \times 40}} = 11,54 \text{ cm}^2$$

$$L_0 = h_e - h_p = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{0,707 \times l_0}{i_{min}} = \frac{0,707 \times 286}{11,54} = 17,52 \text{ cm} \leq 50$$

• **Poteau 30x30**

$$I = \frac{35 \times 35^3}{12} = 125052,08 \text{ cm}^4$$

$$i_{min} = \sqrt{\frac{125052,08}{35 \times 35}} = 10,10 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{0,707 \times l_0}{i_{min}} = \frac{0,707 \times 286}{8,66} = 23,34 \text{ cm} \leq 50$$

✓ (45x45)	$\lambda = 15,56 \text{ cm} \leq 50$	condition vérifié.
✓ (40x40)	$\lambda = 17,52 \text{ cm} \leq 50$	condition vérifié.
✓ (35x35)	$\lambda = 23,34 \text{ cm} \leq 50$	condition vérifié.

Conclusion final :

Après avoir ces calculs, on adopte pour les pré-dimensionnements suivant :

- Plancher en corps creux (16+4) cm
- Poteaux :

}	-1 ^{er} , 2 ^{eme} sous sol, RDC et 1 ^{er} étage	(45 × 45)
	- 2 ^{eme} , 3 ^{eme} , 4 ^{eme} , 5 ^{eme} étage	(40 × 40)
	- 6 ^{eme} 7 ^{eme} et 8 ^{eme} étage	(35 × 35)
- Poutres :

}	- poutre secondaires :	(30 × 35)
	- Poutre principales :	(30 × 35)
- Voile : \implies pour tous les étages \implies 20cm d'épaisseur
- Dalle pleine : \implies 16 cm d'épaisseur

III-1- L'acrotère

III-1-1-Introduction :

Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments de la structure qui peuvent être étudiés isolément sous l'effet des seules charges qu'ils leurs reviennent. Le calcul se fera conformément aux règles (BAEL 99).

III-1-2- Calcul de l'acrotère :

L'acrotère sera assimilée à une console encastrée au niveau de la poutre du plancher terrasse, soumise à l'effort « N » dû à son poids propre et à une poussée latérale « Q » due à la main courante provoquant un moment de renversement « Mr » dans la section de l'encastrement.

Le calcul se fait à la flexion composée, en considérant une bande de 1m de large

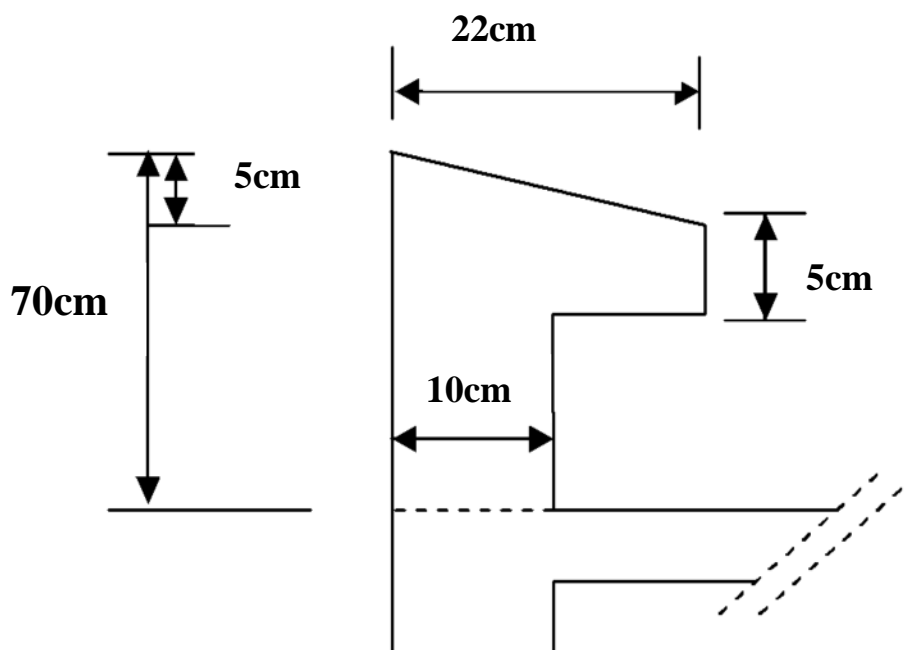


Fig-III-1-1- Coupe verticale de l'acrotère

III-1-2-1- Les sollicitations :

- Poids propre de l'acrotère : $G = \rho \times S \cdot 1 \text{ ml}$

Avec : ρ : masse volumique du béton.

S : section longitudinale de l'acrotère.

$$S = \frac{(0,22 \times 0,05)}{2} + (0,05 \times 0,22) + (0,6 \times 0,1) = 0,0765 \text{ m}^2$$

$$G = 25 \times 0,0765 \times 1$$

$$G=1,9125\text{KN/m}$$

- Surcharge d'exploitation : $Q=1.00\text{ KN/ml}$
- Effort normale du au poids propre : $N=G \times 1=1.9125\text{KN}$
- Effort de tranchant : $T=Q \times 1=1.00\text{ KN/ml}$
- Moment de fléchissant max du à la surcharge : $M=T \times H = Q \times 1\text{ml} \times H = 0.70\text{KN.m}$

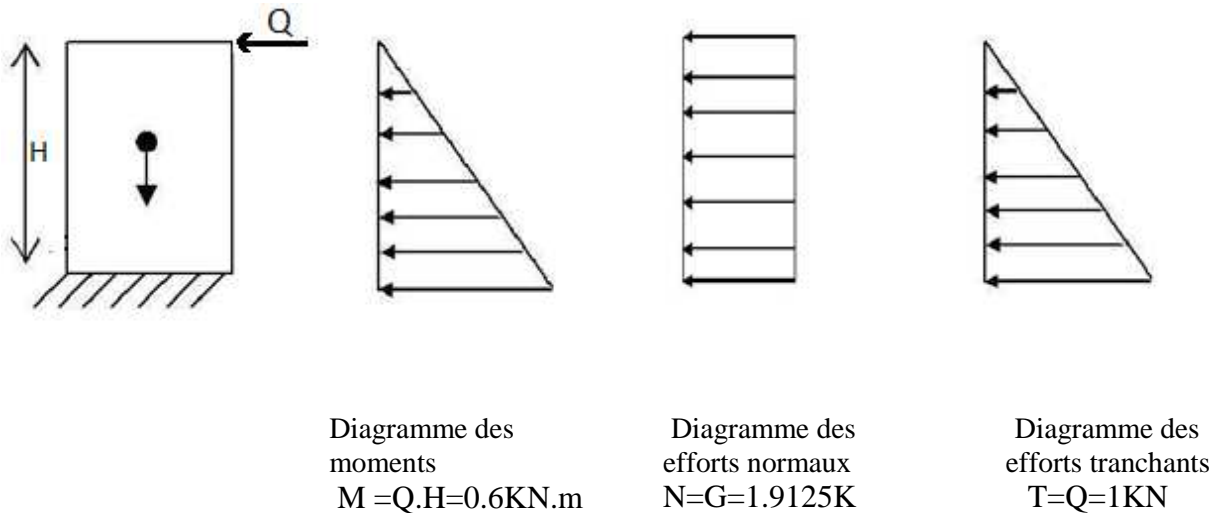


Fig. : III-1-2- Schéma statique

III-1-2-2 -Les combinaisons de charge:

A L'ELU : $1.35G+1.5Q$

- Effort normal N : $N_u = 1.35 N = 1.35 \times 1.9125 = 2.581\text{ KN}$
- Moment fléchissant : $M_u = 1.5 M = 1.5 \times 0.7 = 1.05\text{ KN m}$
- Effort tranchant T : $T_u = 1.5T = 1.5 \times 1 = 1.5\text{ KN}$

A L'ELS : $G+Q$

- Effort normal: $N_s = N = 1.9125\text{KN}$
- Moment de renversement: $M_s = M = 0.7\text{ KN m}$
- Effort tranchant T : $T_s = T = 1\text{ KN}$

III-1-3- Ferrailage de l'acrotère :

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion calcul se fera à L'ELU puis vérifié à L'ELS.

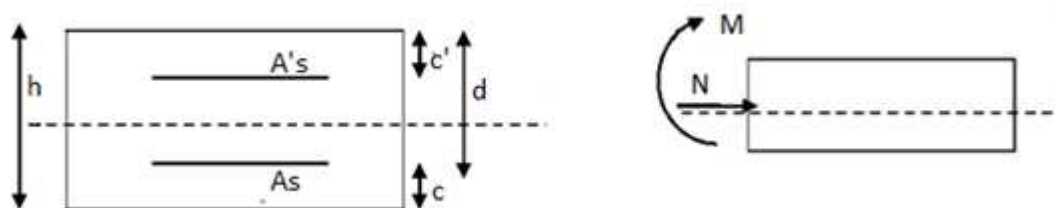


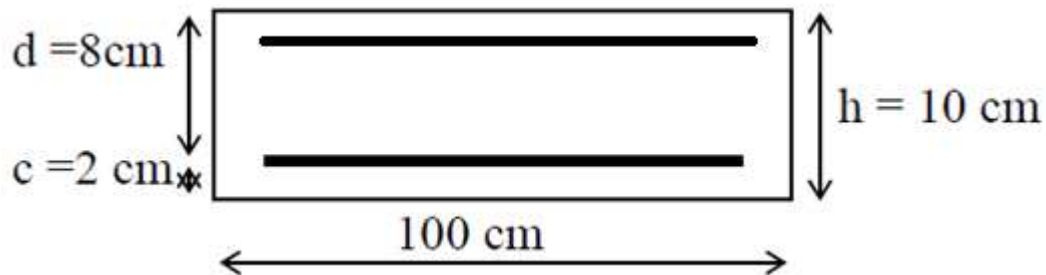
Fig.III-3-Schéma statique de la section de l'acrotère

Remarque

Les résultats des sollicitations se résument en un effort normal de compression « N » et un moment de flexion « M ».

On conclut que la section du béton est sollicitée en flexion composée.

Pour déterminer les armatures on procède par la méthode de calcul en flexion composée. Pour se faire on utilise l'organigramme de calcul approprié dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif « M_f » afin de déterminer les armatures fictives « A_f » puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles « A »

**III-1-3-1- Calcul à L'ELU :****Calcul de l'excentricité**

$$e_u = \frac{M_u}{N_U} = \frac{1,05}{2,581} = 0,41 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} = 0,03 \text{ m}$$

$$e_u > \frac{h}{2} - c \implies \text{Section partiellement comprimée}$$

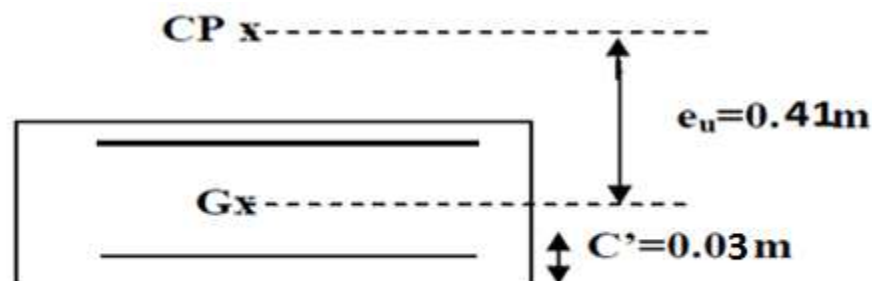


Fig III-1-4- Schéma statique des distances

Le centre de pression « Cp » se trouve en dehors de zone délimitée par les armatures, nous avons donc une SPC (section partiellement comprimée).

Le calcul d'armature se fait en deux étapes :

1) La section des armatures fictives (en flexion simple) :

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

$$M_f = 1,05 + 2,581 \left(\frac{0,1}{2} - 0,03 \right) = 0,11 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{15} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1,1 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,2} = 0,009$$

$$\mu = 0,009 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,009 \implies \beta = 0,994$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{1,05 \times 10^3}{0,994 \times 9 \times 348} = 0,38 \text{ cm}^2$$

2) La section des armatures réelles (en flexion composée) :

$$A_u = A_f - \frac{N_U}{\sigma_{st}} \quad \sigma_{st} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = 0,38 - \frac{2,581 \times 10}{348} = 0,30 \text{ cm}^2$$

III-1-4- Vérifications:

• Armatures principales :

a. Vérification de la condition de non fragilité : (Art A-4.2.1/BAEL 91)

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{F_e} \left| \frac{e_s - 0,445 d}{e_s - 0,185 d} \right| \quad \text{Avec } e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,7}{1,9125} = 33,6 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 8 \times 2,1}{400} \left| \frac{36,6 - 0,445 \times 8}{36,6 - 0,185 \times 8} \right| = 0,90 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 0,30 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0,90 \text{ cm}^2$$

La condition étant non vérifiée, on adoptera la section minimale d'armatures A_{\min}

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

Soit A adopté = **4 HA 8 = 2.01 cm²** avec un espacement **St = 25cm**

• Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{\text{adopter}}}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA8 = 2.01 cm²** Avec espacement **St = 20cm**

b. Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.5.2.1 / BAEL 91).

La fissuration est préjudiciable, donc $\tau = \tau_u \leq \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right\} = 2,5 \text{ MPA}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \quad V_u = 1,5 Q \quad \text{Avec } V_u : \text{effort tranchant}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{10^2 \times 90} = 0,16 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma} = 2,5 \text{ MPA} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement \implies les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III-1-4-1-Vérification de l'adhérence: (BAEL99/art A.6.1. 3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{avec } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 0,207 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPA} \implies \text{Condition vérifiée}$$

III-1-4-2-Espacement des barres

- Armatures principales: $s_t = \min\{3h, 33\text{cm}\} = 30\text{cm}$ soit $s_t=25\text{cm}$
 -Armatures de répartition : $s_t = \min\{4h; 45\text{cm}\} = 40\text{cm}$ soit $s_t=30\text{cm}$

III-1-4-3-Ancrages des barres verticales

La longueur de scellement droit est :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\bar{\sigma}_s} = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 3.15} = 253.9\text{mm} \quad \text{Soit : } L_s=30\text{cm}$$

III-1-5- vérification à L'ELS :

La contrainte dans l'acier : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

III -1-5-1- Vérification des contraintes dans l'acier (Art A-5.3.2 / BAEL 91)

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min\left\{\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right\} \quad \text{Avec } \eta = 1.6 \text{ fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min\{267; 201.6\}\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.6\text{MPa}$$

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

$$\text{On a: } \rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.251$$

$$\rho_1 = 0.251 \quad \Longrightarrow \quad \beta_1 = 0.920 \quad \Longrightarrow \quad K_1=47.69$$

D'où :

$$\sigma_{st} = \frac{0.7 \times 10}{0.92 \times 80 \times 2.01 \times 10^2} = 47,31\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 47,31\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

III -1-5-2- Vérification de contraintes dans le béton (Art A-4.5.2/ BAEL 91)

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c25} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{40.52}{47.69} = 0.85\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.85\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Le Ferrailage adopté est :

Armatures principales : 4HA8/ml = 2.01 cm² avec $s_t = 25\text{cm}$

Armatures de répartition : 4 HA8 = 2.01 cm² avec $s_t \cong 20\text{cm}$

III-1-6- Vérification de l'acrotère au séisme : (Art 6.2.3 / RPA 99)

L'acrotère est un élément non structural soumis à une force horizontale

$$F_p = 4AC_p w_p$$

Avec

A: coefficient d'accélération de zone, dans notre cas

$A = 0.15$ (Zone IIa, groupe d'usage 2)

C_p : Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires

$C_p = 0.3$

w_p : Poids de l'élément

$w_p = 1.9125 \text{ KN/ml}$

Donc : $F_p = 4 \times 0.3 \times 0.15 \times 1.9125 = 0.344 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$.

Conclusion :

Condition vérifiée, donc l'acrotère est calculée avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile

L'acrotère sera ferrailé comme suite

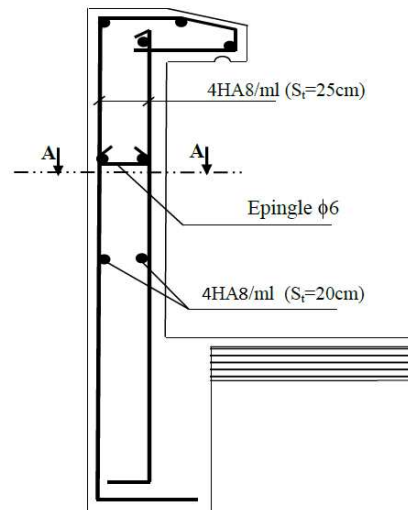


Fig III-1-5- Schéma ferrailage de L'acrotère

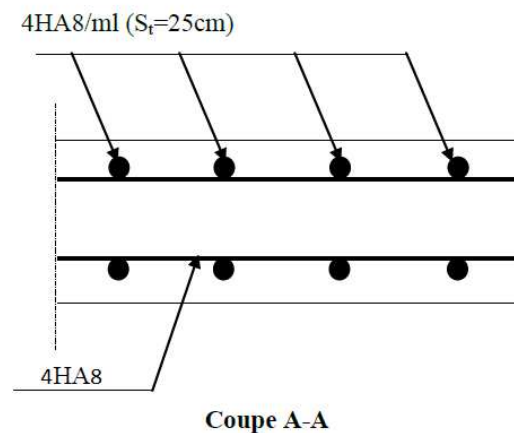


Fig.III-1-6- Ferrailage de l'acrotère

III-2- Les planchers

III-2-1- Introduction :

La structure comporte des planchers en corps creux (16+4), dont les poutrelles sont préfabriquées, disposées suivant le sens transversal et sur lesquelles repose le corps creux. Les planchers à corps creux sont constitués de :

Nervure appelée poutrelle de section en T, et la distance entre axe des poutrelles est de 65 cm. Remplissage en corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique. Sa dimension est de 16 cm.

Une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armature de nuance (fe520).

Nous avons à étudier le plancher le plus sollicité qui est celui de l'étage courant

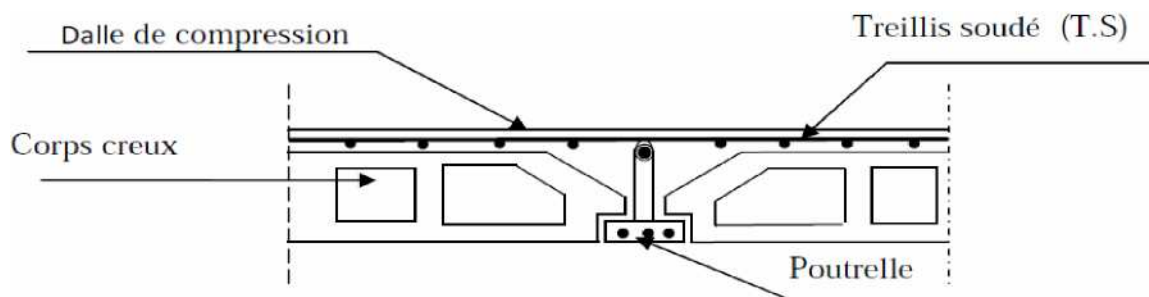


Fig. III-2-1 : Coupe transversale d'un plancher en corps creux

III-2-2 Détermination des dimensions de la section en T

$h = 16 + 4 = 20$ cm (hauteur de la dalle)

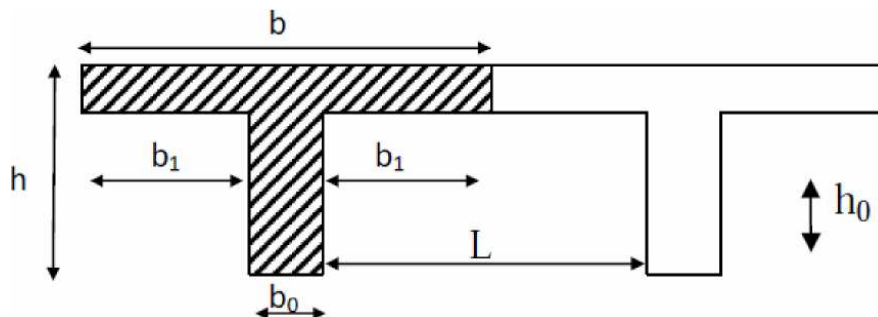
$b_0 = 4$ cm (épaisseur de la dalle de compression)

$C = 2$ cm (enrobage) $d = 18$ cm (hauteur utile)

b_1 : largeur de l'hourdis

Avec :

L : distance entre faces voisines de deux nervures



a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles

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

L : distance entre axe des poutrelles (50 cm < L < 80 cm).

Soit $A_{\perp} = 6T6 = 1,71 \text{ cm/ml}$; avec : e = 15ème

b) Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,71}{2} = 0,855 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{//} = 6T6 = 1,71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$; avec : e = 15 cm

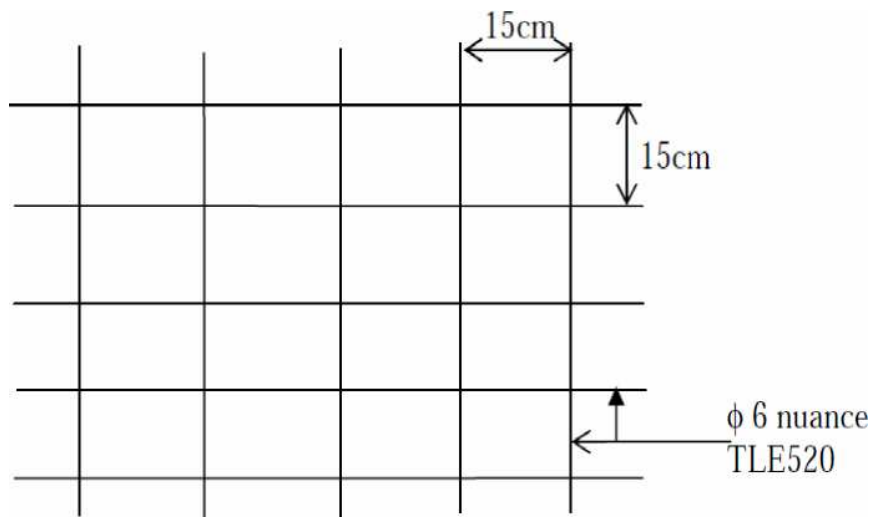


Fig.III-2-2 : Ferrailage de la dalle de compression avec un treillis soudé (15×15) cm

III-2-3- Calcul de la poutrelle à l'ELU :

Après coulage de la dalle de compression la poutrelle travaille comme une poutre continue en Tè qui repose sur plusieurs appuis, partiellement encastré à ces deux extrémités elle est soumise aux charges suivantes :

-poids du plancher : $G = 5,14 \times 0,65 = 3,341 \text{ KN/ml}$

Pour notre cas les calculs de plancher est celui de l étage courant (usage habitation). -

surcharge d'exploitation : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$

a) Combinaison d'actions :

À l'ELU : $Q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 5,973 \text{ KN/ml}$

À l'ELS : $Q_s = G + Q = 4,316 \text{ KN/ml}$

b) Choix de la méthode :

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher ; à l'aide des méthodes suivantes

- ❖ Méthode forfaitaire.
- ❖ Méthode des trois moments
- ❖ Méthode de Caquot.

$$1. \left\{ \begin{array}{l} Q \leq 2G \quad Q = 0,975 < 2G = 6,682 \quad \text{condition vérifiée} \\ Q \leq 5 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right\}$$

2. les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité \implies **Condition vérifiée.**

3. les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 < \frac{l_i}{l_{i+1}} < 1,25 \quad \text{On a :}$$

Selon le sens Y

$$\frac{300}{300} = 1 \quad ; \quad \frac{300}{350} = 0,86 \quad ; \quad \frac{350}{400} = 0,875 \quad ; \quad \frac{400}{350} = 1,14$$

4. la fissuration est considérée comme non préjudiciable. \implies **Condition vérifiée**

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

III-2-4- Principe de la méthode :

La méthode forfaitaire 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.

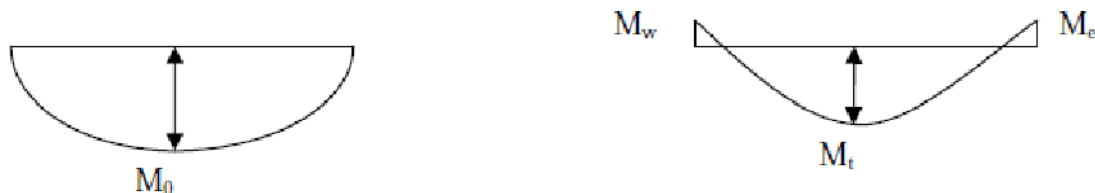


Figure III-2-3 : Diagramme des moments

III-2-4-1-Exposé de la méthode :

- Le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérée $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$, varie de 0 à 2/3 pour un plancher à surcharge d'exploitation modérée.

En effet pour $Q=0 \implies \alpha=0$ et pour $Q=2G \implies \alpha=2/3$

- M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée entre nus d'appuis

$$M_0 = \frac{q \times L}{8}$$

Avec

L : longueur de la travée entre nus d'appuis

q : Charge uniformément répartie

M_w Et M_e sont des valeurs des moments sur l'appui de gauche et de droite respectivement.

M_t : moment maximum en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq (1 + 0,3\alpha)M_0 \quad \text{Avec } (1 + 0,3\alpha) \geq 1,05 \\ M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans le cas d'une travée intermédiaire} \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans le cas d'une travée de rive} \end{array} \right.$$

La valeur absolue de chaque moment sur un appui intermédiaire doit être au moins égale à :

0.6 M_0 dans le cas d'une poutre à deux travées

0.5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées.

0.4 M_0 pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées

0.3 M_0 pour les appuis de rive semi encastrés

Dans notre cas nous avons une poutre sur 06 appuis, selon le sens Y car le sens X est considéré comme un sens porteur

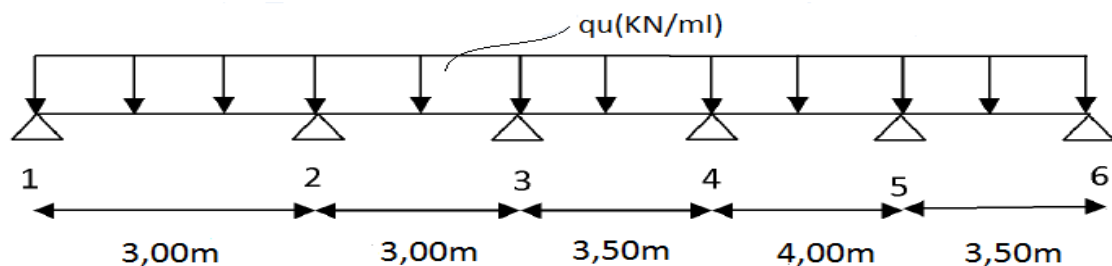


Fig. III-2-4 : Schéma statique

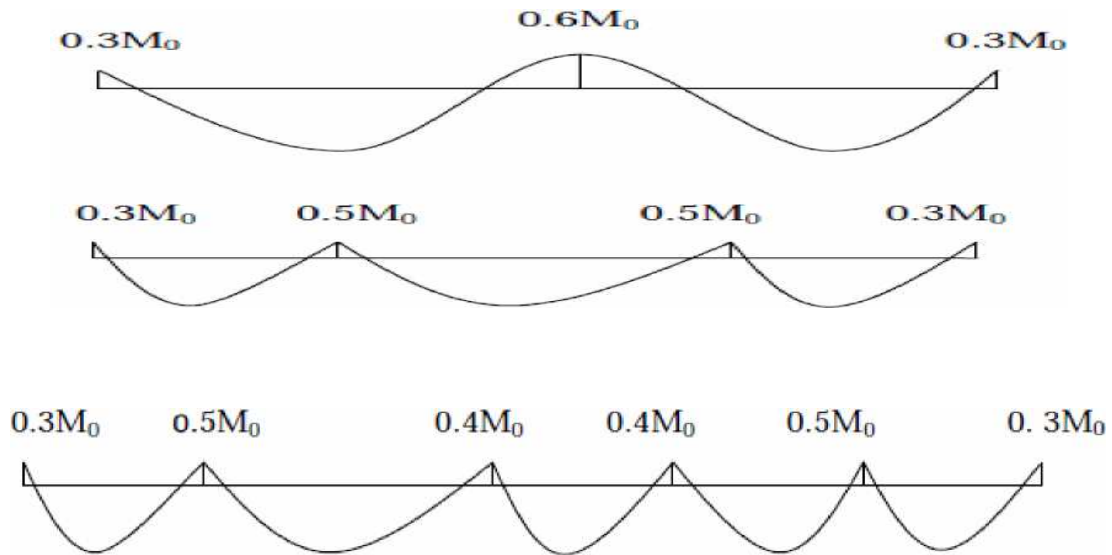


Fig. III-2-5 : Diagrammes des moments.

III-2-4-2- Calcul des coefficients

$$\alpha = \frac{q}{q+g} = \alpha = \frac{1,5}{1,5+5,14} = 0,225$$

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

Conditions vérifier

On aura après calcul : $\alpha = 0,225$

$$1 + 0,3 \alpha = 1,067$$

$$\frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,533$$

$$\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,633$$

III-2-4-3-Méthode forfaitaire :

- Calcul des moments isostatiques

Travée AB

$$M_0^1 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{5,973 \times 3,00^2}{8} = 6,719 \text{ KN/m}$$

Travée BC

$$M_0^2 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{5,973 \times 3,00^2}{8} = 6,719 \text{ KN/m}$$

Travée CD

$$M_0^3 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{5,973 \times 3,50^2}{8} = 9,146 \text{ KN/m}$$

Travée DE

$$M_0^4 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{5,973 \times 4,00^2}{8} = 11,946 \text{ KN/m}$$

Travée EF

$$M_0^5 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{5,973 \times 3,50^2}{8} = 9,146 \text{ KN/m}$$

• Calcul des moments aux appuis

$$M_A = 0,3 M_0^1 = 0,3 \times 6,719 \quad \Longrightarrow \quad M_A = 2,015 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max (M_0^1 ; M_0^2) = 0,5 \max (6,719, 6,719) \quad \Longrightarrow \quad M_B = 3,359 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \max (M_0^2 ; M_0^3) = 0,4 \max (6,719 ; 9,146) \quad \Longrightarrow \quad M_C = 3,658 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \max (M_0^3 ; M_0^4) = 0,4 \max (9,146 ; 11,946) \quad \Longrightarrow \quad M_D = 4,778 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,5 \max (M_0^4 ; M_0^5) = 0,5 \max (11,946 ; 9,146) \quad \Longrightarrow \quad M_E = 5,973 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,3 (M_0^5) = 0,3 \max (9,146) \quad \Longrightarrow \quad M_F = 2,743 \text{ KN.m}$$

• calcul des moments en travée :**➤ Travée de rive AB :**

$$M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0^1 \quad \Longrightarrow \quad M_t \geq 0,633 M_0^1$$

$$M_t \geq 0,633 \times 6,719 \quad \Longrightarrow \quad M_t \geq 4,253 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{M_A + M_B}{2} \geq 1,067 M_0^1 \quad \Longrightarrow \quad M_t + \frac{2,015 + 3,359}{2} \geq 1,067(6,719)$$

$$M_t = 4,532 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend le max} \quad \Longrightarrow \quad M_T = 4,532 \text{ KN.m}$$

➤ Travée intermédiaire BC:

$$M_t \geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0^2 \quad M_t \geq 0,533 M_0^2$$

$$M_t \geq 0,533 \times 6,719 \quad M_t \geq 3,581 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{M_B + M_C}{2} \geq 1,067 M_0^2 \quad \Longrightarrow \quad M_t + \frac{3,359 + 3,658}{2} \geq 1,067(6,719)$$

$$M_t = 3,66 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend le max} \quad \Longrightarrow \quad M_T = 3,66 \text{ KN.m}$$

➤ Travée intermédiaire CD :

$$M_t \geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0^3 \quad \Longrightarrow \quad M_t \geq 0,533 M_0^3$$

$$M_t \geq 0,533 \times 9,146 \quad \Longrightarrow \quad M_t \geq 4,874 \text{ kN.m}$$

$$M_t \frac{M_C + M_D}{2} \geq 1,068 M_0^3 \quad \Longrightarrow \quad M_t + \frac{3,658 + 4,778}{2} \geq 1,067(9,146)$$

$$M_t = 5,54 \text{ KN.m}$$

On prend le max $\Longrightarrow M_T = 5,54 \text{ KN.m}$

➤ **Travée intermédiaire DE :**

$$M_t \geq \left(\frac{1+0,3\alpha}{2} \right) M_0^4 \quad \Longrightarrow \quad M_t \geq 0,533 M_0^4$$

$$M_t \geq 0,533 \times 11,946 \quad \Longrightarrow \quad M_t \geq 6,367 \text{ KN.M}$$

$$M_t \frac{M_D + M_E}{2} \geq 1,068 M_0^4 \quad \Longrightarrow \quad M_t + \frac{4,778 + 5,973}{2} \geq 1,067(11,946)$$

$$M_t = 7,37 \text{ KN.m}$$

On prend le max $\Longrightarrow M_T = 7,37 \text{ KN.m}$

➤ **Travée de rive EF :**

$$M_t \geq \left(\frac{1,2+0,3\alpha}{2} \right) M_0^5 \quad \Longrightarrow \quad M_t \geq 0,633 M_0^5$$

$$M_t \geq 0,633 \times 9,146 \quad \Longrightarrow \quad M_t \geq 5,789 \text{ KN.M}$$

$$M_t + \frac{M_E + M_F}{2} \geq 1,067 M_0^5 \quad \Longrightarrow \quad M_t + \frac{5,973 + 2,743}{2} \geq 1,067(9,146)$$

$$M_t = 5,4 \text{ KN.m}$$

On prend le max $\Longrightarrow M_T = 5,4 \text{ KN.m}$

• **Calcul des efforts tranchants :**

$$T_W = \frac{M_W + M_e}{L} - \frac{q_u \times L}{2}$$

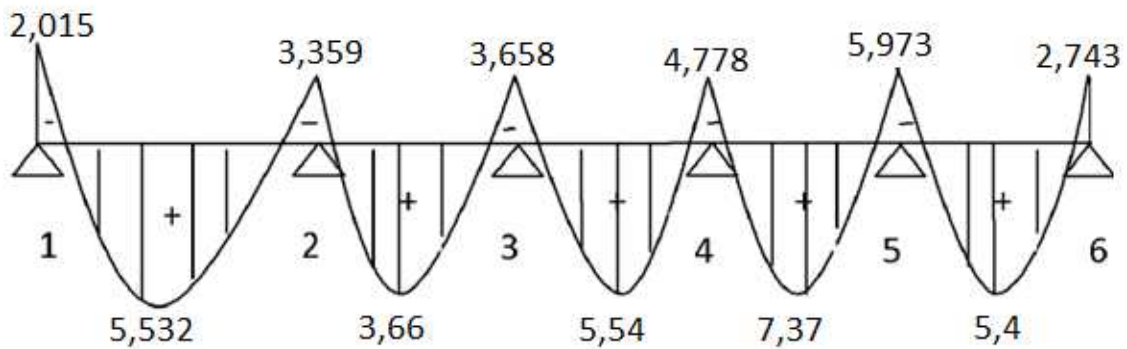
$$T_e = T_W + q_u L$$

Avec : T_w , T_e respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui.

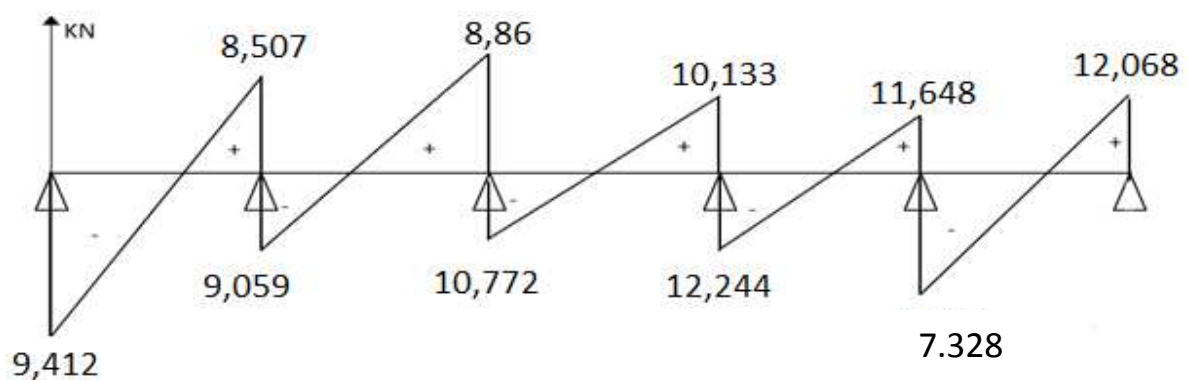
Travé	AB=3	BC=3	CD=3,5	DE=4	EF=3,5
$M_w(KN.m)$	2,015	3,359	3,658	4,778	5,973
$M_e(KN.m)$	3,359	3,658	4,778	5,973	2,743
$T_w(KN.m)$	-9,412	-9,059	-10,772	-12,244	-8,837
$T_e(KN.m)$	8,507	8,86	10,133	11,648	12,068
$M_t(KN.m)$	4,532	3,66	5,54	7,37	5,4

III-2-4-4- Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :

a) diagramme des moments fléchissant :



b) diagramme d'effort tranchant :



III-2-5-Ferraillage à l'ELU

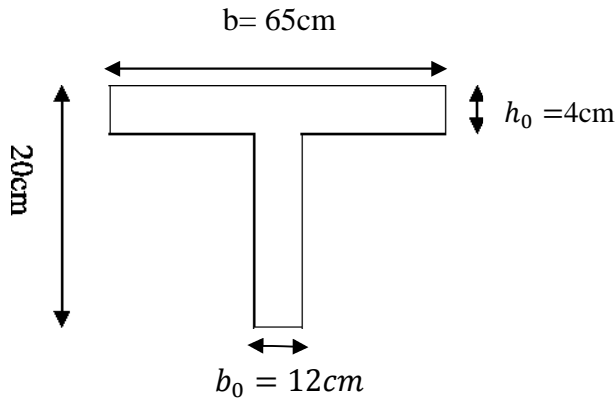
Les moments maximum aux appuis et en travées sont :

$$M_t^{\max} = 7,37 \text{ KN.m}$$

$$M_A^{\max} = 5,973 \text{ KN.m}$$

$$V_U = 12,068 \text{ KN}$$

a) Armature en travée:



Le moment équilibré par la table de compression

$$M_t = b h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 0,04 \times 0,65 \times 14,2 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) 10^3 = 59,072$$

$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > M_t^{\max} = 7,37 \text{ KN.m} \rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcule comme une section rectangulaire ($b \times h$)

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{7,37 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,024 < 0,392$$

$$\mu_b = 0,024 \quad \beta = 0,988$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d (f_e / \sigma_{bc})} = \frac{7,37 \times 10^3}{0,988 \times 18 \times 348}$$

$$A_{st} = 1,19 \text{ cm}^2 \text{ on Adopte : armature en travées } \mathbf{3HA10 = 2,35 \text{ cm}^2}$$

b) Armatures aux appuis:

Puisque le béton tendu est négligé donc le calcul se fera comme pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

$$M_a^{\max} = 5,973 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{5,973 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,108 < 0,392$$

$$\mu_b = 0,108 \implies \beta = 0,943$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{max}}{\beta d (f_e / \sigma_{bc})} = \frac{5,973 \times 10^3}{0,943 \times 18 \times 348} = 1,01$$

$A_{st} = 1,01 \text{ cm}^2$ Adopte : armature en travées **1HA12= 1,13 cm²**

c) Calcul des armatures transversals :

$$\emptyset < \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \emptyset_{max} \right) \text{ (Art 7.2.21/BAEL91)}$$

$$\emptyset < \min \left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 10 \right)$$

$\emptyset < 0,571 \text{ cm}$ on prend $\emptyset = 8 \text{ mm}$

On adopte : armature transversal **2HA8** $\rightarrow A_t = 1 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales seront réalisées par un terrier de HA8

d) Espacement des armatures transversales :

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

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

III-2-6-Vérification à l'ELU :

a) Vérification au cisaillement :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPA}) \text{ «Fissuration peu nuisible»}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPA}; 5 \text{ MPA}) = 3,25$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 d} = \frac{12,068 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,558$$

$$\tau_u = 0,558 < \bar{\tau}_u = 3,25 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

b) Condition de non fragilités:

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

• En travée :

$$A_t = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,26 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

• Aux appuis :

$$A_a = 1,13 > A_{min} = 0,26 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification de la contrainte d'adhérence : (Art. A.6.13/BAEL91)

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{12.068 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 1 \times 3,14 \times 12} = 1,97$$

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

$$\tau_{se} = 1,97 \text{MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{MPA} \implies \text{condition verifier}$$

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

On doit vérifier que : $V_U^{max} \leq 0,4 \times b_0 \times a \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; Avec $a=0,9d$

$$V_U^{max} \leq 0,4 \times 0,2 \times 0,9 \times 0,18 \times 10^3 \times \frac{25}{1,5} = 129,6$$

$$V_U^{max} = 129,6$$

- Appuis de rive :

$$V_U^{max} = 12,068 \text{ KN} < 129,6 \implies \text{condition vérifiée}$$

- Appuis intermédiaires :

$$V_U^{max} = 12,244 \text{ KN} < 129,6 \implies \text{condition vérifié}$$

e) Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

On doit vérifier que : $A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u^{max} + \frac{M_{max}}{0,9d} \right)$

- Appuis de rive :

$$A_a = 1,13 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times \left(12,068 - \frac{2,743}{0,9 \times 0,18} \right) = -0,139$$

$$A_a = 1,13 \geq -0,139 \implies \text{Condition vérifié}$$

- Appuis intermédiaires :

$$A_a = 1,13 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times \left(12,244 - \frac{5,973}{0,9 \times 0,18} \right) = -0,708$$

$$A_a = 1,13 \geq -0,708 \implies \text{Condition vérifié}$$

f) Calcul des scellements droit : (BAEL91/ Art. A6.1.23)

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835$$

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,328 \text{cm}$$

Soit un crocher $0,4l_s = 16,93\text{cm}$

III-2-7- Calcul de la poutrelle à l'ELS :

- calcul des moments isostatiques :

Travée AB

$$M_0^1 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{4.316 \times 3,00^2}{8} = 4,855 \text{KN/m}$$

Travée BC

$$M_0^2 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{4.316 \times 3,00^2}{8} = 4,855 \text{KN/m}$$

Travée CD

$$M_0^3 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{4.316 \times 3,50^2}{8} = 6,608 \text{KN/m}$$

Travée DE

$$M_0^4 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{4.316 \times 4,00^2}{8} = 8,632 \text{KN/m}$$

Travée EF

$$M_0^5 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{4.316 \times 3,50^2}{8} = 6,608 \text{KN/m}$$

- Calcul des moments aux appuis

$$M_A = 0,3 M_0^1 = 0,3 \times 4,855 = 1,456 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max (M_0^1 ; M_0^2) = 0,5 \max (4,855 ; 4,855) \implies M_B = 2,427 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \max (M_0^2 ; M_0^3) = 0,4 \max (4,929 ; 6,608) \implies M_C = 2,643 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \max (M_0^3 ; M_0^4) = 0,4 \max (6,608 ; 8,632) \implies M_D = 3,452 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,5 \max (M_0^4 ; M_0^5) = 0,5 \max (8,632 ; 6,608) \implies M_E = 4,316 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,3 (M_0^5) = 0,3 \max (6,608) \implies M_F = 1,982 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments en travée :

➤ Travée de rive AB :

$$M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0^1 \implies M_t \geq 0,633 M_0^1$$

$$M_t \geq 0,633 \times 4,855 \implies M_t \geq 3,07 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{M_A + M_B}{2} \geq 1,067 M_0^1 \implies M_t + \frac{1,456 + 2,427}{2} \geq 1,067(4,855)$$

$$M_t = 3,238 \text{ KN.m}$$

On prend le max $\implies M_T = 3,238 \text{ KN.m}$

➤ **Travée intermédiaire BC:**

$$M_t \geq \left(\frac{1+0,3\alpha}{2}\right) M_0^2 \implies M_t \geq 0,533 M_0^2$$

$$M_t \geq 0,533 \times 4,855 \implies M_t \geq 2,587 \text{ kN.m}$$

$$M_t + \frac{M_B + M_C}{2} \geq 1,067 M_0^2 \implies M_t + \frac{2,427 + 2,643}{2} \geq 1,067(4,855) \implies M_t = 2,645 \text{ KN.m}$$

On prend le max $\implies M_T = 2,645 \text{ KN.m}$

➤ **Travée intermédiaire CD :**

$$M_t \geq \left(\frac{1+0,3\alpha}{2}\right) M_0^3 \implies M_t \geq 0,533 M_0^3$$

$$M_t \geq 0,533 \times 6,608 \implies M_t \geq 3,522 \text{ kN.m}$$

$$M_t + \frac{M_C + M_D}{2} \geq 1,067 M_0^3 \implies M_t + \frac{2,643 + 3,452}{2} \geq 1,067(6,608)$$

$$M_t = 4,003 \text{ KN.m}$$

On prend le max $\implies M_T = 4,003 \text{ KN.m}$

➤ **Travée intermédiaire DE :**

$$M_t \geq \left(\frac{1+0,3\alpha}{2}\right) M_0^4 \implies M_t \geq 0,533 M_0^4$$

$$M_t \geq 0,533 \times 8,632 \implies M_t \geq 4,600$$

$$M_t + \frac{M_D + M_E}{2} \geq 1,068 M_0^4 \implies M_t + \frac{3,452 + 4,316}{2} \geq 1,067(8,632)$$

$$M_t = 5,326 \text{ KN.m}$$

On prend le max $\implies M_T = 5,326 \text{ KN.m}$

➤ **Travée de rive EF :**

$$M_t \geq \left(\frac{1,2+0,3\alpha}{2}\right) M_0^5 \implies M_t \geq 0,633 M_0^5$$

$$M_t \geq 0,633 \times 6,608 \implies M_t \geq 4,182 \text{ kN.m}$$

$$M_t + \frac{M_E + M_F}{2} \geq 1,067 M_0^5 \implies M_t + \frac{4,316 + 1,982}{2} \geq 1,067(6,608)$$

$$M_t = 3,901 \text{ KN.m}$$

On prend le max $\longrightarrow M_T = 4,182 \text{ KN.m}$

• **Calcul des efforts tranchants :**

$$T_W = \frac{M_W + M_e}{L} - \frac{q_s \times L}{2}$$

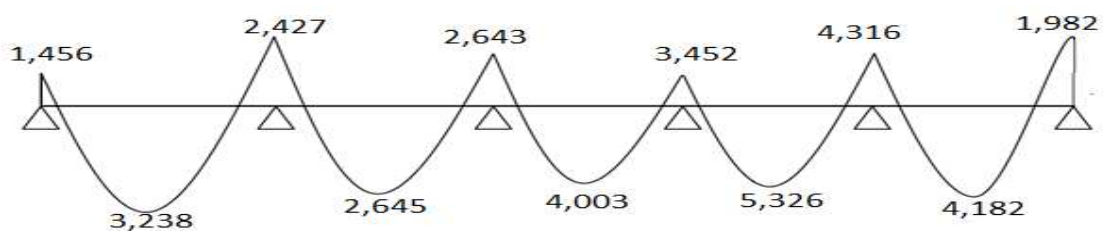
$$T_e = T_W + q_s L$$

Avec : T_w , T_e respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui

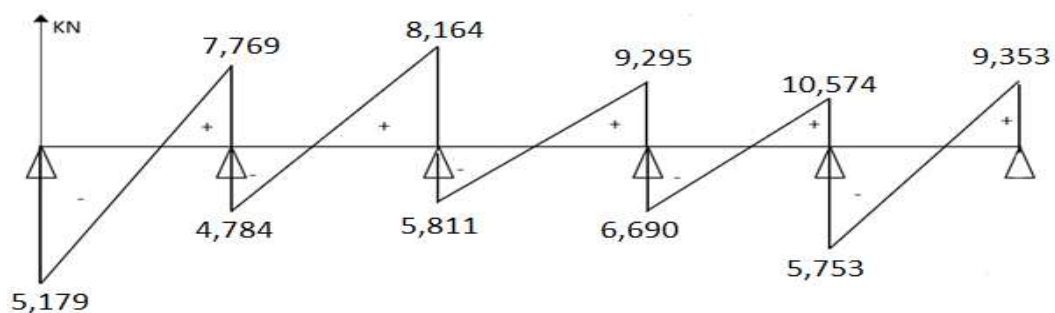
Travé	AB=3	BC=3	CD=3,5	DE=4	EF=3,5
$M_W(\text{KN.m})$	1,456	2,427	2,643	3,452	4,316
$M_e(\text{KN.m})$	2,427	2,643	3,452	4,316	1,982
$T_w(\text{KN.m})$	-5,179	-4,784	-5,811	-6,69	-5,753
$T_e(\text{KN.m})$	7,769	8,164	9,295	10,574	9,353
$M_t(\text{KN.m})$	3,238	2,645	4,003	5,326	4,182

III-2-7-1- Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :

a) **diagramme des moments fléchissant :**



b) **diagramme d'effort tranchant :**



III-2-8-Vérfications à L'ELS :**III-2-8-1- Etat limite de la compression du béton :****• En travée :**

$$M_t^{max} = 5,326 \text{ KN.m}$$

a) Contrainte dans les aciers :

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b_0d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1,08$$

$$\rho_1 = 1,08 \quad \Longrightarrow \quad \beta_1 = 0,8565 \quad \Longrightarrow \quad k_1 = 19,84$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{max}}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{5,326 \times 10^3}{0,8565 \times 18 \times 2,35} = 147,005 \text{ MPA} < \bar{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPA}$$

b) Contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \quad \text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 d A_{st}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{147,005}{19,84} = 7,409 < 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 7,409 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$$

Condition vérifié

Alors la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

• Aux appuis : $M_t^{max} = 1,982 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b_0d} = \frac{100 \times 1,13}{12 \times 18} = 0,523$$

$$\rho_1 = 0,523 \quad \Longrightarrow \quad \beta_1 = 0,891 \quad \Longrightarrow \quad k_1 = 31,08$$

a) Contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{max}}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{1,982 \times 10^3}{0,891 \times 18 \times 1,13} = 109,36 \text{ MPA} < \bar{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPA}$$

b) Contrainte dans le béton:

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{109,36}{31,08} = 3,518 < 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 3,518 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$$

Condition vérifié

Donc la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

Conclusion :

La vérification étant satisfaite donc les armatures à l'ELU sont satisfaisantes.

III-2-9-Vérification de la section vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

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

III-2-9-1- Etat limite de déformation : (BAEL91. AB68.4.24)

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

1. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5}$
2. $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$
3. $\frac{A_0}{b_0d} = \frac{3,6}{F_e}$

Avec :

h : hauteur totale de la section.

L : portée libre maximale.

Mt : moment maximum de flexion.

b₀: Largeur de nervure

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0,05 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifié}$$

$$\frac{h}{L} = 0,05 > \frac{5,326}{15 \times 8,632} = 0,041 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifié}$$

$$\frac{A_{sa}}{b_0d} = \frac{1,13}{18 \times 12} = 0,0052 > \frac{3,6}{400} = 0,009$$

Conclusion : Les trois conditions sont vérifiées, donc ce n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche

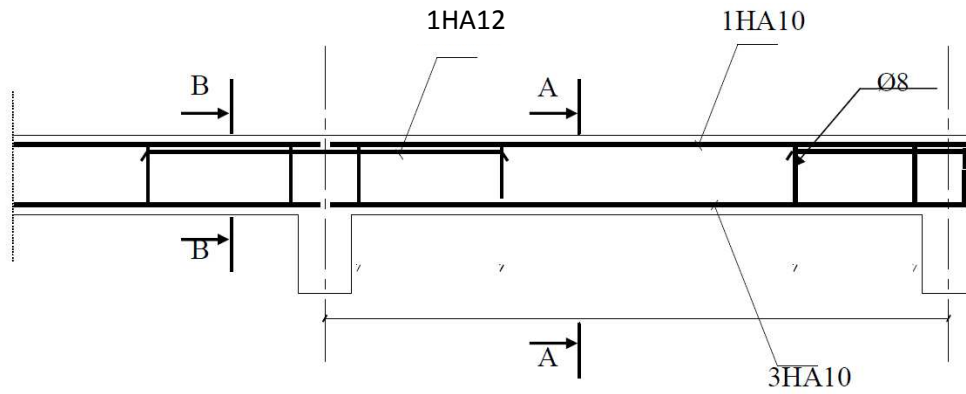
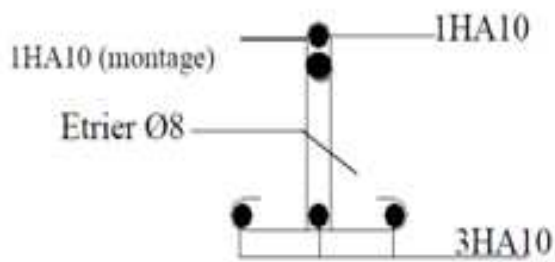
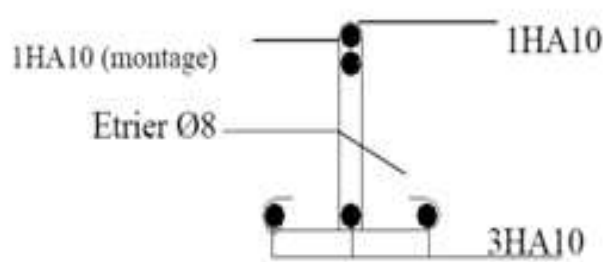


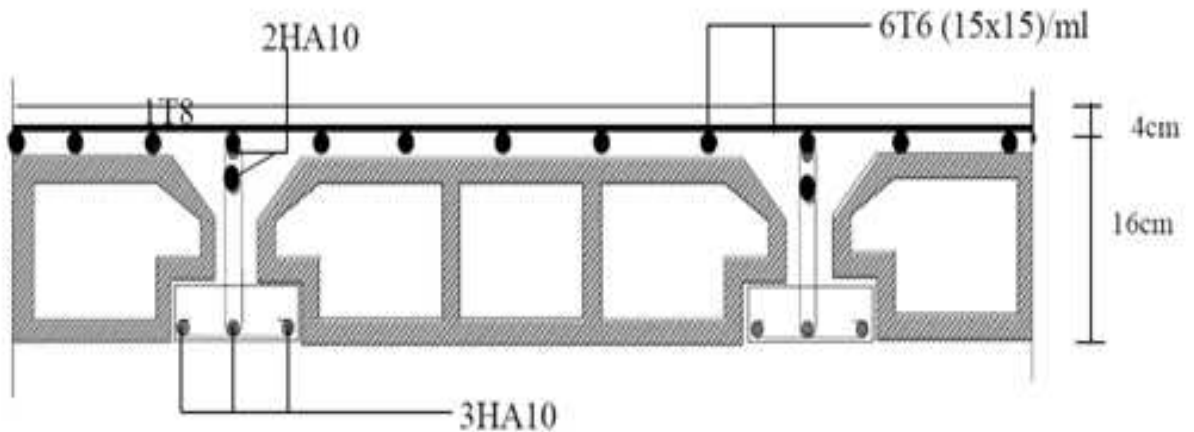
Figure III.2.6. : Ferrailage de la poutrelle



Ferrailage en coupe A-A



Ferrailage en coupe B-B



III-3 Les balcons

III-3-1- Introduction :

Les balcons sont des consoles encastrées au niveau de la poutre de rive. Ils sont soumis à des conditions d'environnement qui conduisent à des distributions constructives spéciales.

Ils sont constitués d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher. leurs épaisseur est déjà calculée au chapitre précédent. $e_p=16\text{cm}$

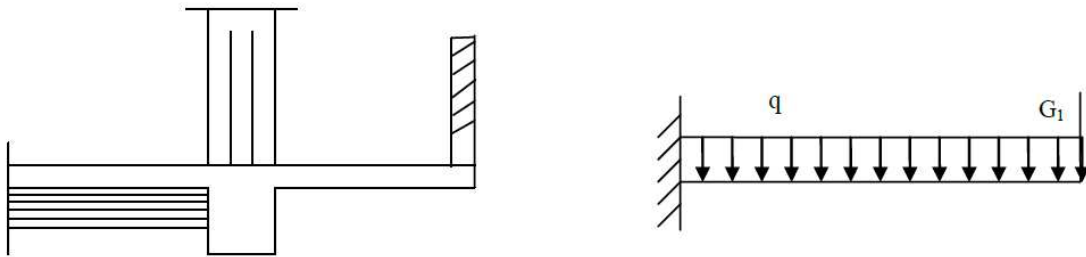


Fig.III.3.1. Schéma statique du balcon.

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

Nous considérons une bande de 1m de balcon.

a- Charges permanentes:

- La dalle

Charges permanentes uniformes	Masse volumique (Kn/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Couche de sable	18	0.02	0.36
la dalle pleine	25	0.15	3.75
Enduit en mortier de ciment	18	0.02	0.36
			G=5,31 KN/m²

- garde de corps

Charges permanentes concentrées poids du corps creux	Masse volumique (Kn/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/ml)
Murs en briques creuses	9	0.10	0.90
Enduit en mortier de ciment	18	2x0.02	0.72
			G = 1.62KN/m²

b-surcharge d'exploitation : $Q = 3.5\text{KN/m}^2$

Remarque : le moment provoquer par la main courante sera négligé car le garde corps est en maçonnerie.

III-3-3- Calcul à l'ELU

Combinaison des charges :

A L'ELU :

Dalle : $qu_1 = (1.35G + 1.5Q) \times 1 = [(1.35 \times 5.31) + 1.5(3.5)] = 12.43\text{KN/ml}$ **Garde de**

corps : $qu_2 = 1.35 \times 1.62 = 2.19\text{KN}$

A L'ELS :

Dalle : $qs_1 = G + Q = [5.31 + 3.5] \times 1 = 8.81\text{KN/ml}$

Garde de corps : $qs_2 = 1.62 \times 1 = 1.62\text{KN}$

III-3-4-Le ferrailage à L'ELU :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bonde de 1m de largeur, la distance dangereuse est située au niveau d'encastrement.

III-3-4-1-Calcul du moment sollicité:

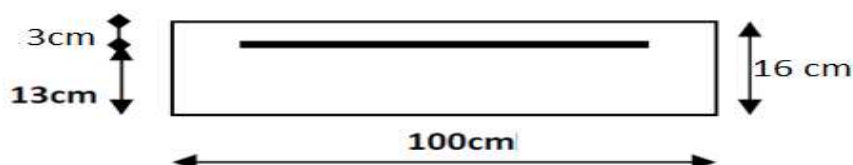
La section dangereuse étant au niveau de l'encastrement

$$M_U = \frac{q_{u1} \times l^2}{2} + q_{u2} l \quad \Rightarrow \quad M_U = \frac{12.43 \times 1.2^2}{2} + 2.19 \times 1.2$$

$$M_U = 11.57\text{KN.m} \quad b = 100\text{cm} \quad d = 13\text{cm}$$

a) Armatures principales

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement



$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11.57 \times 10^5}{100 \times 13^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0,048 < \mu_1 = 0.392 \implies \text{S.S.A}$$

Donc : $A' = 0$

$$\mu = 0.048 \implies \beta = 0.975$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11.57 \times 10^5}{0.975 \times 13 \times 384 \times 10^2} = 2.37 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.37 \text{ cm}^2$$

Armatures principale 6HA12/ml \rightarrow 6,78cm²/ml

Avec un espacement $S_t = 15\text{cm}$

b) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.69 \text{ cm}^2$$

Armatures de répartition 6HA10/ml \rightarrow 4.71cm²

avec un espacement $S_t = 20\text{cm} \implies S_t = 20\text{cm}$

III-3-5- Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité (Art. 4.2.1 /BAEL 91modifier

La section des armatures longitudinale doit vérifier la condition suivante

$$A_{adopté} \geq A_{min}$$

$$A_{min} = \left\{ 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} bd \right\} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 13 = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2 \implies A_s = 6.78 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

b) Contrainte tangentielle (Art .A.5.1.2/ BAEL 91modifier 99) :

Aucune armatures d'effort tranchant n'est nécessaire si : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\}$$

$$V_u = q_{u1} \times l + q_{u2} = 12.43 \times 1.20 + 1.62 = 16.536 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{16.536 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.127 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\} \Longrightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4MPa \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 2.5MPa; 4MPa \} \Longrightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 MPa$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée les armatures transversales ne sont pas nécessaire

c) Vérification de l'adhérence (Art .A.6.1.3/BAEL91 modifier99)

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3,15 MPa \text{ Avec } \Psi_s = 1.5 \Longrightarrow \text{HA}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \quad \sum U_i = n \times \pi \times \phi = 6 \times 3.14 \times 12 = 226.08 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{16.536 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 226.08} = 0.62 MPa$$

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad 0.62 MPa < 3,15 MPa$$

\Longrightarrow Condition vérifiée (pas de risque d'entraînement des barres).

d) espacement des barres : (Art. A.8.2.42/BAEL91 modifier 99)

$$\text{Armature principale : } S_t \leq \min(3h; 33cm) = 33cm < 15cm$$

$$\text{Armature de répartition: } S_t \leq \min(4h; 45cm) = 45cm < 20cm$$

e) longueur de scellement : (Art. A.6.1.22 BAEL91)

La longueur de scellement droit est donnée par la loi :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \sigma_s} \quad \text{Avec } \sigma_s = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.385 MPa$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42,32cm$$

$$\Longrightarrow \text{Soit : } L_s = 45cm$$

Mais cette longueur dépasse la largeur de la poutre (30cm) à laquelle le balcon sera encastré, donc les armatures doivent avoir des crochets.

La longueur des barres mesurées hors crochets (Art. A.6.1, 253 BAEL91/99) sera :

$$L_r = 0.4 L_s = 0.4 \times 45 = 18cm$$

$$\text{Soit : } L_r = 18cm$$

f) Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (Art.4.2.1/BAEL91)

$$\bar{V}_u = 0.4 f_{c28} 0.9 \frac{bd}{\gamma_s} \quad \bar{V}_u = 0.4 \times 25 \times 0.9 \times \frac{1 \times 0.13}{1.15} = 1017.39KN$$

$$V_u = 14.05KN < \bar{V}_u = 1017.39KN$$

g) Influence de l'effort tranchant aux appuis (armature principal)

$$A_s \geq V_u / \frac{f_e}{\gamma} \quad \text{Avec } V_u = 16.536kn4$$

$$\frac{V_u}{\frac{f_e}{\gamma}} = 16.536 \times 1000 \times \frac{1.15}{400} = 0.47 \text{ cm}^2$$

III-3-6- Vérification a l'ELS

• Calcul du moment sollicité:

La section dangereuse étant au niveau de l'encastrement :

$$M_s = \frac{q_{s1} \times l^2}{2} + q_{s2} \times l$$

$$M_s = \frac{8.81 \times 1.2^2}{2} + 1.62 \times 1.2 = 8.2872 \text{ KN} \quad M_s = 8.28 \text{ KN}$$

• Les contraintes dans le béton et l'acier:

➤ La contrainte dans l'acier:

On doit vérifier que : $\sigma_{st} = \bar{\sigma}_{st}$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\{0.5f_e; 90\sqrt{\eta f_{t28}}\} = 0.5 \times 400, 90\sqrt{1.6 \times 2.1} = 164.79 \text{ MPa}$$

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

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 6.78}{100 \times 13} = 0.5215$$

$$\rho = 0.521 \implies \beta_1 = 0.89175 \implies K_1 = 31.192$$

$$\text{Alors } \sigma_{st} = \frac{8.28 \times 10^3}{0.89175 \times 13 \times 6.78} = 105.34 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 164.79 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée}$$

➤ Contrainte dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{105.34}{31.192} = 3.377 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.377 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

➤ Etat limite de déformation

(Art.6.8.424/BAEL91)

$$\frac{h}{l} = \frac{16}{100} = 0.16 > \frac{1}{16} = 0.0625 \implies \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0.16 > \frac{M_t}{15M_0} = \frac{8.28}{15 \times 1.10} = 0.50 \implies \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{bd} = \frac{6.78}{100 \times 13} = 0.0052 < \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009 \implies \text{Condition vérifiée}$$

➤ Calcul de la flèche :

La valeur de la flèche maximale V_f , sous des charges de longue durée d'application est :

$$f_v = \frac{M_s L^2}{4E_v I_{fv}} \leq f = \frac{l}{250}$$

Avec :

I : inertie fictive de la section pour des charges de longue durée.

E_v : Module de déformation déferé. Avec $E_v = 3700(f_{cj})^{1/3}$
 $= 10818.865 \text{ MPa}$

E_v

L : portée de la console ($L=1,20\text{m}$)

$$I_{fv} = \frac{1.1I_0}{1+0.4\lambda_V\mu} \quad \lambda_V = \frac{0.05f_{t28}}{\rho\left(2+3\frac{b_0}{b}\right)} \quad \mu = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_s+f_{t28}}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène passant par son c.d.g

B_0 : Section homogénéisée

S_X : Moment statique de fibre supérieure non fissure dans la partie tendue.

$$B_0 = bh + 15A_s = 100 \times 15 + 15 \times 6.78$$

$$B_0 = 1601.7 \text{ cm}^2$$

$$S_X = \frac{bh^2}{2} + 15dA_s = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 13 \times 6.78$$

$$S_X = 12572.1 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_X}{B_0} = \frac{12572.1}{1601.7} \implies V_1 = 7.85 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7.85 \implies V_2 = 7.15 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s (V_2 - C)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times (7.85^3 + 7.15^3) + 15 \times 6.78 (7.15 - 2)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times (7.74^3 + 7.26^3) + 15 \times 4.71 (7.26 - 2)^2$$

$$I_0 = 31006.08 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{6.78}{100.13} = 0.0052$$

$$\lambda_V = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0052 \left(2 + 3 \frac{100}{100}\right)} = 4.03$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0052 \times 105.34 + 2.1} = 0.856$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 31006.08}{1 + 0.4 \times 4.03 \times 0.856} \quad I_{fv} = 14331.31 \text{ cm}^4$$

$$D'ou : f_v = \frac{8.28 \times 10^5 (120)^2}{4 \times 10818.865 \times 10^2 \times 14331.31} = 0.192 \text{ cm}$$

La flèche admissible :

$$\bar{f}_v = \frac{L}{250} = \frac{120}{250} = 0.48 \text{ cm}$$

$$f_v = 0.192 < \bar{f}_v = 0.48 \implies \text{Condition vérifiée}$$

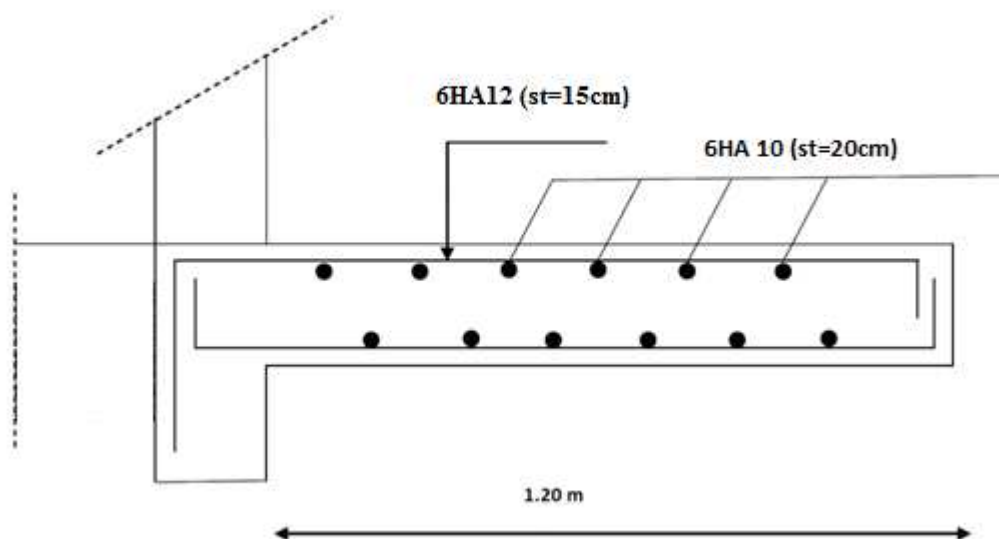


Figure III.3.2 : Ferrailage du balcon

III-4-poutre de chaînage

III-4-1- Introduction

La poutre de chaînage est considérée comme une poutre continue avec une inertie constante et qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures.

III-4-2- Pré-dimensionnement

Les dimensions de la poutre sont déjà calculées dans le deuxième chapitre

Poutre de chaînage (25cm, 30cm)

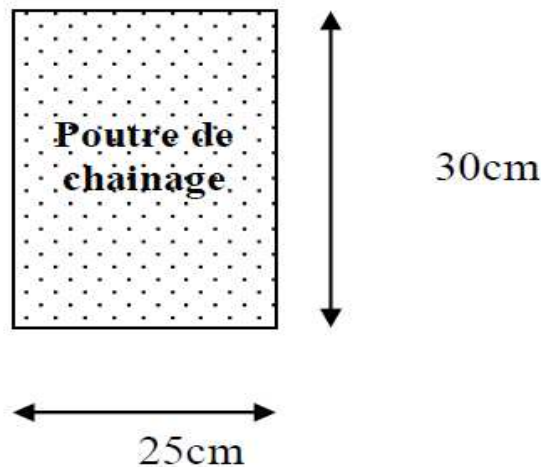


Figure III-4-1 : Coupe transversal de la poutre

III-4-3- Evaluation des charges et surcharges

➤ Les charges permanentes

Élément	Poids (KN/m ²)
Poids propre de la poutre	$0.25 \times 0.3 \times 25 = 1.875$
Poids du plancher	$5.24 \times \frac{0.65}{2} = 1.703$
Poids du mur	$1.3 \times 25 \times 0.1 = 3.25$
Poids du garde-corps	1
	G = 7,828

➤ La surcharge d'exploitation :

$$Q = 1.5 \times \frac{0.65}{2} = 0.487 \text{KN/ml}$$

1- Combinaisons des charges :

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 7.828 + 1.5 \times 0.487 = 11.298 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 7.828 + 0.487 = 8.315 \text{ KN/ml}$$

III-4-4- Etude de la poutre à l'ELU :

a) Calcul des efforts :

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyée sur deux appuis.

• **Calcul des moments :**

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{11.298 \times 3.65^2}{8} = 18.81 \text{ KN.m}$$

Fin de tenir compte des semi-encastres aux appuis, on affectera les moments par des coefficients.

$$\text{En travée} : M_t = 0.85 \times 18.81 = 15.98 \text{ KN.m}$$

$$\text{Aux appuis} : M_a = -0.3 \times 18.81 = -5.64 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des réactions d'appuis:**

$$R_A = R_B = q_u \times \frac{l}{2} = 11.298 \times \frac{3.65}{2} = 20.61 \text{ KN}$$

$$T_y = 20.61 \text{ KN}$$

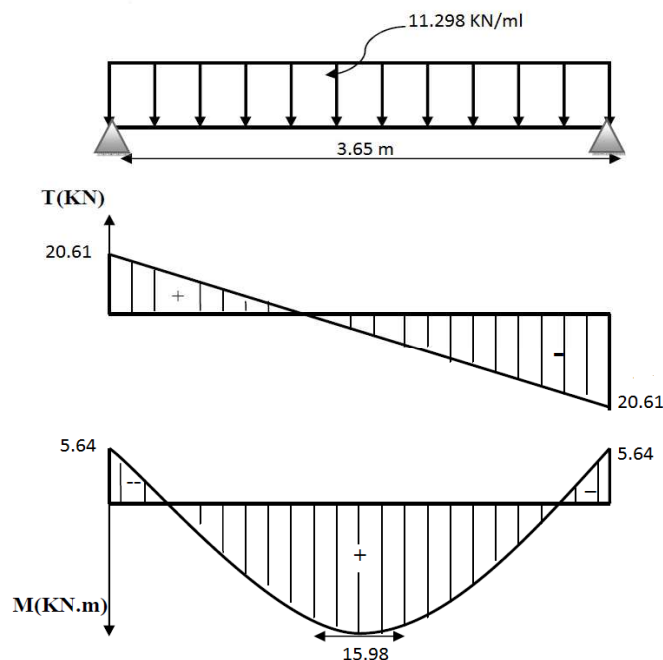


Fig. III-4-2 : Diagramme des efforts internes à L'ELU.

b) Calcul des armatures longitudinales :

• **Entravée**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{15.98 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.057$$

$$\mu = 0.057 < \mu_1 = 0.392 \implies \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0.056 \implies \beta = 0.971$$

$$\mu = 0.058 \implies \beta = 0.970$$

} Par interpolation

$$\mu_b = 0.057 \implies \beta = 0.9705$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{15.98 \times 10^3}{0.9705 \times 28 \times 348} = 1.68 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : on prendra **3HA12 = 3,39cm²**

• **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5.64 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.02$$

$$\mu = 0.02 < \mu_1 = 0.392 \implies \text{S.S.A}$$

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante

$$\mu = 0.02 \implies \beta = 0.99$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{5.64 \times 10^3}{0.99 \times 28 \times 348} = 0.584 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : on prendra **3HA12 = 3,39cm²**

III-4-5- Vérification à ELU (BAEL 91 modifiées 99)

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

$$A_a = A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification aux cisaillements (Art A.5.1, 1) :

Il faut vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$T_u^{\max} = 20.61 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{20.61}{0.25 \times 0.28} = 294.52 \text{ KN/m}^2 = 0.294 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \{3.3 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}\} = 3.3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.294 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.3 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

c) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

1. Dans le béton : (BAEL91 modifié 99/Art A.5.1, 313)

$$T_u^{max} < \frac{0.4 f_{c28}}{\gamma_b} \times 0.9 \times d \times b$$

$$T_u^{max} < \frac{0.4 \times 25 \times 10^3}{1.5} \times 0.9 \times 0.28 \times 0.25 = 420 \text{ KN}$$

$$T_u^{max} = 20.61 \text{ KN} < 420 \text{ KN} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

2. Sur les aciers : (BAEL 91 modifié 99/Art A.5.1, 321)

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u^{max} - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$$

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \left(20.61 \times 10^3 - \frac{5.64 \times 10^6}{0.9 \times 280} \right) = -5.09$$

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > -5.09 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

d) Vérification à l'entraînement des barres (BAEL 91 modifié 99/ Art A.6.1, 3) :

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{Avec } \Psi_s = 1.5 \quad \text{HA}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum U_i} \quad \sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{20.61 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 113.04} = 0.723 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.723 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

e) Calcul des ancrages des barres (BAEL 91 modifié 99 Art A.6.1, 21)

$$\sigma_s = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.385 \text{ MPa}$$

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

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.385} = 50.31 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante, la longueur d'ancrage mesurée hors crochets :

$$L_c = 0.4 L_s = 0.4 \times 50.31 = 20.124 \text{ cm} \quad \text{Soit } L_c = 20 \text{ cm}$$

f) Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_1^{max}, \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10} \right\} = \min \{1.2, 0.857, 2.5\} = 0.857 \text{ cm}^2$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \leq 8.57 \text{ mm}$$

On choisit un diamètre : $\phi = 8 \text{ mm}$

On prend un **cadre et un étrier** en HA8 ; **4HA8=2,01cm²**

Selon le (BAEL91 modifié 99 Art A.5.1, 21) L'espacement des plans successifs des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$s_t \leq \min \{0.9d; 40 \text{ cm}\} = \{25.2; 40 \text{ cm}\} = 25.2 \text{ cm} \quad \text{Soit } s_t = 25 \text{ cm}$$

La section d'armature transversale doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} > 0.4 \text{ MPa} ; \quad \frac{2.01 \times 400}{25 \times 25} = 1.28 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

III-4-6- Exigence du RPA version 2003 (Art7.5.2.2) :

- **En zone nodale (appuis) :**

$$s_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_1 \right\} = \min \left\{ \frac{30}{4}; 12 \times 1.2 \right\} = \{7.5; 14.4\} = 7.5 \text{ cm}$$

Soit $s_t = 7 \text{ cm}$ en zone nodale

- **En zone courante (travée) :**

$$s_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

Soit $s_t = 15 \text{ cm}$ en zone courante

Quantité d'armatures transversales minimales (Art-7.5.2.2) :

$$A_t \geq A_{\min} = 0.003 \times s_t \times b$$

$$A_{\min} = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.125 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

III-4-7- Vérification à l'ELS

$$q_s = 8.315 \text{ KN/ml}$$

a) Calcul des efforts :

- **Réaction aux appuis :**

$$R_A = R_B = q_u \times \frac{l}{2} = 8.315 \times \frac{3.65}{2} = 15.17 \text{ KN}$$

- **Les moments :**

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{8.315 \times 3.65^2}{8} = 13.84 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de semi encastrement :

En travée : $M_t = 0.85 \times 13.84 = 11.77 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_a = -0.3 \times 13.84 = -4.15 \text{ KN.m}$

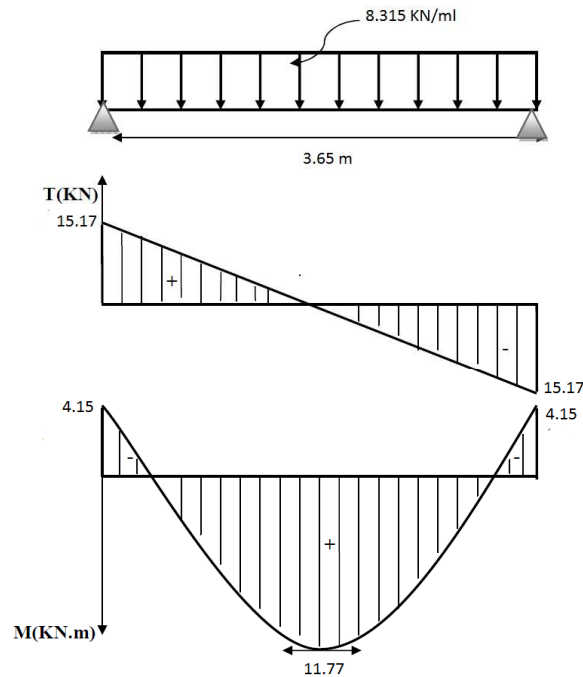


Fig. III-4-3- : Diagramme des efforts internes à L'ELS

b) Vérification de la résistance du béton à la compression :(BAEL 91 modifiées 99 ArtA.4.5 ,2)

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c25} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

- En travée : $A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 28} = 0.483 \quad \beta_1 = 0.895 \quad K_1 = 32.62$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \sigma_{st} = \frac{11.77 \times 10^3}{0.895 \times 28 \times 3.39} = 138.54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \sigma_{bc} = \frac{138.54}{32.62} = 4.247 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.247 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

- **Sur appuis : $A_a = 3.39 \text{ cm}^2$**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 28} = 0.483 \implies \beta_1 = 0.895 \implies K_1 = 32.62$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \sigma_{st} = \frac{4.15 \times 10^3}{0.895 \times 28 \times 3.39} = 48.85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \sigma_{bc} = \frac{48.85}{32.62} = 1.497 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.497 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

c) Etat limite d'ouverture des fissurations [BAEL91 modifiée 99/Art A.4.5, 3] :

La fissuration est préjudiciable

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

Avec η c'est le coefficient de fissuration qui vaut 1,6 pour les aciers en HA

$$\sigma_{st} = 138.54 < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

d) Vérification de la flèche : [BAEL.99/Art B.6.5, 2] :

On peut dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{365} = 0.082 > \frac{1}{16} = 0.0625 \implies \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.082 \geq \frac{M_{tr}}{10M_0} = \frac{11.77}{10 \times 13.84} = 0.085 \implies \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{b.d} = \frac{4.62}{25 \times 28} = 0.0066 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \implies \text{Condition vérifiée}$$

Une des ces condition n'est pas vérifiées, le calcul de la flèche est nécessaire.

III-4-8- Calcul de la flèche

$$f = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3650}{500} = 7.3 \text{ mm}$$

Avec \bar{f} : flèche admissible

E_v : Module de déformation différée

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

I_{fv} : Inertie fictive pour les charges de longue durée

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

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section.

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

$$\text{Avec : } v_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} \Longrightarrow V_2 = h - v_1$$

$S_{/xx}$: Moment statique par rapport à l'axe xx

$$S_{/xx} = \frac{bh^2}{2} + 15Ad = \frac{25 \times 30^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 28 = 12673,8 \text{cm}^2$$

$$S_{/xx} = 12673,8 \text{cm}^2$$

B_0 : Section homogène

$$B_0 = bh + nA$$

$$B_0 = 25 \times 30 + 15 \times 3.39 = 800,85 \text{ cm}$$

$$v_1 = \frac{12673,8}{800,85} = 15,82 \text{cm} \Longrightarrow V_2 = 30 - 15,82 = 14,17 \text{cm}$$

D'où

$$I_0 = \frac{25(15,82^3 + 14,17^3)}{3} + 15 \times 3,39(14,17 - 2)^2 = 64235,40 \text{cm}^4$$

$$I_0 = 64235,40 \text{cm}^4$$

Calcul des coefficients

$$\rho_1 = \frac{A_t}{bd} = \frac{3,39}{25 \times 28} = 0,0048 \Longrightarrow \beta = 0,8949$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{d \cdot A_t \cdot B_1} = \frac{11,77 \times 10^3}{28 \times 3,39 \times 0,8949} = 215,54 \text{MPa}$$

$$\rho = \frac{A_t}{bd} = \frac{3,39}{25 \times 28} = 0,0048$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 25}{25}\right) \times 0.0048} = 1.75$$

$$\mu = \max\left\{1 - \frac{1.75f_{c28}}{4\rho \times \sigma_s + f_{t28}}; 0\right\} = \{0.41; 0\}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1I_0}{1 + \mu\lambda_v} = \frac{1.1 \times 64235.4}{1 + 0.41 \times 1.75} = 41140.57 \text{ cm}^4$$

D'où la flèche

$$f = \frac{M_{ser}L^2}{10E_v I_{fv}}$$

$$f = \frac{11.77 \times 10^6 \times 3650^2}{10 \times 10818.86 \times 41140.57} = 3.52 \text{ mm}$$

$$f = 0.352 \text{ cm} < \bar{f} = 0.730 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée}$$

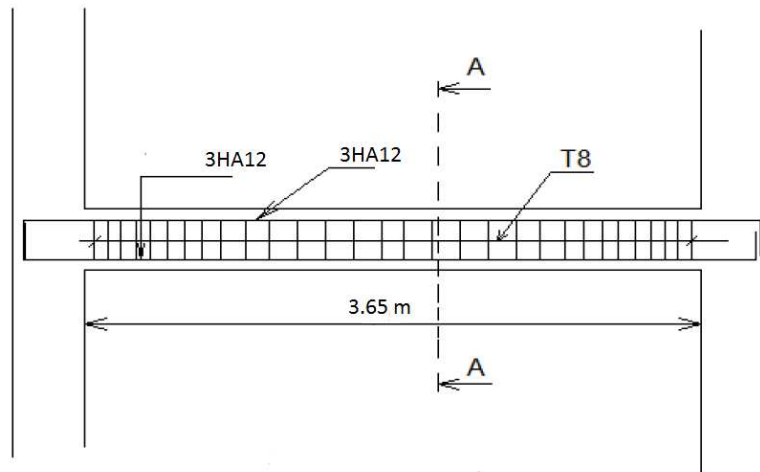
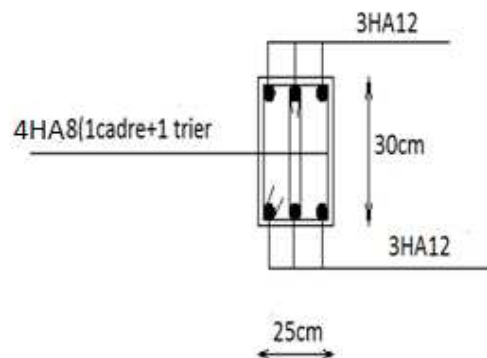


Fig. III-4-4-Ferrailage de la poutre chaînage



Coupe A-A

III-5- les escaliers :

III-5-1. Introduction :

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer d'un niveau à un autre d'une construction, Notre bâtiment comporte une seul cage d'escalier de type droite avec deux volées et un palier intermédiaire.

Les escaliers que comporte notre ouvrage sont réalisés en béton armée et coulée sur place.

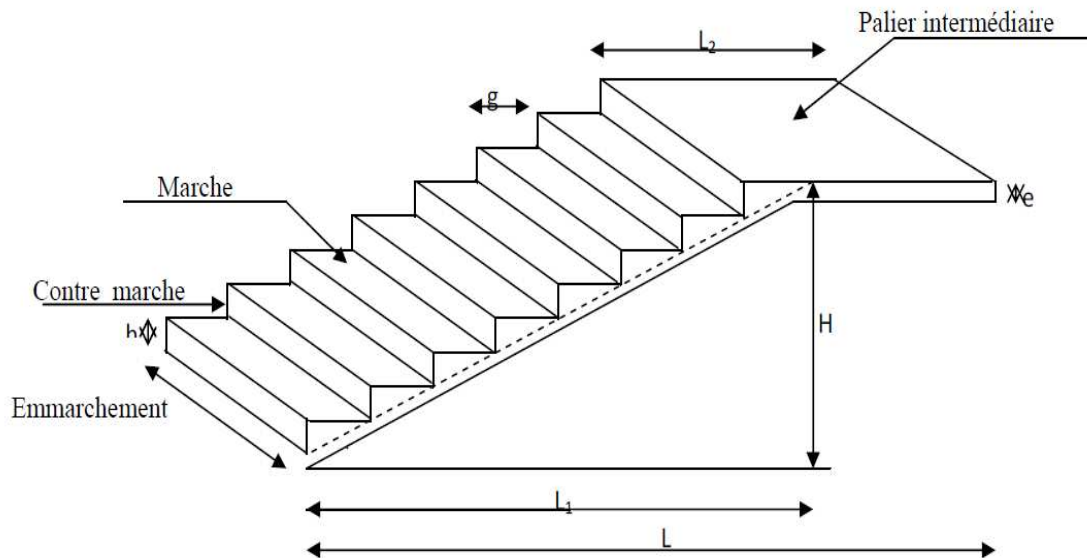


Fig. III-5-1 : Coupe verticale de l'escalier

G : la largeur de contre marche (giron)

h : hauteur de la contre marche

e : l'épaisseur de la paillasse et le palier

H : hauteur de la volée

L : longueur linéaire de la paillasse et celle de palier

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit la charge vertical, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie...ect....
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est la plate forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires.
- **L'embranchement** : représente la largeur de la marche.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armée incorporant les marches et contre marches.

III-5-1-Pré-dimensionnement :(Etages courants)

Le dimensionnement des marches et des contre marches sera déterminé à l'aide de la formule de **BLONDEL**.

Pour avoir un escalier confortable, on cherche à réaliser ces conditions :

$$\left\{ \begin{array}{l} 59\text{cm} < g + 2h < 66\text{cm} \\ 14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm} \end{array} \right.$$

Le nombre de contre marches (n) est égal à : $n = \frac{H_t}{h}$

Le nombre de girons est pris alors : $m = n - 1$

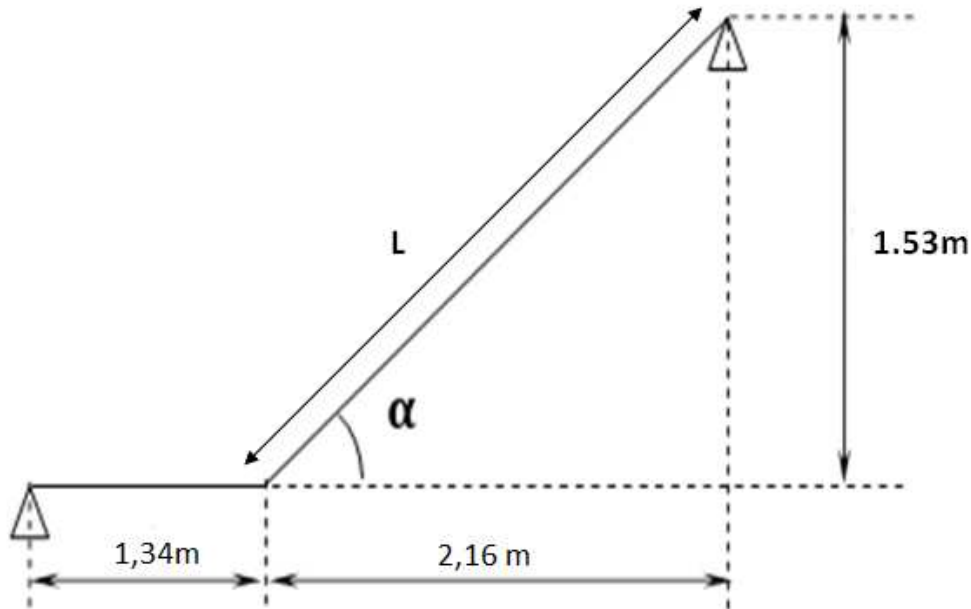


Fig III-5-2- Le schéma statique d'escalier

$$H_t = 306\text{cm}$$

Soit $h=18\text{cm}$

$$n = \frac{306}{18} = 17 \implies 17 \text{ contre marche}$$

$$m = 17 - 1 = 16 \implies 16 \text{ marche}$$

L'escalier est réparti en 2 volées de 8 marches avec un palier de repos intermédiaire.

Relation de BLANDEL :

$$59\text{cm} < g + (2 \times 18) < 66\text{cm}$$

$$23\text{cm} < g < 30\text{cm}$$

Soit : $g=30\text{cm}$

Vérification de la loi de BLONDEL

$$2h+g = 66\text{cm} \leq 66\text{cm} \Rightarrow \text{condition est vérifiée}$$

La paillasse:

L'épaisseur de la paillasse est donnée par la formule suivante :

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

L : longueur réelle du palier et de la paillasse : $L = L_1$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1,53}{2,16} = 0,708 \quad \Longrightarrow \quad \alpha = 35,31$$

$$L = \frac{2,16}{\cos 35,31} + 1,24 = 3,88\text{m} = 388\text{cm}$$

L'épaisseur de la paillasse est :

$$\frac{388}{30} = 12,93\text{cm} \leq E_p \leq \frac{388}{20} = 19,4\text{cm}$$

Soit : $E_p = 16\text{cm}$

III-5-2-Détermination des charges et des surcharges :

Le dimensionnement des marches étant très faible par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément réparti sur la paillasse. Le calcul s'effectuera pour une bande de 1m d'emmarchement et une bande de 1m de projection horizontale de la volée.

- **Charges permanentes :**

1. **La volée :**

Tableau III-5-1-Charge totale du palier.

Élément	Poids (KN/m ²)
Poids propre de la paillasse	$\frac{25 \times E_p}{\cos \alpha} = \frac{25 \times 0,16}{\cos 38} = 5,07$
Poids propre des marches	$\frac{25 \times E_p}{2} = \frac{25 \times 0,16}{2} = 2$
Poids des Revêtement (carrelage, sable, mortier, enduit)	0.40+0.44+0.36+0.36=1.56
Poids propre du garde corps	0,2
	G = 8.83

2. Le palier :

Tableau III-5-2- Charge totale du palier.

Élément	Poids (KN/m ²)
Poids propre de palier	$25 \times E_p = 25 \times 0.16 = 4$
Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit)	1.56
	G = 5.56

3. Les charges concentrées (mur intérieur).

Une charge concentrée (verticale) sur l'extrémité du palier due à la charge du mur intérieur (P).

Tableau III-5-3- Charge totale du mur extérieur.

Élément	Poids (KN/m ²)
Maçonneries en briques creuses	$9 \times 0.1 = 0.9$
Poids des enduits (enduit plâtre)	$0.2 \times 2 = 0.4$
	P = 1.3

$$P = (3,06 - 0,16) \times 1,3 \times 1\text{m} = 3,77 \text{ KN}$$

- **Surcharge d'exploitation :**

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le **DTR B.C.2.2** est :

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}$$

1. Combinaisons de charge et surcharge:

ELU : 1,35G+1,5Q

- La paillasse : $q_{1u} = \{1.35(8.83) + 1.5(2.5)\} \times 1 = 15,67\text{KN/ml}$
- le palier : $q_{2u} = \{1.35(5.56) + 1.5(2.5)\} \times 1 = 11,25\text{KN/ml}$
- la charge concentrée : $q_{3u} = 1.35 \times 3.77 = 5,09\text{KN}$

ELS : G+Q

- La paillasse : $q_{1s} = \{(8.83) + (2.5)\} \times 1 = 11,33\text{KN/ml}$

- le palier : $q_{2s} = \{(5.56) + (2.5)\} \times 1 = 8,06\text{KN/ml}$
- la charge concentrée : $q_{3s} = 3,77 = 3,77\text{KN}$

2. Calcul des efforts internes à l'ELU :

Pour déterminer les efforts tranchants et les moments fléchissant on calcul d'abord les réactions d'appuis avec les formules de la R.D.M

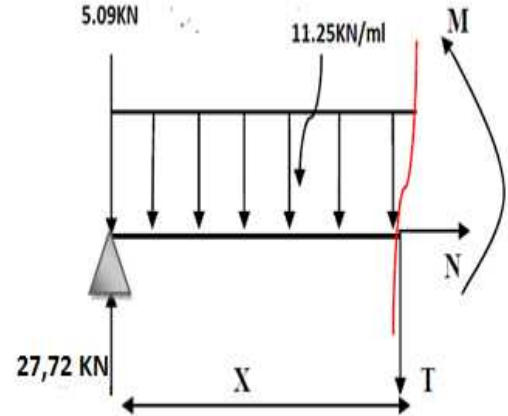
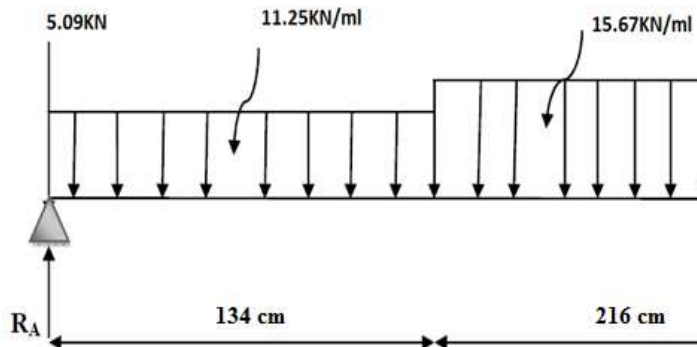


Fig III-6-3- diagramme des efforts à l'ELU

• Les réactions d'appuis :

$$\sum F_y = 0 \implies R_A + R_B = 15,67 \times 2,16 + 11,25 \times 1,34 + 5,09 = 54,01\text{KN}$$

$$R_A + R_B = 54,01\text{KN}$$

$$\sum M/A = 0 \implies \longrightarrow$$

$$R_B \times 3,5 - \{(15,67 \times 2,16) \times 2,42 + (11,25 \times 1,34) \times 0,67\} = 0$$

$$R_B = 26,28\text{KN}$$

$$\sum M/B = 0$$

$$R_A \times 3,5 - \{(15,67 \times 2,16) \times 1,08 + (11,25 \times 1,34) \times 2,83 + (5,09 \times 3,5)\} = 0$$

$$R_A = 27,72\text{KN}$$

• Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:

➤ 1er tronçon: $0 \leq X \leq 1.24$

Efforts tranchants :

$$\sum F/y = 0 \implies \longrightarrow$$

$$T = -11,25X - 5,09 + 27,72$$

$$T = -11,25X + 22,63$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X=0 \text{ m} \implies T(0)=22,63 \text{ KN} \\ X=1,34 \text{ m} \implies T(1,34)=7,55 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Moments fléchissant :

$$\sum M_i = 0 \implies M = -5,625X^2 + 22,63X$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X=0 \text{ m} \implies M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ X=1,34 \text{ m} \implies M(1,34) = 20,22 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_{max} \implies T = 0 \implies X = 2,01 \text{ m}$$

$$M_{max} = M(2,01) = 22,76 \text{ KN.m}$$

• Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:

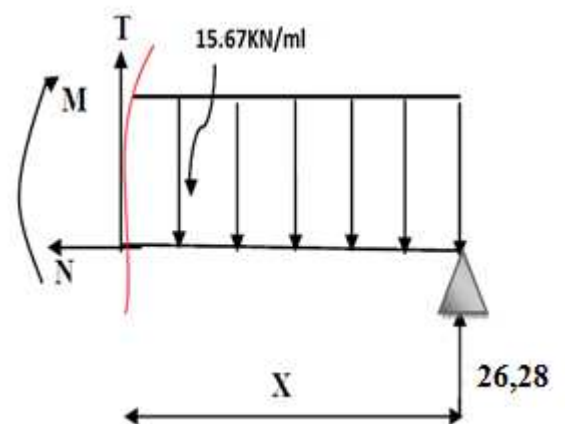
➤ 2^{eme} tronçon: $0 \leq X \leq 2,16$

$$\sum F/y = 0 \implies T = 15,67X - 26,28$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X=0 \text{ m} \implies T(0)=-26,28 \text{ KN} \\ X=2,16 \text{ m} \implies T(2,16)=7,56 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Moments fléchissant :

$$\sum M_i = 0 \implies M = -7,835X^2 + 26,28X$$



$$\left\{ \begin{array}{l} X=0 \text{ m} \implies M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ X=2,16 \text{ m} \implies M(2,16) = 20,20 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_{max} \implies T = 0 \implies X=1,67 \text{ m}$$

$$M_{max} = M(1,67) = 22,03 \text{ KN.m}$$

Tableau III-5-3- résumé des efforts internes :

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T (KN)	M (KN.m)
$0 \leq X \leq 1.34$	$-11,25X + 22,63$	$-5,625X^2 + 22,63X$	0	22,63	0
			1,34	7,555	20,20
$0 \leq X \leq 2.16$	$15,67X - 26,28$	$-7,835X^2 + 26,28X$	0	-26,27	0
			2,16	7,555	20,20

Remarque

Pour tenir en compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteur pour le moment Mu_{max} aux appuis et en travée 0.3et 0.85 respectivement.

➤ **Moment en appuis:**

$$Mu_{ap} = (-0.3)Mu_{max} = (-0,3) \times (22,03) = -6,609 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment en travée :**

$$Mu_{travée} = (0.85)Mu_{max} = (0,85) \times (22,03) = 18,725 \text{ KN.m}$$

Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU :

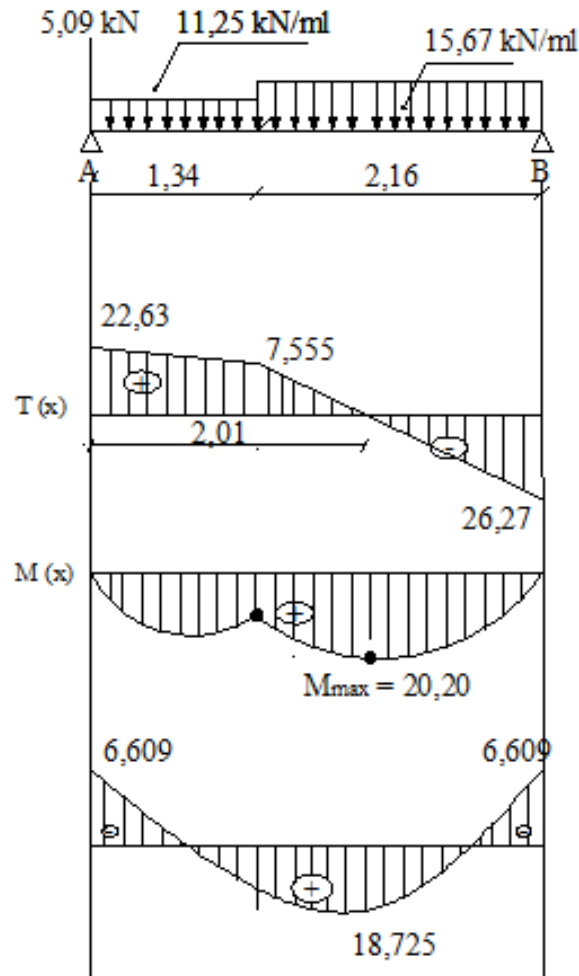


Fig. III-5-4- : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

III-5-2- Calcul des armatures à ELU :

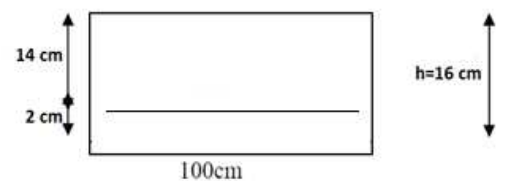
Le ferrailage se fera pour une bonde de 1m en flexion simple. Pour cela on utilise les résultats des efforts tranchants et moments fléchissant définis dans la figure précédente.

➤ **Aux appuis :** $Mu_{ap} = 6,609$

• Armatures principales

$$f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5}$$

$$f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$



$$\mu_a = \frac{Mu_{app}}{bd^2f_{bc}} \quad \mu_a = \frac{6,609 \times 10^3}{100 \times 14^2 \times 14.2} = 0.023$$

$$\mu_a = 0,023 < \mu_1 = 0,392 \implies \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0,023 \implies \beta = 0,9885$$

$$A_a = \frac{Mu_{app}}{\beta d \sigma_{st}} \quad A_a = \frac{6,609 \times 10^3}{0.9885 \times 14 \times 348} = 1,37 \text{ cm}^2$$

On opte pour **6HA10 = 4.71cm²** avec **St = 15cm**

• **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_{app}}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.17 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 4HA10=3.14cm² avec St = 25cm.

➤ **En travée :**

$$Mu_{trav} = 18,725 \text{ KN.m}$$

• **Armatures principales :**

$$\mu_t = \frac{Mu_{trav}}{bd^2f_{bc}} \quad \mu_a = \frac{18,725 \times 10^3}{100 \times 14^2 \times 14.2} = 0,067$$

$$\mu_t = 0,067 < \mu_1 = 0,392 \implies \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0,056 \implies \beta = 0,9655$$

$$A_t = \frac{Mu_{trav}}{\beta d \sigma_{st}} \quad A_t = \frac{18,725 \times 10^3}{0.9655 \times 14 \times 348} = 3,98 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **6HA12=6.78cm²** avec **St = 15cm**

• **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_{trav}}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.69 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 4HA10= 3.14 cm² avec **St = 25cm**

III-6-3- LES Vérifications à l'ELU

a) Répartition des barres :

• **Armatures principales :**

- $st \leq \min(3h, 33\text{cm})$ avec $h=25 \text{ cm}$
- $st \leq \min(45, 33\text{cm})$
- $st = 15\text{cm} \leq 33\text{cm} \implies \text{condition vérifiée}$

• **Armatures de réparation :**

- $st \leq \min(4h, 45\text{cm})$ avec $h=25 \text{ cm}$

- $st \leq \min(100\text{cm}, 45\text{cm})$
- $st = 25 \leq 45\text{cm} \implies$ condition vérifiée

b) Condition de non fragilité (BAEL 91/ Art A.4.2.1)

Aux appuis :

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

$$A_{app} = 4.71\text{cm}^2 \geq A_{min} = 1.69\text{cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée}$$

En travées :

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

$$A_{trav} = 6.78\text{cm}^2 \geq A_{min} = 1.69\text{cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification à l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) (BAEL 91/ Art A.5.22) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5\text{MPa}\right\} \quad (\text{BAEL 91/ Art. A.5.2.1, 211})$$

$$\tau_u = \frac{24.01 \times 10^3}{10^3 \times 140} = 0.171\text{MPa}$$

Pour les fissurations non préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5\text{MPa}\right\} = \min\{3.33\text{MPa}; 5\text{MPa}\} = 3.33\text{MPa}$$

$$0.171\text{MPa} < 3.33\text{MPa} \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \implies \text{Condition vérifiée.}$$

d) Influence de l'effort tranchant aux appuis.

Influence sur le béton (BAEL 91/ Art 5.1.313)

On doit vérifier que : $T_u < 0.4ba \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ avec : $a=0.9d=12.6$

$$T_u = 24.01 < 0.4 \times 100 \times 12.6 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1}$$

$$T_u = 24.01\text{KN} < 840\text{KN} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Influence sur l'acier (BAEL 91/ Art 5.1.313)

On doit vérifier que : $A_s \geq \left(T_u + \frac{M_{app}}{0.9d}\right) \frac{1.5}{f_e}$

$$4.71 \geq \left(24.01 + \frac{5.517}{0.9 \times 14} \right) \frac{1.5}{400}$$

$$A_s = 4.71 \geq 0.091 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

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

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{Avec } \Psi_s = 1.5 \implies \text{HA}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \quad \sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 6 \times 3.14 \times 12 = 226.08 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{24.01 \times 10^3}{0.9 \times 140 \times 226.08} = 0.842 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.842 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinal

f) Ancrage des barres aux appuis

$$L_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \times \sigma_s} \quad \text{Avec } \sigma_s = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.385 \text{ MPa}$$

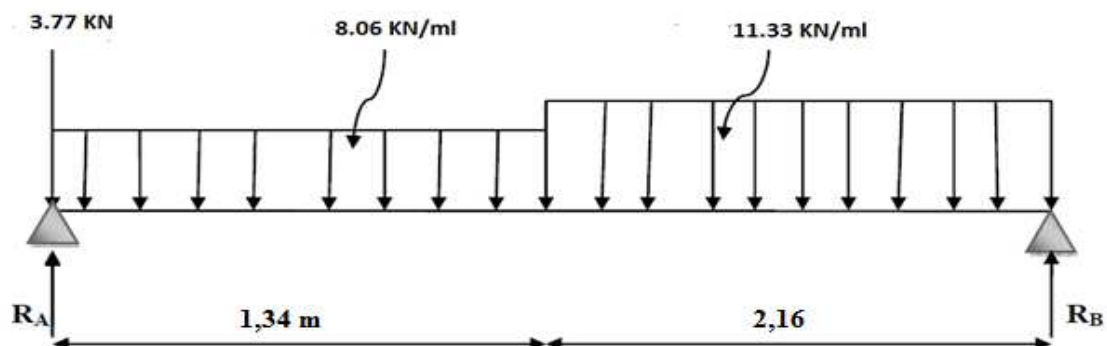
$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.385} = 50.31 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL91 modifier99 admettant que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crocher normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesuré hors crochet est au moins égale $0.4 L_s$ pour les ACIERS HA.

$$L_a = 0.4 L_s = 0.4 \times 50.31 = 20.124 \text{ cm} \implies \text{Soit } L_a = 20 \text{ cm}$$

III-6-4- Calcul des efforts internes à l'ELS:

Le calcul des réactions se fait avec les lois de RDM.



Les réactions d'appuis :

$$\sum F_{/yy'} = 0 \implies R_A + R_B = (11,33 \times 2,16) + (8,06 \times 1,34) + 3,77$$

$$R_A + R_B = 39,04 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0$$

$$R_A(3,5) - 3,77(3,5) - 8,06 \times 1,34 \left(\frac{1,34}{2} + 2,16 \right) - 11,33 \times 2,16 \left(\frac{2,16}{2} \right) = 0$$

$$R_A = 20,05 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$-R_B(3,5) + 11,32 \times 2,16 \left(\frac{2,16}{2} + 1,34 \right) + 8,06 \times 1,34 \left(\frac{1,34}{2} \right) = 0$$

$$R_B = 18,97 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 20,05 + 18,97 = 39,02 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée}$$

Calcul des efforts internes (effort tranchant et moment fléchissant) :

➤ 1er tronçon: $0 \leq X \leq 1,34$

Efforts tranchants :

$$\sum F/y = 0 \implies T = -8,06X - 3,77 + 20,05$$

$$T = -8,06X + 16,28$$

$$\begin{cases} X=0 \text{ m} \implies T(0)=16,28 \text{ KN} \\ X=1,34 \text{ m} \implies T(1,34)=5,47 \text{ KN} \end{cases}$$

Moment fléchissant :

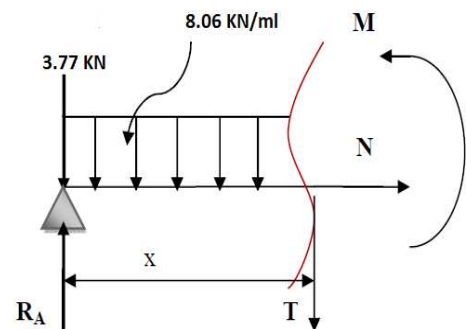
$$\sum F/i = 0$$

$$M = -\frac{8,06}{2}X^2 - 3,77X + 20,05X$$

$$M = -4,03X^2 + 16,28X$$

$$\begin{cases} X=0 \text{ m} \implies M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ X=1,34 \text{ m} \implies M(1,34) = 14,57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$Mu_{max}: a T = 0 \implies T = -8,06X + 16,28 \implies X = 2,01 \text{ m}$$



$$\text{On a } M = -4.03X^2 + 16,28X \implies M(2,01) = -4.03 \times 2,01^2 + 16,28 \times 2,01$$

$$M_{max} = 16,44 \text{ KN.m}$$

➤ **Tronçon 2: $0 \leq x \leq 2,16\text{m}$**

$$\sum F/y = 0 \quad T = 11.33X - 18,97$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X=0 \text{ m} \implies T(0) = -18,97 \text{ KN} \\ X=2,16 \text{ m} \implies T(2,16) = 5,50 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Moment fléchissant :

$$\sum F/i = 0$$

$$M = -\frac{11,33}{2}X^2 + 18,97X$$

$$M = -5,665X^2 + 18,97X$$

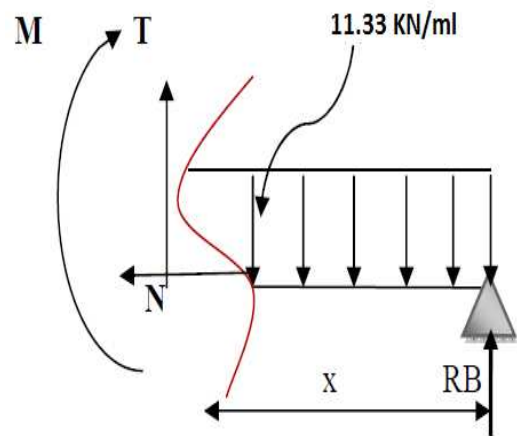
$$\left\{ \begin{array}{l} X=0 \text{ m} \implies M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ X=2,16 \text{ m} \implies M(2,16) = 14,57 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$Mu_{max}: a \quad T = 0 \quad T = 11,33X - 18,97 \quad X = 1,67 \text{ m}$$

$$\text{On a } M = -5,665X^2 + 18,97X \implies M(1,67) = -5,665 \times 1,67^2 + 18,97 \times 1,67$$

$$M_{max} = 15,88 \text{ KN.m}$$

Tableau de résumé des efforts internes :



Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T (KN)	M (KN.m)
$0 \leq X \leq 1.24$	$-8.06X + 16,28$	$-4.03X^2 + 16,28X$	0	16,28	0
			1,34	5,47	14,57
$0 \leq X \leq 1.96$	$11.33X - 18,97$	$-5.665X^2 + 18,97X$	0	-18,97	0
			2,16	5,50	14,57

Remarque Afin de tenir compte de semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment Mu_{max} au niveau des appuis et en travée.

➤ **Moment en appuis:**

$$Mu_{ap} = (-0,3)Mu_{max} = (-0,3) \times (15,88) = -4,764 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment en travée :**

$$Mu_{travée} = (0,85)Mu_{max} = (0,85) \times (15,88) = 13,498 \text{ KN.m}$$

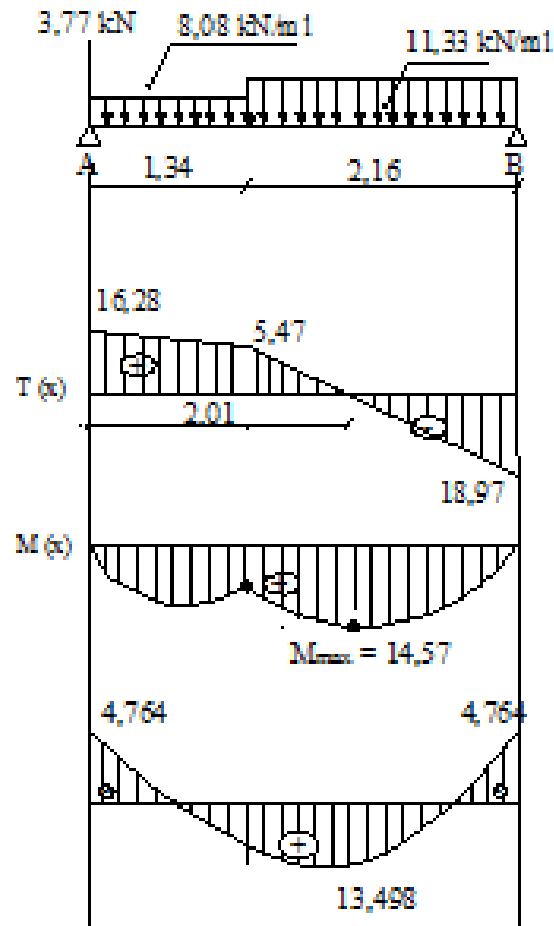


Fig. III-5-5- Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

III-6-4-Vérfications à ELS :

a)Vérfication des contraintes dans le béton :

Il faut vérfier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad \text{Avec} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s^{max}}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 6,78}{100 \times 14} = 0,483$$

$$\rho_1 = 0.483 \implies \beta_1 = 0.895 \implies K_1 = 32.62$$

$$\sigma_{st} = \frac{11.636 \times 10^3}{0.895 \times 14 \times 6.78} = 136.97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{136.97}{32.62} = 4.198$$

$$\sigma_{bc} = 4.198 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 4.71}{100 \times 14} = 0.336$$

$$\rho_1 = 0.336 \implies \beta_1 = 0.895 \implies K_1 = 32.62$$

$$\sigma_{st} = \frac{11.636 \times 10^3}{0.895 \times 14 \times 6.78} = 136.97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{136.97}{32.62} = 4.198$$

$$\sigma_{bc} = 4.198 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion

Les conditions sont vérifiées, donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

b) Vérification de la flèche (B.6.5.2 BAEL91)

Selon les règles BAEL91 le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions si après ne sont pas vérifiées.

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$$

$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{h} : \text{Hauteur de la poutre.} \\ \mathbf{L} : \text{Longueur libre de la plus grande travée.} \end{array} \right.$

$$\frac{A}{bd} < \frac{4.2}{f_e}$$

$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{f_e} : \text{Limite d'élasticité de l'acier.} \\ \mathbf{A} : \text{Section d'armature en travée.} \end{array} \right.$

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

$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{M_t} : \text{Moment max en travée.} \\ \mathbf{M_0} : \text{Moment max isostatique.} \end{array} \right.$

III-6-5-Vérification :

$$h = 16 \text{ cm} \quad L = 280 \text{ cm}$$

$$\frac{16}{280} = 0.057 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

Donc on doit passer au calcul de la flèche tel que :

$$f < \bar{f}$$

$$\bar{f}: \text{Flèche admissible} \quad \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{320}{500} = 0.64 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_V \times I_0}$$

Avec :

$$q_s = 11.33$$

E_V : Module de déformation longitudinale différé.

$$E_V: 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

III-6-5-1-Calcul de I_0 **➤ Moment statique :**

$S_{XX'}$: Moment statique de la section homogénéisée.

$$S_{XX'} = \frac{bh^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{XX'} = \frac{100 \times 16^2}{2} + 15 \times 6.78 \times 14 = 14223.8 \text{ cm}^2$$

➤ Aire de la section homogénéisée :

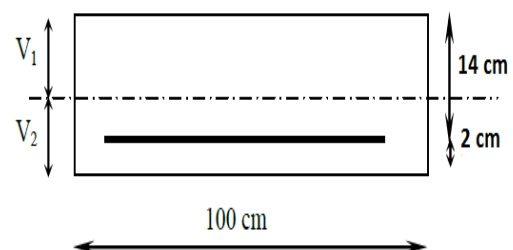
B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 16) + (15 \times 6.78) = 1701.7 \text{ cm}^2$$

➤ Position du centre de gravité:

$$V_1 = \frac{S_{XX'}}{B_0}$$

$$V_1 = \frac{14223.8}{1701.7} = 8.35 \text{ cm}$$



$$V_2 = h - V_1 = 16 - 8.35 = 7.65 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité :**

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_t (V_2 - C)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times (8.35^3 + 7.65^3) + 15 \times 6.78 (7.65 - 2)^2$$

$$I_0 = 37575.85 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11.33 \times 10^3 \times 3.20^4}{10818.86 \times 10^6 \times 37575.85 \times 10^{-8}} 0.0038 \text{ cm}$$

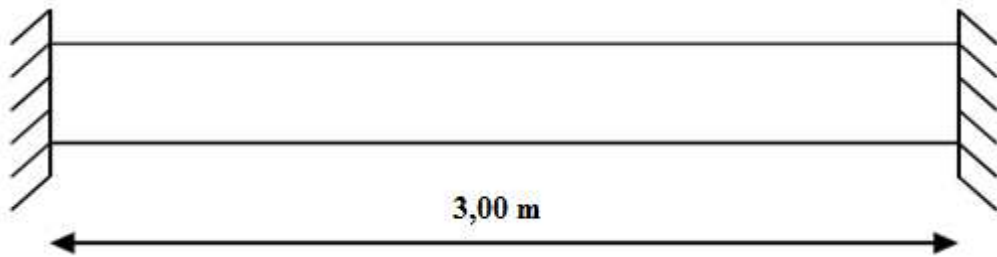
$$f = 0.0038 \text{ cm} < \bar{f} = 0.64 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

III- poutre palière

III.6.1.Introduction :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse, du palier et le poids du mur. Elle est partiellement encastree dans les poteaux.

III.6.2. Pré dimensionnement :



➤ La hauteur h_t est donnée par la relation suivante :

$$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10}$$

h_t : Hauteur de la poutre

l : Longueur libre entre nus d'appuis $l = 3,00m$

$$\frac{300}{15} \leq h_t \leq \frac{300}{10} \implies 20cm \leq h_t \leq 30cm$$

$$\implies h_t = 30cm$$

➤ La largeur b est donnée par la relation suivante :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \implies 12cm \leq b \leq 21cm$$

$$b = 25cm$$

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

- $b \geq 20cm$ $25cm \geq 20cm$ condition vérifié.
- $h \geq 30cm$ $30cm \geq 30cm$ condition vérifié.
- $\frac{h}{b} \leq 4$ $\frac{30}{25} = 1.2 \leq 4$ condition vérifié.

Donc la poutre palière à pour dimensions :

$$(b, h) = (25,35)cm^2$$

Détermination des charges revenant à la poutre :

Poids propre de la poutre : $G = 25 \times 0.25 \times 0.3 = 1.875KN/ml$

Effort tranchant à l'appui :

➤ ELU $\Rightarrow R_u = 25.74 \text{ KN}$

➤ ELS : $\Rightarrow R_s = 18.63 \text{ KN}$

Combinaison de charges :

l'ELU : $q_u = 1.5G + R_u = (1.5 \times 1.875) + 25.74$

$$q_u = 28.55 \text{ KN/ml}$$

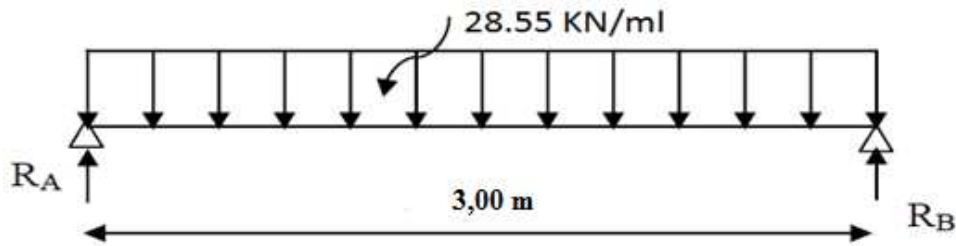


Fig III-6-1-Schéma statique de la poutre palière l'ELU.

III-6-2- Calcul des efforts à l'ELU :

a) Les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{28,55 \times 3,00}{2} = 42,82 \text{ KN}$$

b) Moment isostatique :

$$M_{0u} = M_u^{max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{28,55 \times 3,00^2}{8} = 32,11 \text{ KN.m}$$

c) Effort tranchant

$$T_u = T_u^{max} = \frac{q_u \times l}{2} = 42,82 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

Aux appuis : $M_a = -0,3 \times M_u^{max} = -0,3 \times 32,11 = -9,63 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,85 \times M_u^{max} = 0,85 \times 32,11 = 27,29 \text{ KN.m}$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

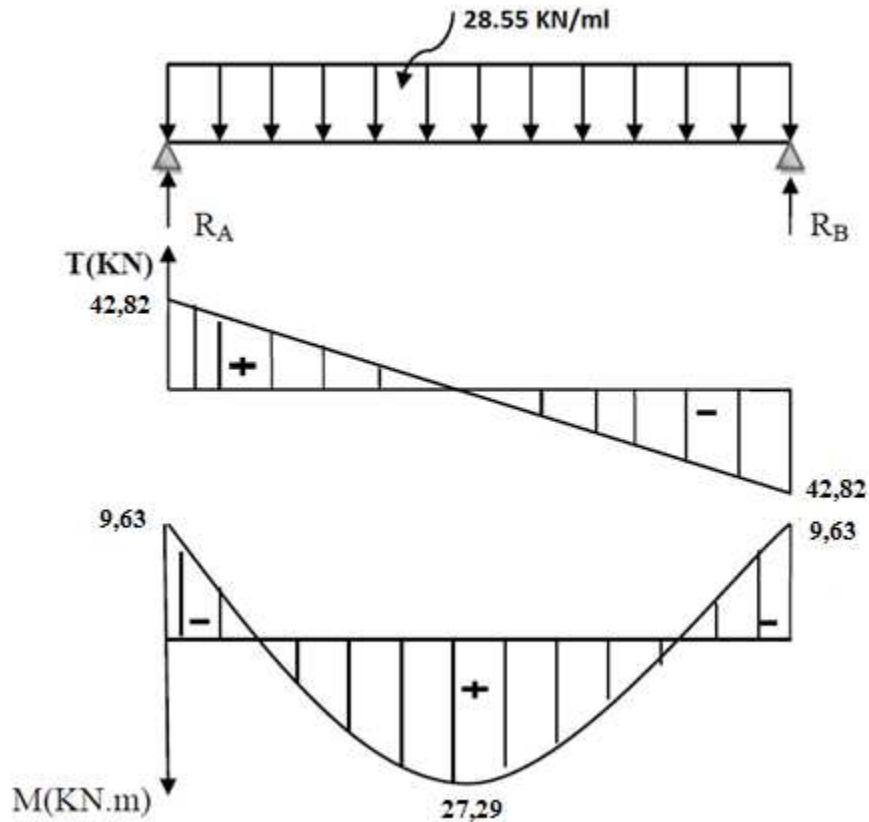


Fig-III-6-2- Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant a l'ELU

III-6-3-Calcul des armatures

➤ Armatures principales :

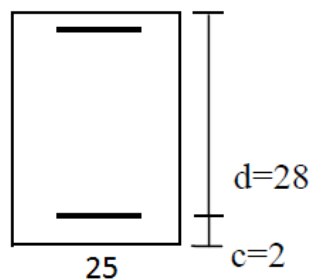
• En travée

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{27,301 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.098$$

$$\mu_b = 0.098 < \mu_1 = 0.392 \implies \text{S.S.A}$$

$$\beta = 0,948$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{27,29 \times 10^3}{0.948 \times 28 \times 348} = 2,95 \text{ cm}^2$$



On opte pour : 3HA12=3,39 cm²

- Aux appuis

$$\mu_b = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{9,63 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0,034$$

$$\mu_b = 0,034 < \mu_1 = 0,392 \implies \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,034 \implies \beta = 0,983$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{9,63 \times 10^3}{0,983 \times 28 \times 348} = 1,005 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3HA12=3,39cm²**

III-6-4-Vérifications à l'ELU

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2$$

} \implies Condition vérifiée

b) Vérification de la contrainte tangentielle : (BAEL91.Art. A.5.2.2)

$$T_u^{\max} = 42,82 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{42,82 \times 10}{25 \times 28} = 0,61 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \{3.3 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}\} = 3.3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,61 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.3 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (BAEL91.Art .A.6.1.3)

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} \quad \text{Avec } \sum U_i = n. \pi. \emptyset$$

$$\tau_{se} = \frac{42,82 \times 10}{0.9 \times 28 \times 3 \times 3,14 \times 1,2} = 1,503$$

$$\tau_{se} = 1,503 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinal

d) Ancrage des barres (BAEL91/Art.6.1,23)

$$\tau_s = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{MPa}$$

$$l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{cm}$$

La longueur mesurée hors crochets : $L_C = 0.4 \times l_s$

$$L_C = 0.4 \times 42.93 = 16.93 \text{cm}$$

e) L'influence de l'effort tranchant aux niveaux des appuis :

- Sur béton

On doit vérifier que :

$$T_u^{max} < \frac{0.4 f_{c28}}{\gamma_b} \times 0.9 \times d \times b$$

$$T_u^{max} < \frac{0.4 \times 25 \times 10^3}{1.5} \times 0.9 \times 0.28 \times 0.25 = 420 \text{KN}$$

$$T_u^{max} = 42.82 \text{KN} < 420 \text{KN} \implies \text{Condition vérifiée}$$

- Sur acier

On doit vérifier que :

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u^{max} - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$$

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \left(42.82 \times 10^3 - \frac{9.63 \times 10^6}{0.9 \times 280} \right) = 0.13 \text{cm}^2$$

$$A_a = 3.39 \text{cm}^2 > 0.13 \text{cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Les armatures transversales :**

Les diamètres des armatures transversales doivent être

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \emptyset_1^{max}, \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 1.2; 0.857; 2.5 \} = 0.857 \text{cm}^2$$

On choisit un diamètre : HA = 8mm

Donc on adopte **4HA8 = 2.01cm²**. (1 cadre + 1 étrier) HA 8

➤ **Espacement des armatures :**

$$s_t \leq \min\{0,9d; 40\text{cm}\} = \{25,2; 40\text{cm}\} = 25,2\text{cm} \quad \text{Soit } s_t = 25\text{cm}$$

La section d'armature transversale doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} > 0,4\text{MPa} ; \frac{2,01 \times 400}{25 \times 25} = 1,28\text{MPa} \geq 0,4\text{MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Selon (RPA 99 version 2003/Art ; 7.5.2) ; l'espacement doit vérifier

- Sur appuis

$$s_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_l\right\} = \min\left\{\frac{30}{4}; 12 \times 1,2\right\} = \{7,5; 14,4\} = 7,5\text{cm}$$

$$\text{Soit } s_t = 7\text{cm}$$

- En travées :

$$s_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15\text{cm}$$

$$\text{Soit } s_t = 15\text{cm}$$

Les premières armatures transversales doivent être disposées 5cm au plus du nœud de l'appui ou de l'encastrement

Quantité d'armatures transversales minimales (Art-7.5.2.2) :

$$A_t \geq A_{\min} = 0,003 \times s_t \times b$$

$$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125$$

$$A_t = 2,01\text{cm}^2 \geq A_{\min} = 1,125\text{cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

III-6-5-Calcul à L'ELS :

Combinaison de charges :

$$\text{L'ELS : } q_s = G + R_s = 1,875 + 18,63 = 20,505$$

$$q_s = 20,505 \text{ KN/ml}$$

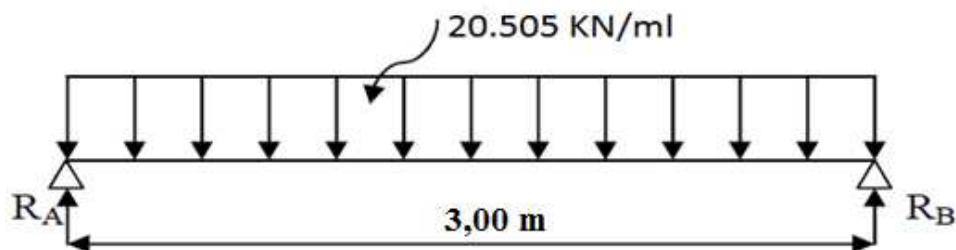


Fig-III-6-3- Schéma statique de la poutre palière l' ELS.

a) Les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{20,505 \times 3,00}{2} = 30,75 \text{ KN}$$

b) Moment isostatique :

$$M_{0s} = M_s^{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{20,505 \times 3,00^2}{8} = 23,06 \text{ KN.m}$$

c) Effort tranchant

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{20,505 \times 3,00}{2} = 30,75 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

Aux appuis : $M_a = -0,3 \times M_s^{\max} = -0,3 \times 23,06 = -6,918 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,85 \times M_s^{\max} = 0,85 \times 23,06 = 19,60 \text{ KN.m}$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

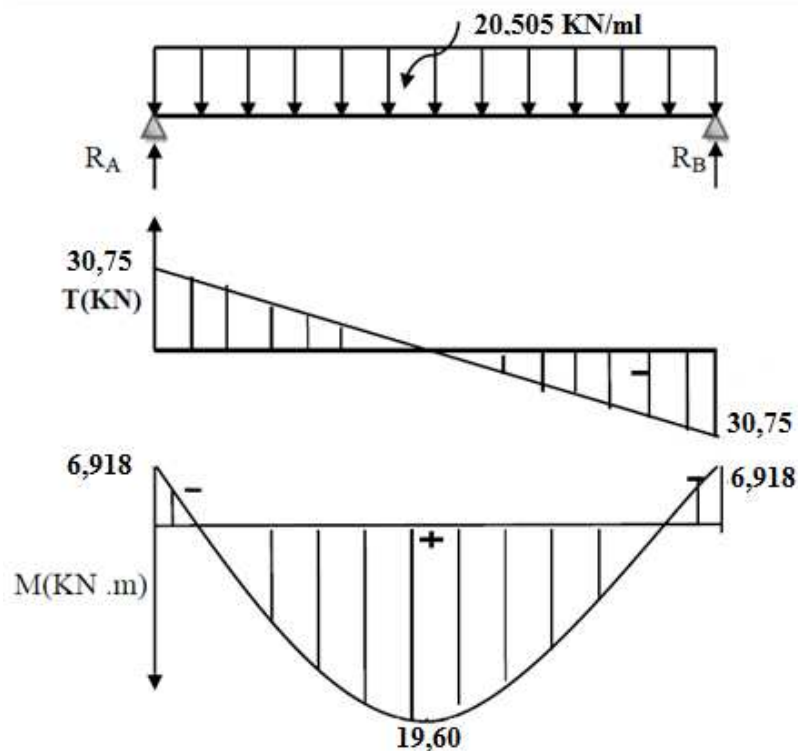


Fig. III-6-4- Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant a l'ELS

III-6-6-Vérifications à l'ELS :

a) Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL91/Art A.4.5, 3)

Les fissurations étant peu nuisibles, aucune vérification n'est à effectuer.

b) Etat limite de résistance à la compression du béton : (BAEL91/Art A.4.5, 2)

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c25} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

- En travée : $A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 28} = 0,48 \implies \beta_1 = 0,895 \implies K_1 = 32,62$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \sigma_{st} = \frac{19,60 \times 10^3}{0,895 \times 28 \times 3,39} = 230,71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \sigma_{bc} = \frac{230,71}{32,62} = 7,07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,07 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

- Sur appuis : $A_a = 3,39 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 28} = 0,483 \implies \beta_1 = 0,895 \implies K_1 = 32,62$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \sigma_{st} = \frac{6,918 \times 10^3}{0,895 \times 28 \times 3,39} = 81,43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \sigma_{bc} = \frac{81,43}{32,62} = 2,49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,49 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

III-6-7-Vérification de la flèche (BAEL91/B.6.5.1) :

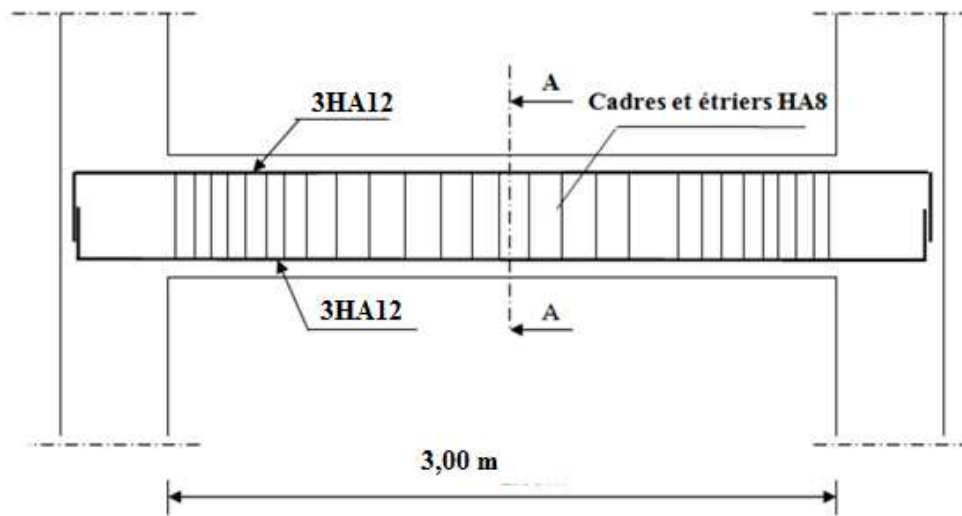
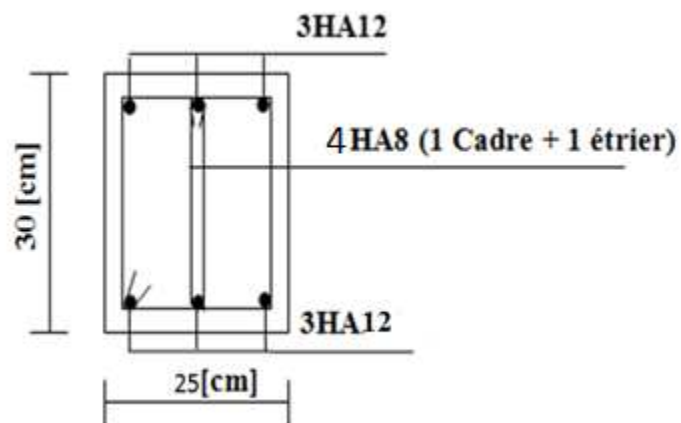
$$\frac{h}{L} = \frac{30}{300} = 0,10 > \frac{1}{16} = 0,0625 \implies \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,10 \geq \frac{M_{tr}}{10M_0} = \frac{19,60}{10 \times 23,06} = 0,0849 \implies \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{b.d} = \frac{3,39}{25 \times 28} = 0,0048 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \implies \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

On se dispose du calcul de la flèche car les 3 conditions sont vérifiées.

Schéma du ferrailage :**Fig. III-6-5- ferrailage de la poutre palière****Fig. III-6-6- coupe A-A**

III-7- dalle pleine de la salle de machine

III-7-1- Introduction :

L'ascenseur est un appareil élévateur desservant des niveaux différents, il comporte une cabine dont les dimensions et la constitution permettent manifestement l'accès des Personnes, se déplaçant le long de guides verticaux.

L'ascenseur est composé de ces trois composantes essentielles :

Le treuil de levage et sa poulie.

La cabine ou la benne.

Le contre poids.

Le bâtiment comporte une seule cage d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine de dimensions **(1,90 X 1,35) m²** appuyée sur ses 4 cotés.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimé à 9 tonnes, répartie sur une surface de **(0,8 X 0,8) m²** transmise par le système de levage de l'ascenseur.

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée.

Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.

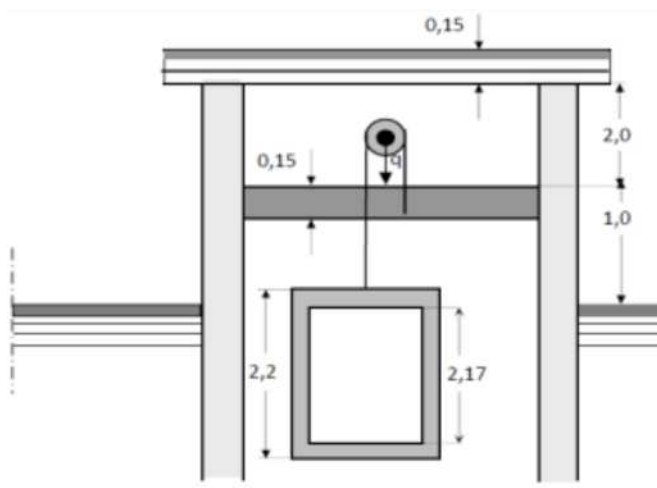


Figure III-7-1- Schéma de la cage d'ascenseur

III-7-3- Calcul de la dalle pleine :

a) Pré dimensionnement :

Dans notre cas, c'est un panneau isolé :

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,35}{1,9} = 0,7$$

$$0,4 < \rho_x < 1 \quad h_t = \frac{l_{max}}{30} = \frac{1,9}{30} = 0,06$$

L'épaisseur minimale de la dalle pleine est de 12cm (RPA99/version 2003).

Donc : on prend **ht = 16cm**.

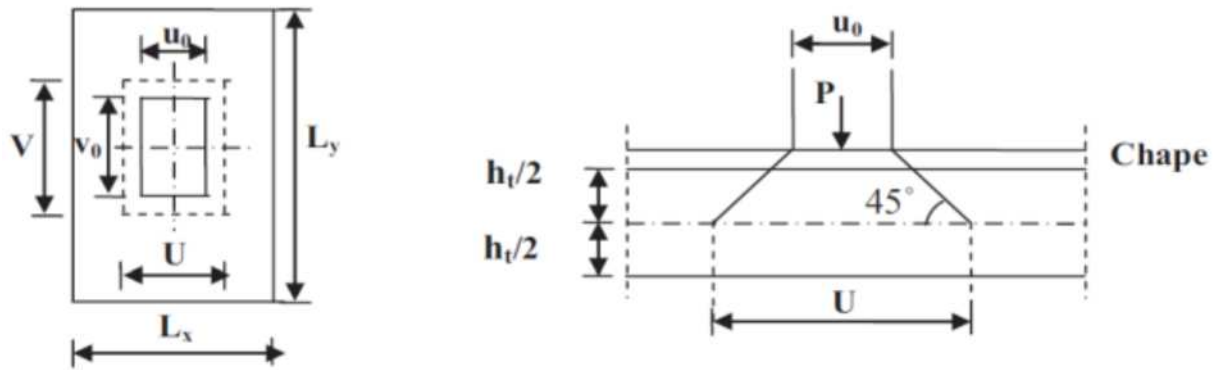


Figure III-7-2- Influence de la charge concentrée « p » au niveau du feuillet moyen de la dalle de la salle machine.

Soit « l_x » et « l_y » les distances mesurées entre nus des appuis et « q » la charge uniformément répartie par unité de longueur. On suppose que le panneau est simplement appuyé.

On a :

h_t : épaisseur de la dalle.

$\xi = 1$, car le revêtement est aussi solide que le béton.

$e = 5$ cm épaisseur du revêtement.

$$U_0 = V_0 = 80 \text{ cm}$$

$$U = U_0 + 2\xi \cdot e + h = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 17 = 107 \text{ cm.}$$

$$V = V_0 + 2\xi \cdot e + h = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 17 = 107 \text{ cm.}$$

b) Fonctionnement de la dalle :

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,35}{1,9} = 0,71 \quad \Longrightarrow \quad 0,4 < \rho_x < 1 \quad \Longrightarrow$$

La dalle travaille dans deux sens.

c) Calcul des moments M_{x1} et M_{y1} :

Le calcul des moments se fera à l'aide des tables de PIGEAUD. La dalle est appuyée sur ces quatre cotés. Les moments selon l'axe des X et l'axe des Y sont donnés par :

$$M_{X_1} = q_u(M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{Y_1} = q_u(M_2 + \nu M_1)$$

Avec ν : coefficient de poisson ($\nu=0$ à l'ELU et 0.2 à l'ELS)

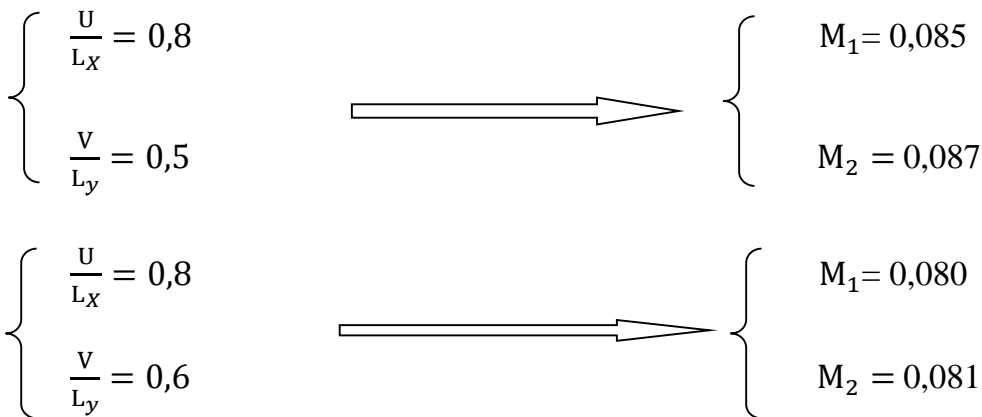
M_1 ; M_2 : coefficients déterminés à partir des rapports $\frac{U}{L_x}$ et $\frac{V}{L_y}$ dans les abaques de PIGEAUD.

➤ c-1) Détermination de M_1 et M_2 :

$$\frac{U}{L_x} = \frac{107}{135} = 0,8$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{105}{190} = 0,56$$

$$\rho_x = 0,7$$



$$\Delta u \left(\frac{v}{L_y} \right) = 0,6 - 0,5 = 0,1$$

$$\Delta M_1 = 0,085 - 0,085 = -0,005$$

$$\Delta M_2 = 0,081 - 0,087 = -0,006$$

$$\Delta u \left(\frac{v}{L_y} \right) = 0,56 - 0,5 = 0,06$$

$$\Delta M_1 = \frac{0,06 \times (-0,005)}{0,1} = 0,003$$

$$\Delta M_2 = \frac{0,06 \times (-0,006)}{0,1} = 0,0036$$

D'où le résultat Pour $\rho_x = 0,72$:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{u}{L_x} = 0,8 \\ \frac{v}{L_y} = 0,56 \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0,085 - 0,003 = 0,082 \\ M_2 = 0,087 - 0,0036 = 0,0834 \end{array} \right.$$

➤ c-2) Calcul à L'ELU :

$$v = 0$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(25 \times 0,17 + 22 \times 0,05) + 1,5 \times 90 = 142,22 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x_1} = q_u(M_1 + vM_2) = 142,22 (0,082) = 11,66 \text{ KN.m}$$

$$M_{y_1} = q_u(M_2 + vM_1) = 142,22 (0,0834) = 11,86 \text{ KN.m}$$

d) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x_2}, M_{y_2} :

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,35}{1,9} = 0,71 \longrightarrow 0,4 < \rho_x < 1 \rightarrow \text{La dalle}$$

travaille dans deux sens.

$$\rho_x = 0,71$$

$$\mu_x = 0,067$$

$$\mu_y = 0,45$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(25 \times 0,17 + 22 \times 0,05) + 1,5 \times 1 = 8,72 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x_2} = \mu_x q_u L_x^2 = 0,067 \times 8,72 \times 1,35^2 = 1,065 \text{ KN.m}$$

$$M_{y_2} = \mu_y M_{x_2} = 1,065 \times 0,45 = 0,479 \text{ KN.m}$$

e) Superposition des moments :

$$M_x = M_{x_1} + M_{x_2} = 11,66 + 1,065 = 12,725 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y_1} + M_{y_2} = 11,86 + 0,479 = 12,339 \text{ KN.m}$$

III-7-3- Ferrailage :

En tenant compte de semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement.

$$M_t = 0,85 \times 12,725 \text{ KN/m}^2 = 10,82 \text{ et } 0,85 \times 12,339 = 10,49 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{ap} = 0,3 \times 12,725 \text{ KN/m}^2 = 3,82 \text{ et } 0,3 \times 12,339 = 3,70 \text{ KN/m}^2$$

III-7-3-1- Ferrailage de la dalle :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 F_b u} \quad A_t = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$\begin{aligned} \mu_1 = 0,01195 < 0,392 & \implies \text{S S A} & \beta_1 = 0,842 \\ \mu_1 = 0,011424 < 0,392 & \implies \text{S S A} & \beta_1 = 0,845 \\ \mu_1 = 0,01195 < 0,392 & \implies \text{S S A} & \beta_1 = 0,779 \\ \mu_1 = 0,01195 < 0,392 & \implies \text{S S A} & \beta_1 = 0,782 \end{aligned}$$

Il se fera à l'ELU pour une bande de (1m) de largeur.

Tableau III-7-1 Ferrailage de la dalle pleine (salle machine)

Zone	Sens	$M_u(KN.m)$	$A_s(cm^2)$	A dop (cm^2)	$S_t(cm)$
Aux appuis	x-x	3,82	0,869	5HA8	20cm
	y-y	3,65	0,827	5HA10	20cm
En travée	x-x	10,82	2,66	5HA10	20cm
	y-y	10,34	2,53	5HA10	20cm

III-7-4- Vérification à L'ELU :

a) Condition de Non Fragilité : (Art.7.4/BAEL91)

Sens x-x : $A_s = w_0 \times b \times \frac{h_t}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right)$

$$A_s = 0,0008 \times 100 \times \frac{17}{2} \left(3 - \frac{1,35}{1,9} \right) = 1,56 cm^2$$

Sens y-y : $A_s = w_0 \times b \times h_t = 0,0008 \times 100 \times 17 = 1,36 cm^2$

Tableau III-7-2-vérification de la condition de Non Fragilité.

	$A_{s\ min}(cm^2)$	$A_{app}(cm^2)$	$A_{trav}(cm^2)$	Vérfications
Sens x-x :	1,56	5HA8	5HA10	ok
Sens y-y :	1,36	5HA10	5HA10	ok

b) Écartement des barres : (Art A.8.2.42/BAEL99)

➤ Sens x-x :

Charge concentrée : $St\ max = \min(2h, 25cm) = 25cm$

On a $St = 20cm < st_{max} St\ Ma \dots\dots\dots OK$

➤ Sens y-y :

$St\ Max = \min(3h, 33cm)$

On a $St = 20\text{cm} < St \text{ Max} \dots\dots\dots\text{OK}$

c) Vérification du poinçonnement : (Art A.5.2.42/BAEL91)

$$q_u \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : U_c : périmètre de contour de l aire sur laquelle agit la charge dans le feuillet moyen.

h : hauteur ou épaisseur de la dalle.

q_u : charge de calcul à l'ELU.

$$1.35(90) = 121.5\text{KN} \leq 0,045 \times 2(U + V) \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 541, 19 \text{ KN} \dots\dots\text{OK}$$

d) Vérification de la contrainte tangentielle :

Les fissurations étant peu nuisibles.

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\} = \min\{3,3; 5\text{MPa}\} = 3,3\text{MPa}$$

$$\checkmark \text{ Sens x-x : } V_u = \frac{P}{3L_y} \times 1 = \frac{90}{3 \times 1,9} = 15,789\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{15,789 \times 10^3}{100 \times 15 \times 10^2} = 0,105\text{MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots\text{OK}$$

\checkmark Sens y-y :

$$V_u = \frac{P}{2L_y + L_x} \times 1 = \frac{90}{2 \times 1,9 + 1,35} = 17,544\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{17,544 \times 10^3}{100 \times 15 \times 10^2} = 0,117\text{MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots\text{OK}$$

e) Diamètre maximal des barres :(Art.8.2.42/BAEL99)

On doit vérifier que $\phi_{max} \leq \frac{h}{10} = 17\text{mm}$

$$\phi_{max} = 10\text{mm} \leq \frac{h}{10} = 17\text{mm} \dots\dots\dots\text{OK}$$

III-7-5-Vérification à l'ELS :

a)Évaluation des moments :

➤ a.1) Moments engendres par le système de levage :

$$v = 0,2$$

$$q_s = 90\text{KN}$$

$$M_1 = 0,082$$

$$M_1 = 0,0834$$

$$M_{x_1} = q_s(M_1 + \nu M_2) = 90 (0,082 + 0,2 \times 0,0834) = 8,88 \text{ KN.m}$$

$$M_{y_1} = q_{sm}(M_2 + \nu M_1) = 90 (0,0834 + 0,2 \times 0,082) = 8,982 \text{ KN.m}$$

➤ **a.2) Moments engendrés par le poids propre de la dalle :**

$$\rho_x = 0,71 \qquad \mu_x = 0,0731 \qquad \mu_y = 0,596$$

$$q_s = G + Q = (25 \times 0,17) + 1 = 5,25 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x_2} = \mu_x q_s L_x^2 = 0,0731 \times 5,25 \times 1,35^2 = 0,699 \text{ KN.m}$$

$$M_{y_2} = \mu_y M_{x_2} = 0,596 \times 0,699 = 0,398 \text{ KN.m}$$

➤ **a.3) Superposition des moments :**

$$M_x = M_{x_1} + M_{x_2} = 8,88 + 0,699 = 9,549 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y_1} + M_{y_2} = 8,982 + 0,398 = 9,38 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement

✓ Sens x-x

Moment aux appuis :

$$M_a = 0,3 \times 9,549 = 2,864 \text{ KN.m}$$

Moment en travées :

$$M_t = 0,85 \times 9,549 = 8,116 \text{ KN.m}$$

✓ Sens y-y

Moment aux appuis :

$$M_a = 0,3 \times 9,38 = 2,814 \text{ KN.m}$$

Moment en travées :

$$M_t = 0,85 \times 9,38 = 7,973 \text{ KN.m}$$

b) Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

On doit vérifier:

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = k_1 \times \sigma_{bc} \longrightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \text{ Avec } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} =$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{bd}$$

Tableau III-7-3- Vérification des contraintes dans le béton et les aciers.

		M_s	ρ_1	K_1	β_1	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$
En travée	Sens x-x	8,116	0,261	107	0,919	150,19	348	1,40	15
	Sens y-y	7,973	0,261	107	0,919	147,55	348	1,379	15
Aux appuis	Sens x-x	2,864	0,167	107,2	0,933	81,53	348	0,760	15
	Sens y-y	2,814	0,261	107	0,919	52,08	348	0,487	15

b)État limite de déformation :

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur 4 cotés on peut se dispenser de calculer la flèche, si les conditions suivantes sont respectées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \text{Avec} \quad h: \text{ hauteur de la section égale à 17cm}$$

L: portée de la dalle égale à 150m

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0} \quad A: \text{ section des armatures tendues}$$

M_s : Le moment max en travée

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{0,17}{1,35} = 0,1 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

$$\frac{h}{L} = 0,1 \geq \frac{M_s}{10M_0} = \frac{8,116}{10 \times 9,549} = 0,08 \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{3,92}{100 \times 15} = 0,00261 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc on dispose de la vérification de la flèche

Remarque :

Une vérification vis-à-vis du séisme est nécessaire pour les murs de la salle machine, qu'on effectuera lors de la modélisation de la structure par le logiciel.

IV- modélisation

IV-1-Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la Mobilisent en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses. Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable. Plusieurs programmes de calcul automatique sont faits afin de formuler le problème de Calcul des structures et de le contrôler en un temps réduit.

IV-2- Description du logiciel ETABS (Extented Three Dimensions Analyses Building Systems)

C'est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, 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 charpente métallique. Le post- processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, ...etc.

Pour comprendre le procédé, nous allons suivre les étapes suivantes

1. introduction de la géométrie du modèle (trames, hauteur d'étage),
2. spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton,
3. spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...),
4. définition des charges (G, Q) et introduction du spectre (E),
5. affectation des charges revenant aux éléments,
6. introduction des combinaisons d'actions,
7. affectation des masses sismiques,
8. spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes),
9. exécution de l'analyse et visualisation des résultats.

IV-3- Manuel d'utilisation de L'ETABS

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS (fig.1)

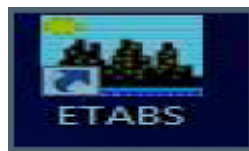


Fig-IV-1- Application ETABS

IV-4- Etapes de modélisation :

étape1: introduction de la géométrie de modèle (trames, hauteur d'étages)

a) Choix des unités :

Au bas de l'écran, on sélectionne **KN-m** comme unités de base pour les forces et Déplacements



En haut de l'écran dans **File** \implies **New model** \implies **Default edb** On clique sur **Grid only** afin de Modéliser notre structure à partir de lignes de

b) Géométrie de base :

En haut de l'écran dans **File** \implies **New model** \implies **Default edb** On clique sur **Grid only** afin de Modéliser notre structure à partir de lignes de grilles. \implies **OK**

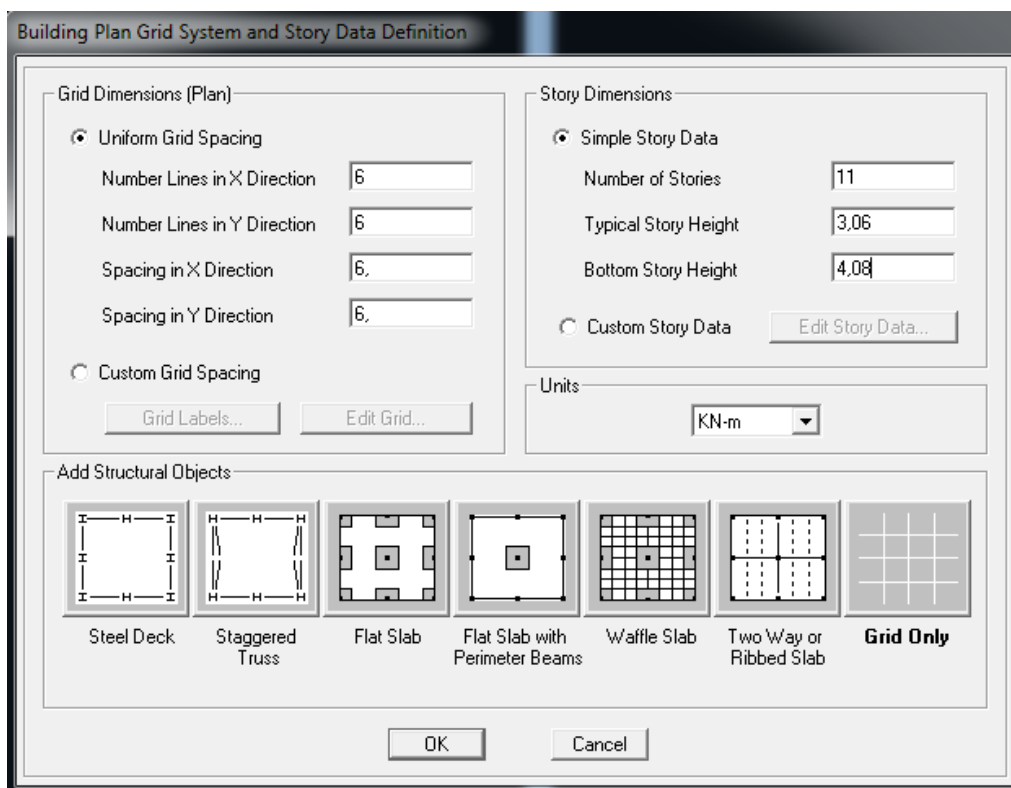


Fig-IV-2- Géométrie de base

- Le nombre de portiques suivant x-x
(Dans notre cas nous avons 6 lignes suivant x-x)
- Le nombre de portique suivant y-y.
(Dans notre cas nous avons 6lignes suivant y-y)
- Le nombre des étages. (11 niveaux R+8+2sous sol)

Nous allons procéder à la modification des longueurs des trames et des hauteurs d'étage.

-On clique sur **Custom Grid Spacing** \implies **Spacing** \implies On introduit les distances selon x et y **ok** \implies

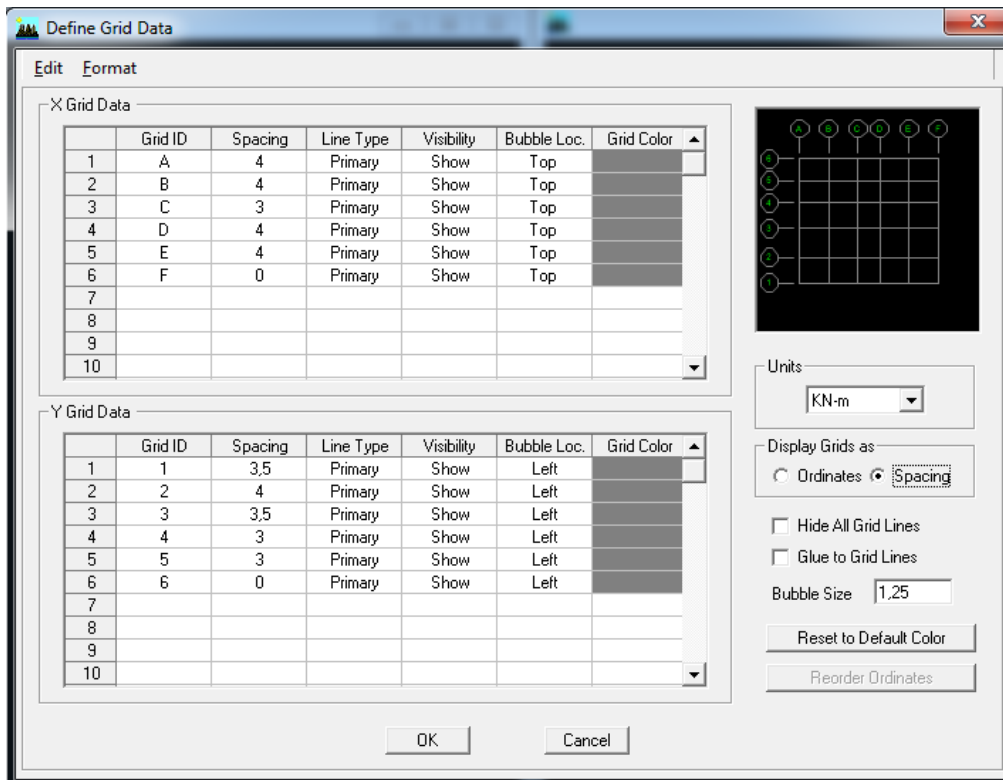


Fig- IV-3- Modification des longueurs des trames

-Pour modifier les hauteurs et les noms d'étage on clique sur le bouton **Custom Story Data** puis **Edit StoryData**.
 On introduit les hauteurs des étages **ok** → **ok**

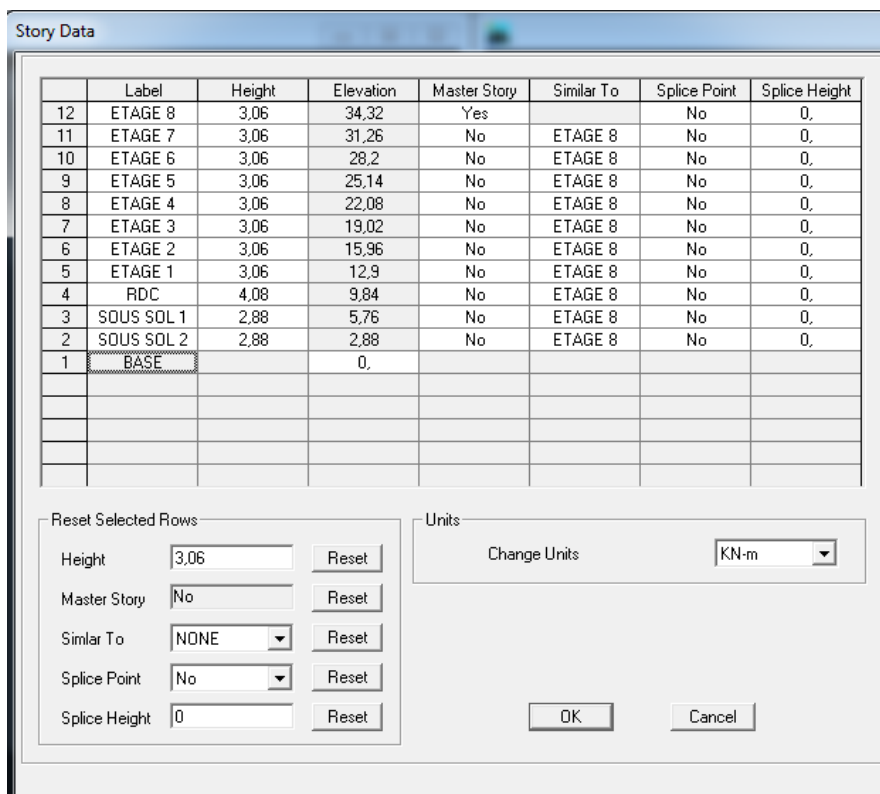


Fig-IV-4- Modification des hauteurs et noms des étages

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

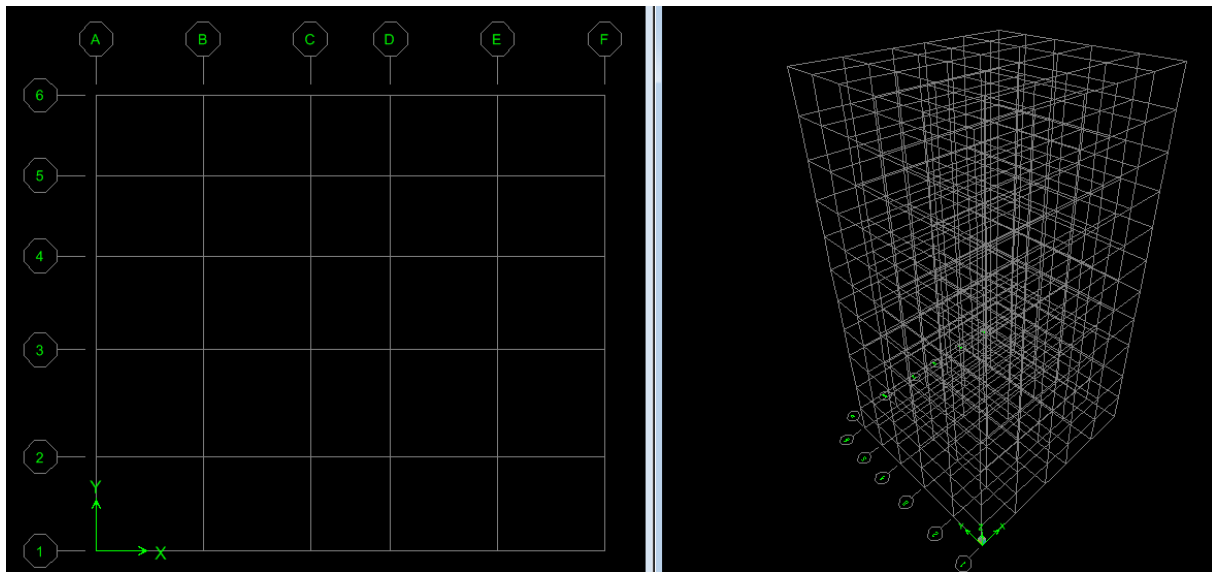



Fig- IV-5- Représentation de la structure en 2D et 3D

Etape 2: spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton

Define \Rightarrow  Material Properties \Rightarrow Conc \Rightarrow Modify/show material


- Masse par unit volume (masse volumique du béton)
- Weight per unit volume (Poids volumique du béton)
- Modulus of Elasticity (Module de Young)
- Specified concrete comp strenght (contrainte max du béton à la compression)
- Bending Reinf, Yield Stress (contrainte max des aciers longitudinaux)
- Shear Reinf, Tield Stress (contrainte max des aciers)

Material Property Data	
Material Name	BETON
Type of Material	<input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic
Design	Concrete
Mass per unit Volume	2.5
Weight per unit Volume	25
Modulus of Elasticity	32164200
Poisson's Ratio	0.2
Coeff of Thermal Expansion	9.900E-06
Shear Modulus	10342136.8
Specified Conc Comp Strength, f'c	25000
Bending Reinf. Yield Stress, fy	400000
Shear Reinf. Yield Stress, fys	400000
Lightweight Concrete	<input type="checkbox"/>
Shear Strength Reduc. Factor	

Fig-IV-6 - Introduction des propriétés mécanique du béton

Etape 3: spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...).

• Définition des poutres et poteaux :

Define \implies  Frame section \implies Add rectangulaire

Introduire les dimensions de la poutre choisir le béton et la couleur \implies **Reinforcement Beam** \implies introduire la valeur de recouvrement des barres 0.025
 Et pour les poteaux c'est la même étape sauf qu'on va choisir **Column** au lieu de **Beam**

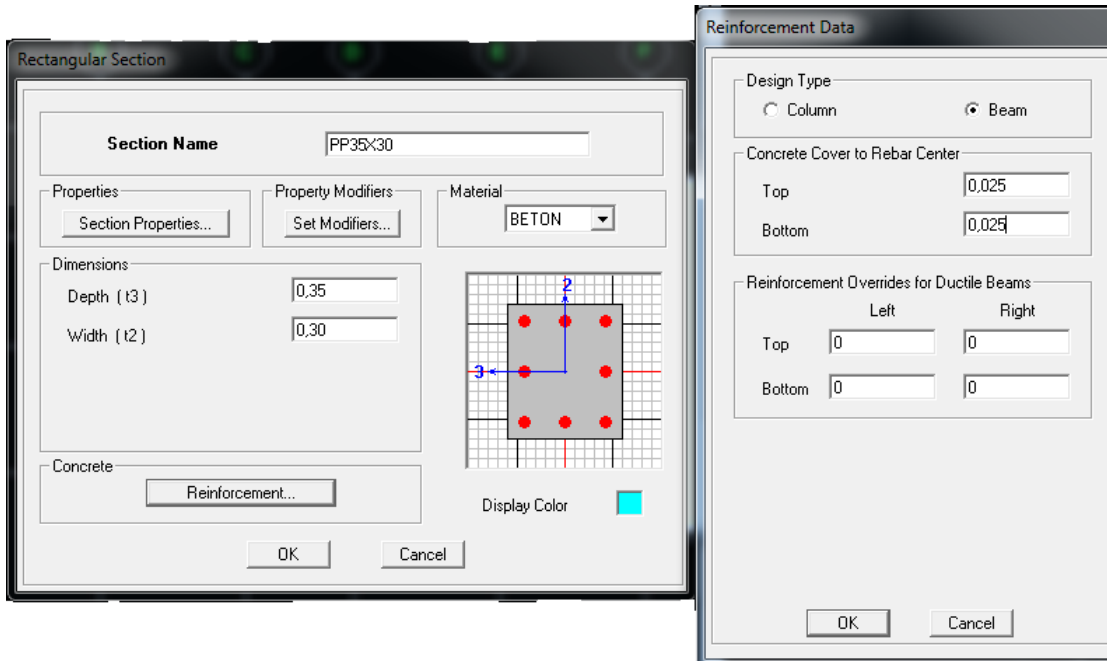



Fig-IV-7- Introduction des dimensions des poutres/poteaux

• Définition des voiles et dalle plane et planchers :

Les voiles:

Define \implies  Wall/slab/deck section \implies Wall \implies modify show section et on spécifie le nom et l'épaisseur de notre voile.

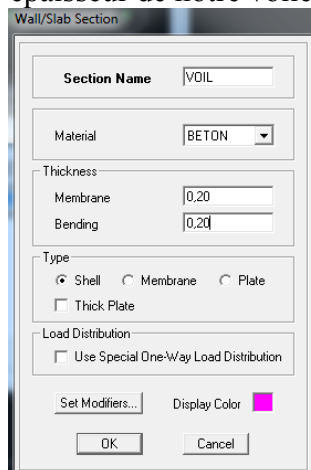



Fig-IV-8- Introduction des dimensions des voiles

Les dalles Plaines:

Define \implies  **Wall/slab/deck section** \implies **Slab** \implies **Modify Show Section** et on spécifie le nom et l'épaisseur de la dalle

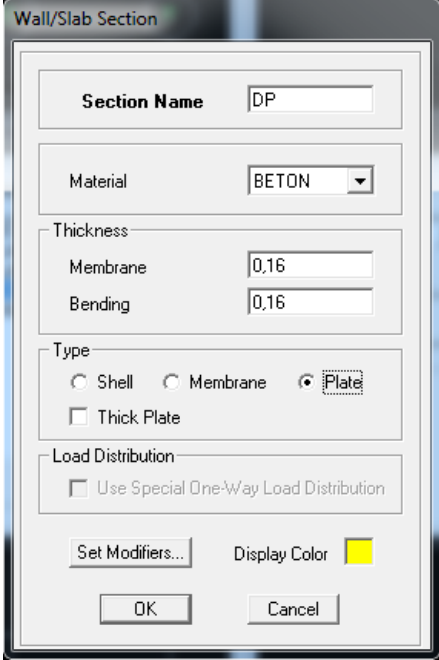


Fig-IV.9 : Introduction des dimensions des dalles planes

Les planchers:

On va opter pour la méthode bardage

On doit créer un panneau de dalle virtuelle que on appelle AUTRE

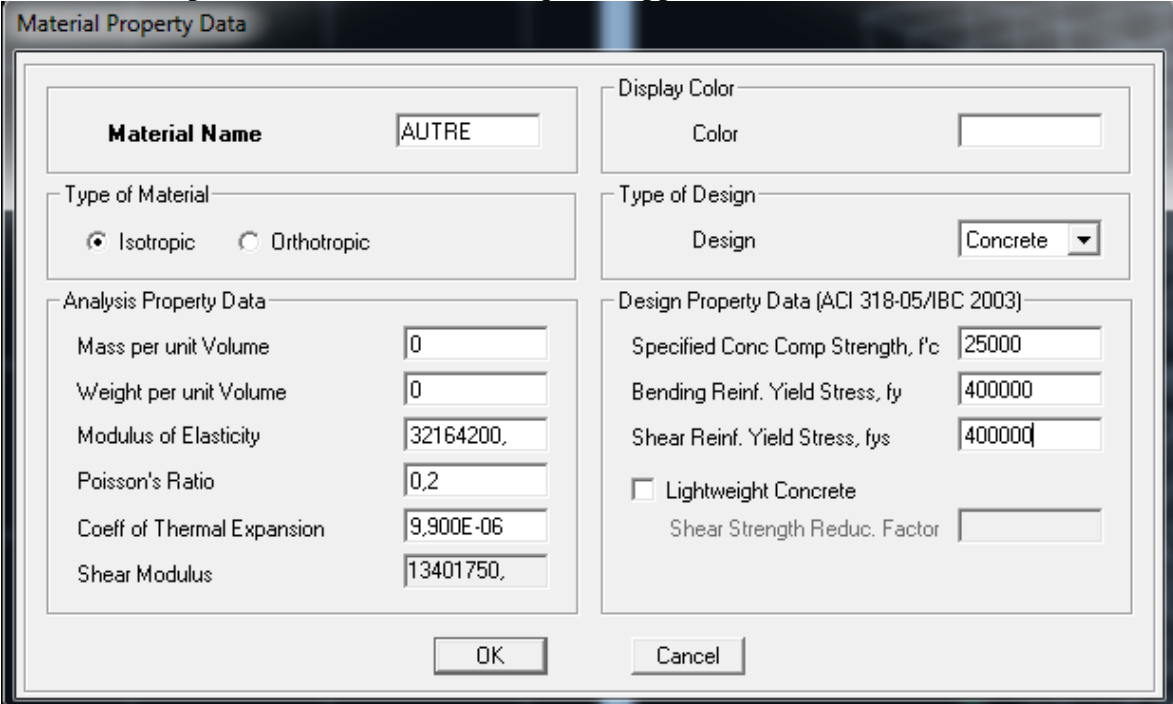


Fig- IV-10- Introduction des propriétés mécanique du béton pour le bardage

Define \Longrightarrow **Wall/slab/deck section** \Longrightarrow **add new slab**

Et on spécifie le nom de plancher

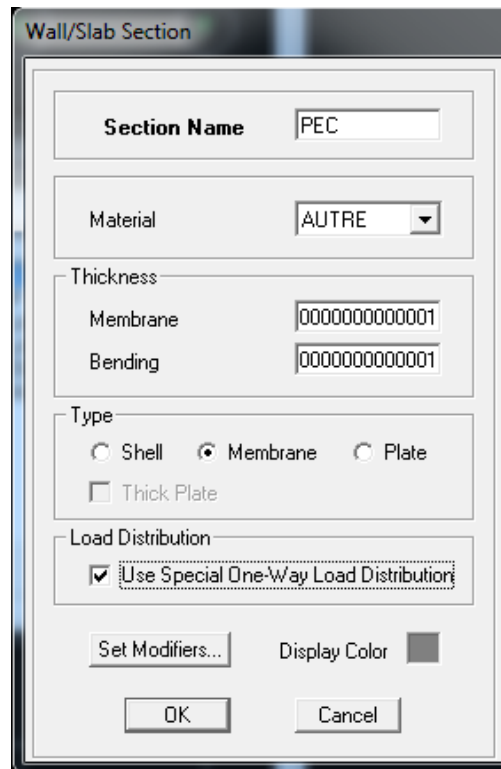


Fig- IV-11 : dénomination des plancher

Etape 4 : définition des charges (G, Q) et introduction du spectre (E),

• Charges G et Q

La structure est soumise a des charges permanentes (**G**), et a des surcharges d'exploitation (**Q**), pour les définir

Charges permanentes : Load Name (Nom de la charge): **G**


Type : DEAD (permanente)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **1**

Surcharges d'exploitation : Load Name (Nom de la charge): **Q**

Type: LIVE (exploitation)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **0**

Define \Longrightarrow  **Static load cases** \Longrightarrow **Dead modify load** écrire **G**
Live modify load écrire **Q**

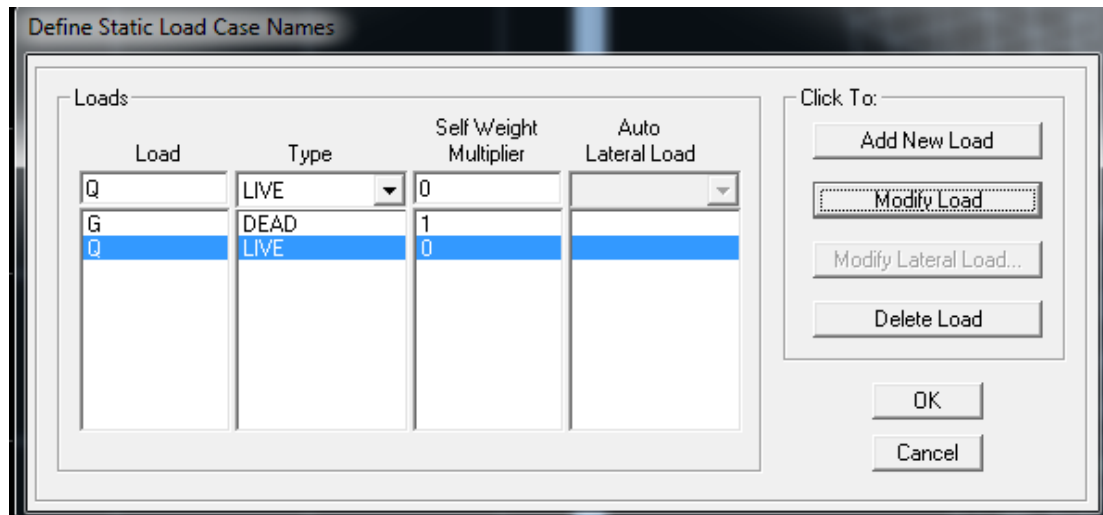


Fig-IV-12: Définition des charges d'exploitations G et Q

• **Charge dynamique (EX et EY):**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse
Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (S_a/g) pour un système à un degré de liberté

Soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de période propres T .

Données à introduire dans le logiciel :

Coefficient d'accélération de zone (A) : (groupe d'usage 2 et la zone IIa) $A=0.15$

Coefficient comportement de la structure (R) : on prend $R=5$

Facteur de qualité (Q) : $Q=1+\sum p_q=1.10$

Coefficient d'amortissement(%) = 8.5% (portique auto stable en béton armé avec remplissage dense+voile)

Catégorie de site : $S3$

On ouvre l'application en cliquant sur l'icône RPA99 :

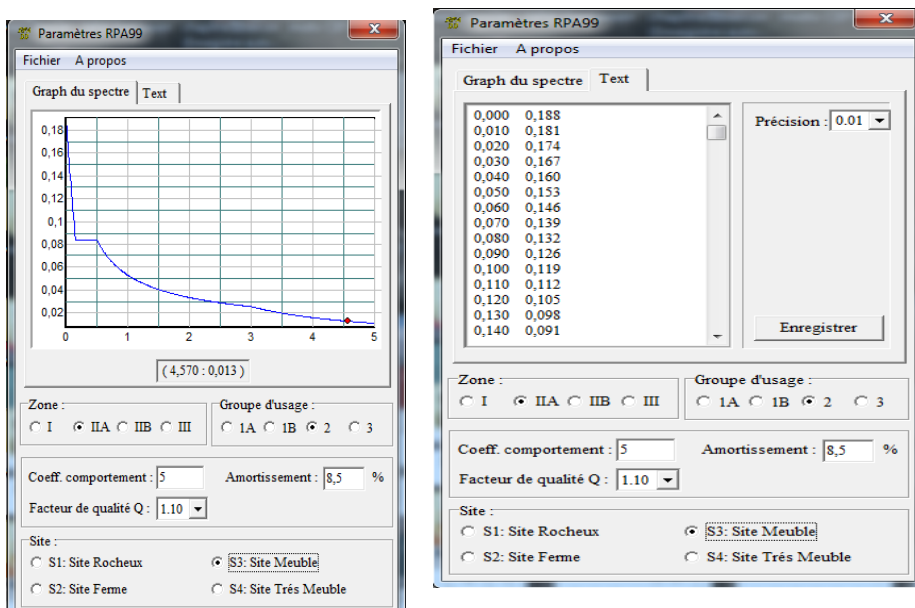


Fig-IV-13 Introduction de RPA

Texte \implies Enregistré on va choisir nommé un dossier écrire RPA \implies Enregistré
 Define \implies Reponce spectrum function \implies Spectrum from file \implies Add new function
 Complete le tableau RPA 0.1 \implies Période \implies Browse \implies ramené le RPA déjà enregistré
 Display graph \implies Covert to used defined \implies ok

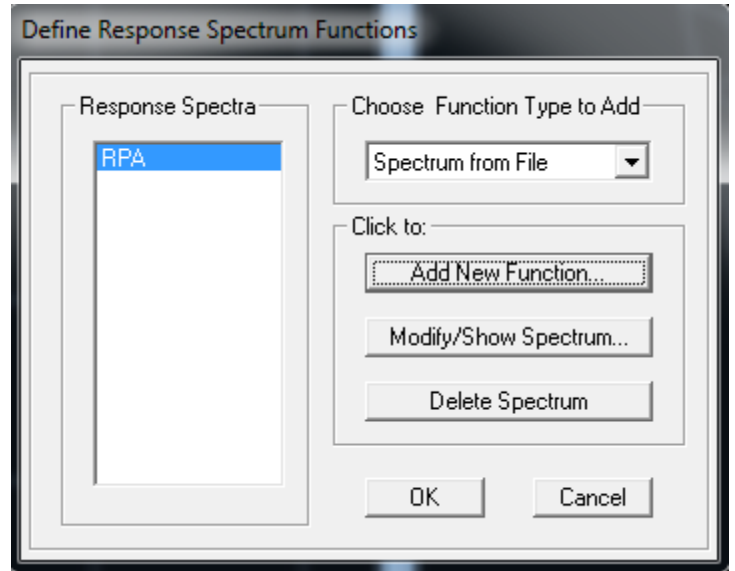
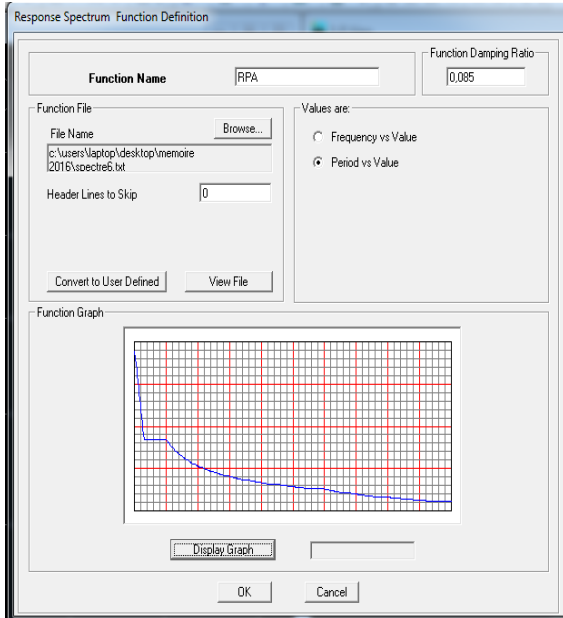


Fig- IV-14- introduction du spectre de réponse

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement EX et EY (séisme), pour cela on clique sur :

Define \implies Responses spectrum cases \implies Add New Spectrum

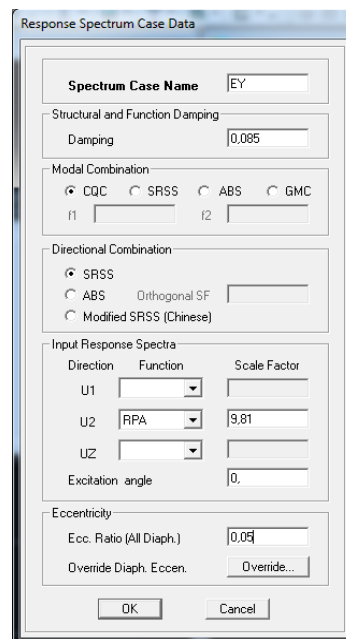
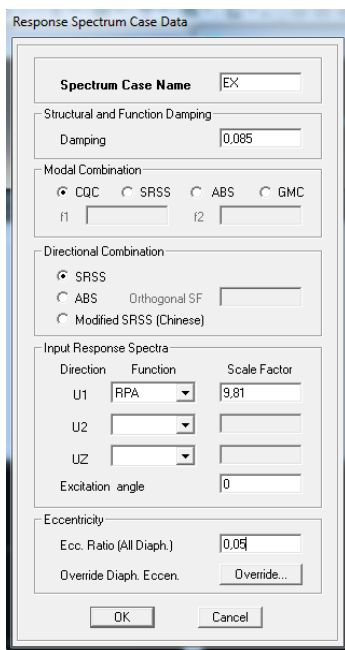


Fig- IV-15- Définition du chargement EX et EY (séisme)

Etape 5 : Introduction des combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

➤ **Combinaisons selon le BAEL :**

$$\text{ELU} : 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

➤ **Combinaisons selon le RPA :**

$$G + Q + Ex$$

$$G + Q - Ex$$

$$G + Q + Ey$$

$$G + Q - Ey$$

$$0.8G + Ex$$

$$0.8G - Ex$$


$$0.8G + Ey$$

$$0.8G - Ey$$

➤ **Combinaisons de poids :**

$$W = G + 0.2Q$$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define \longrightarrow  load Combinations \longrightarrow Add New Combo
 \longrightarrow Choisir le nom \longrightarrow définir les coefficients

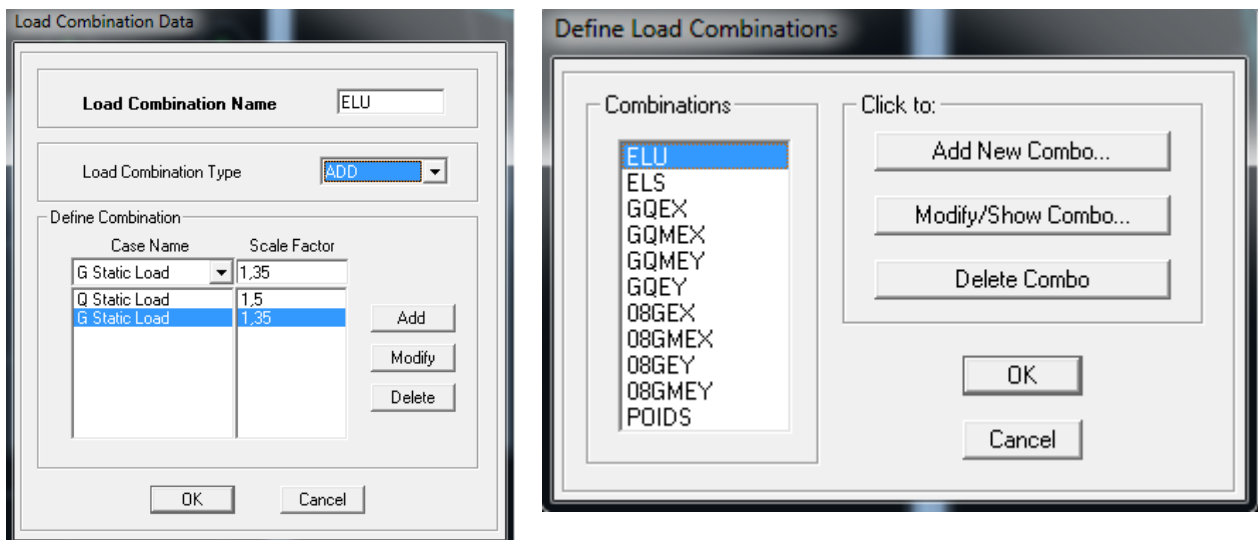



Fig-IV-16- Introduction des combinaisons d'actions.

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

Define \longrightarrow  masse source \longrightarrow from self and specified and load

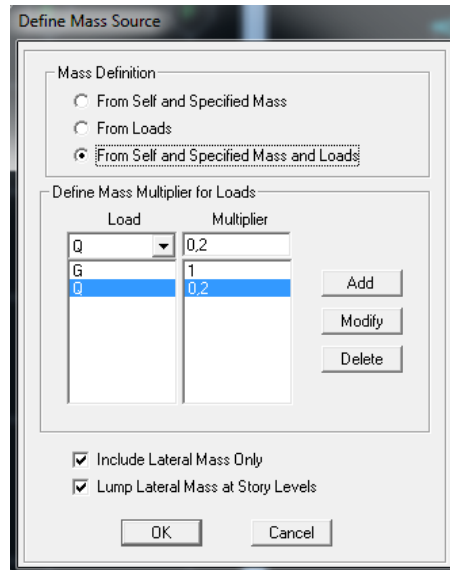



Fig-IV-17- Introduction de la masse source

Etape 6 : Dessiner les éléments de la structure

➤ **Dessiner les poteaux :**

Draw \implies  **Draw line objects** \implies **Create columns in region or at clicks (plan)** \implies choisir le nom de Poteau (un simple clique sur le point et le Poteau sera dessiner)

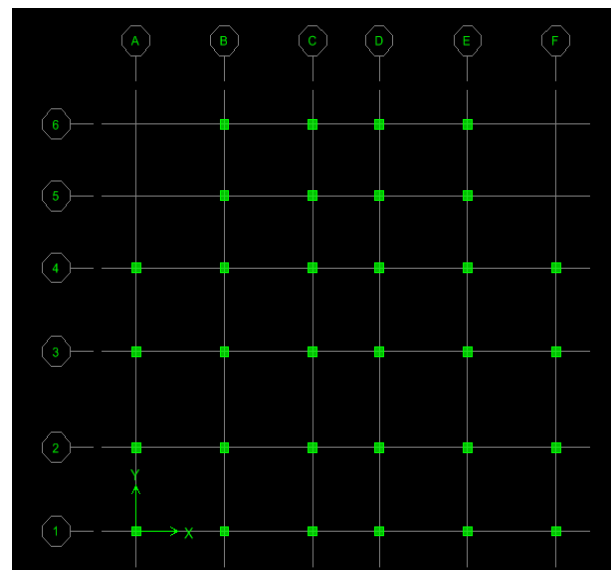
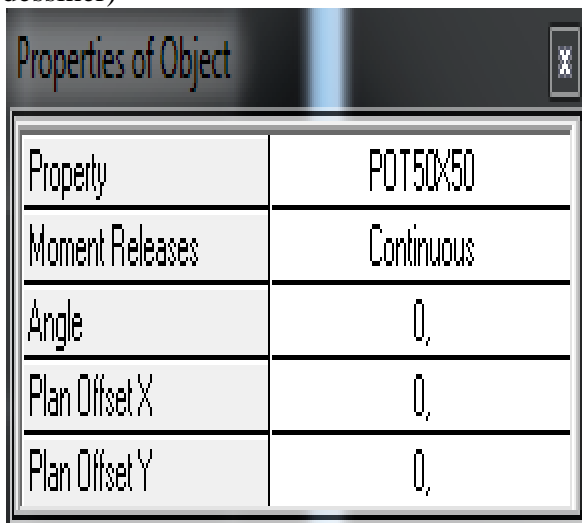



Fig-IV-18- Dessin des poteaux

➤ **Dessiner les poutres :**

Draw \implies  **Draw line** \implies **Objects create line in region or at clicks (plan, elev,3D)** choisir le nom des poutres exemple PP (35x30)(dessiner sur l'axe considéré)

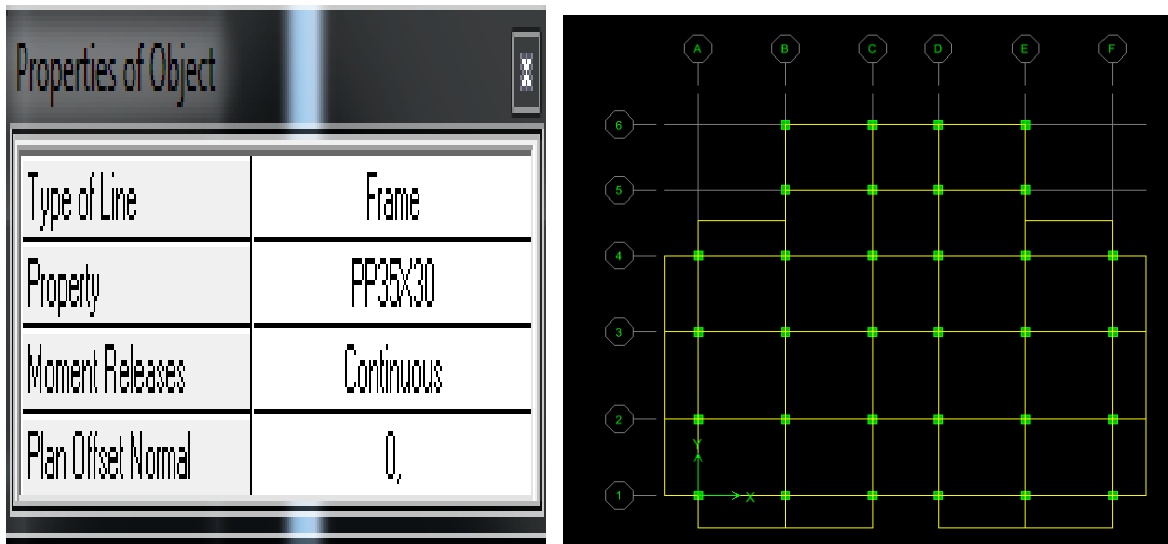



Fig-IV-19- Dessin des poutres


Pour copier les éléments a un autre étage identique

Edit → **Replicate** → **Story** → cocher les étages identique → **Ok**

➤ **Dessiner les voiles :**

Draw → **Draw area Objects** →  **create wall in region or at clicks**

(plan) → Simple clique sur l'axe considéré le voile sera dessiné si on veut donner une longueur pour le voile :

Draw → **Draw area Objects** →  **draw wall (plan)** introduire la longueur de voile et dessiner

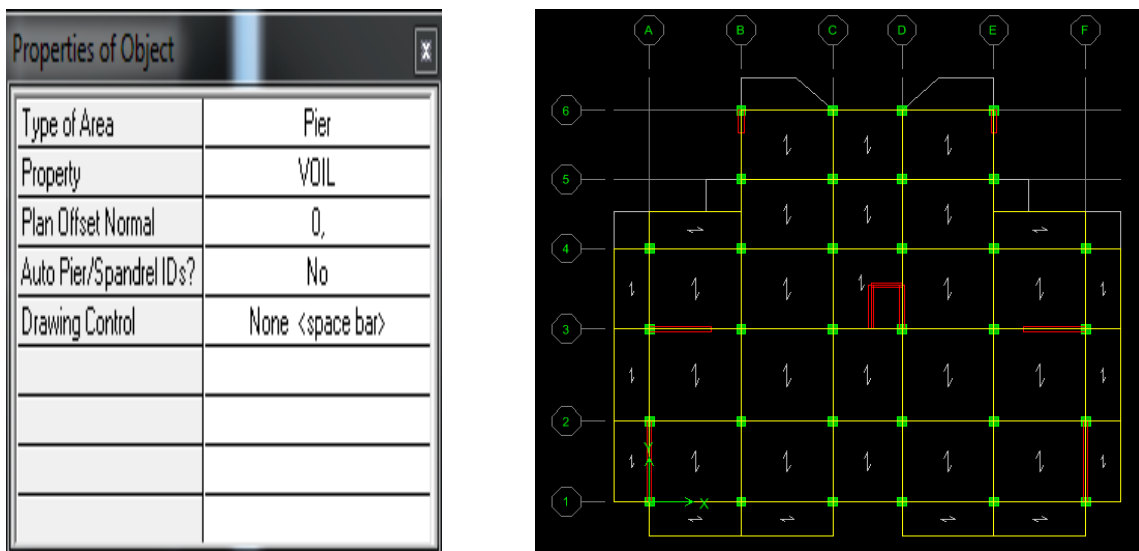


Fig -IV-20- Dessin des voiles

➤ Dessiner les dalles pleines:

Draw \implies Draw area Objects \implies Draw Area (plan, elev,3D)

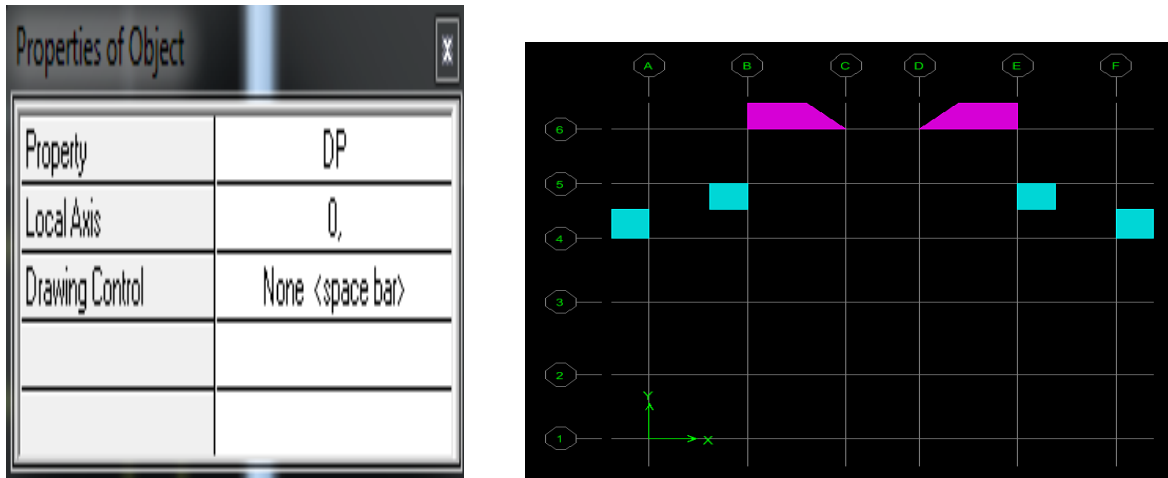


Fig-IV-21- Dessin des dalles pleines

➤ Dessiner les planchers:

Draw \implies Draw area Objects \implies create Area at click (plan, elev)

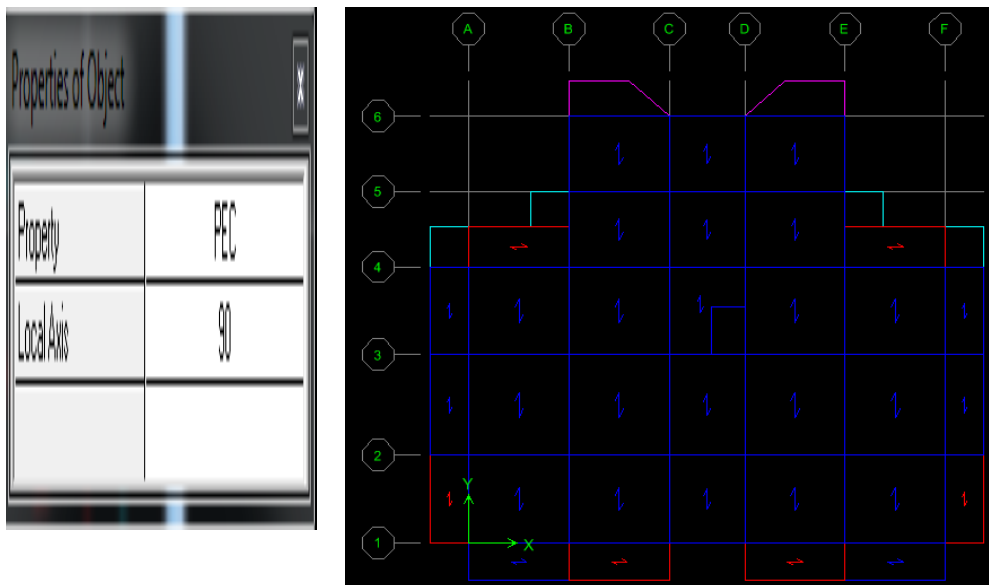



Fig-IV-22- Dessin des planchers

➤ Encastrement de la base

Sélectionné la base de la structure \implies  \implies cocher l'encastrement \implies ok

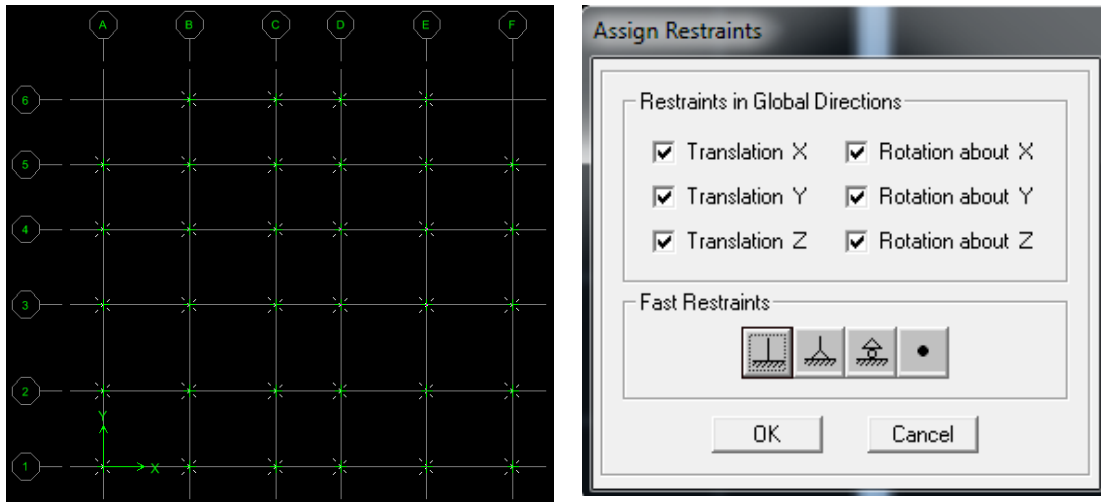


Fig-IV-23- Encastrement de la base de structure

On obtient le schéma final de la structure :

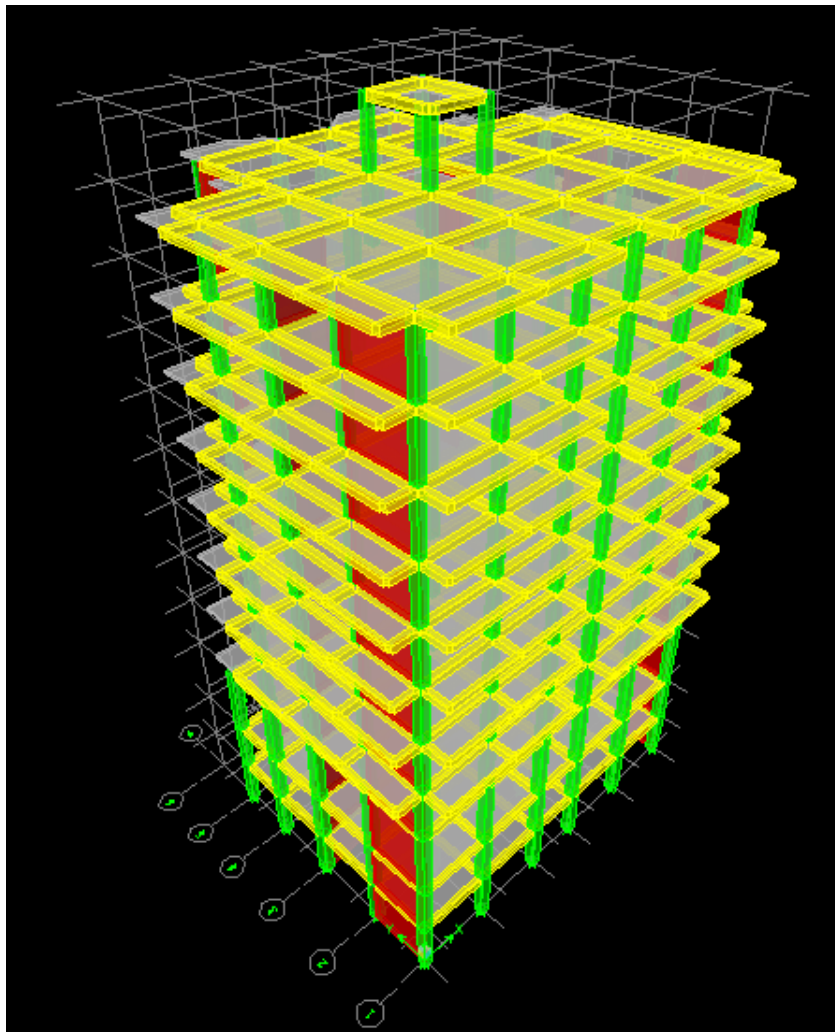


Fig-IV-24- Vue de la structure en 3D

Etape 7 : chargement de la structure.

Les dalles pleines : $G = 5,31 \text{ KN/ml}$

$Q = 1,5 \text{ KN/ml}$

Plancher terrasse : $G = 5.68 \text{ KN/ml}$

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


Plancher étages courants : $G = 5.14$

$Q = 1.5 \text{ KN/ml}$

Les balcons : $G = 5,14 \text{ KN/ml}$

$Q = 3,5 \text{ KN/ml}$

➤ **Chargement de la dalle pleine :**

Select ➡ by wall/slab/deck ➡ choisir DP15 ➡ 

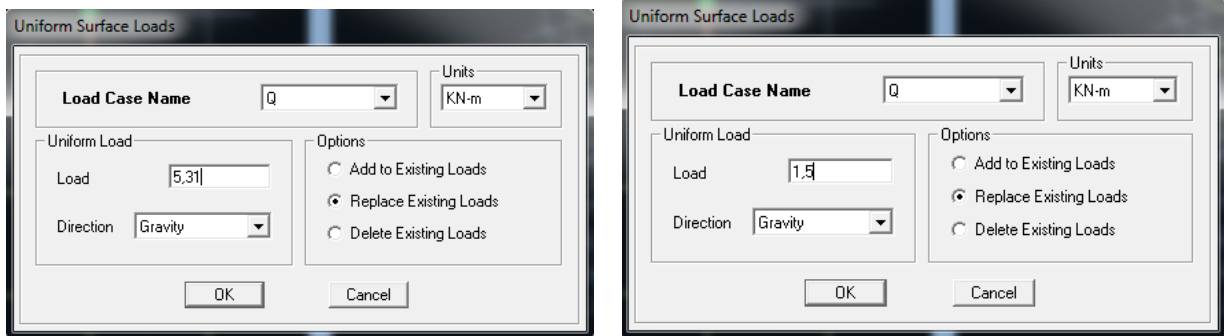



Fig-IV-25- Chargement de la dalle pleine

➤ **Chargement des planchers :**

C'est la même étape avec la dalle pleine mais ici on va choisir de sélectionner le **plancher terrasse** et après les **planchers étages** et introduire leurs valeur de G et Q

Etape 8 : spécification des conditions aux limites (diaphragmes).

Sélectionné en plans le premier étage ➡  ➡ D1 ➡ Modify Show Diaphragm ➡ Ok

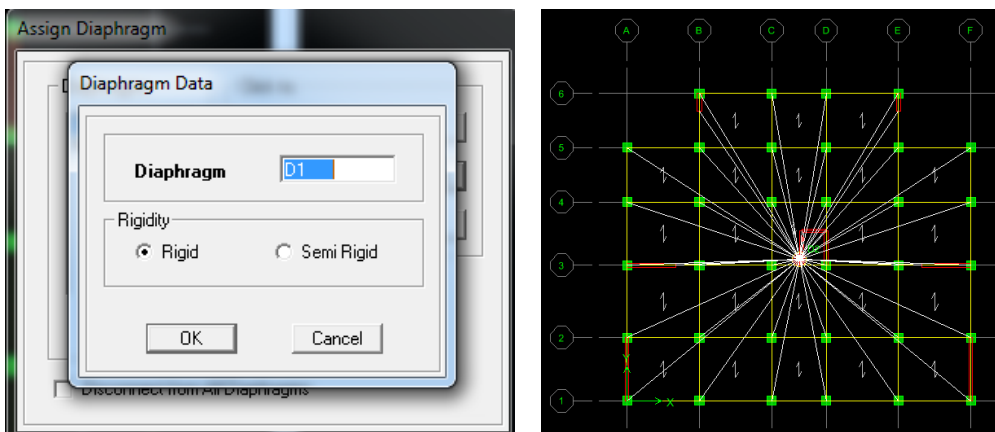




Fig-IV-26- Diaphragm de sous sol 2

On monte à l'autre étage avec l'icône 
 Sélectionné en plans le sous sol 1  \implies add new diaphragme \implies D2 \implies
 ok
 On fait la même chose jusqu'à le dernier étage
 Analyse \implies set Analysis Option \implies Set Dynamic Parametres \implies ok écrire le
 nombre de modes

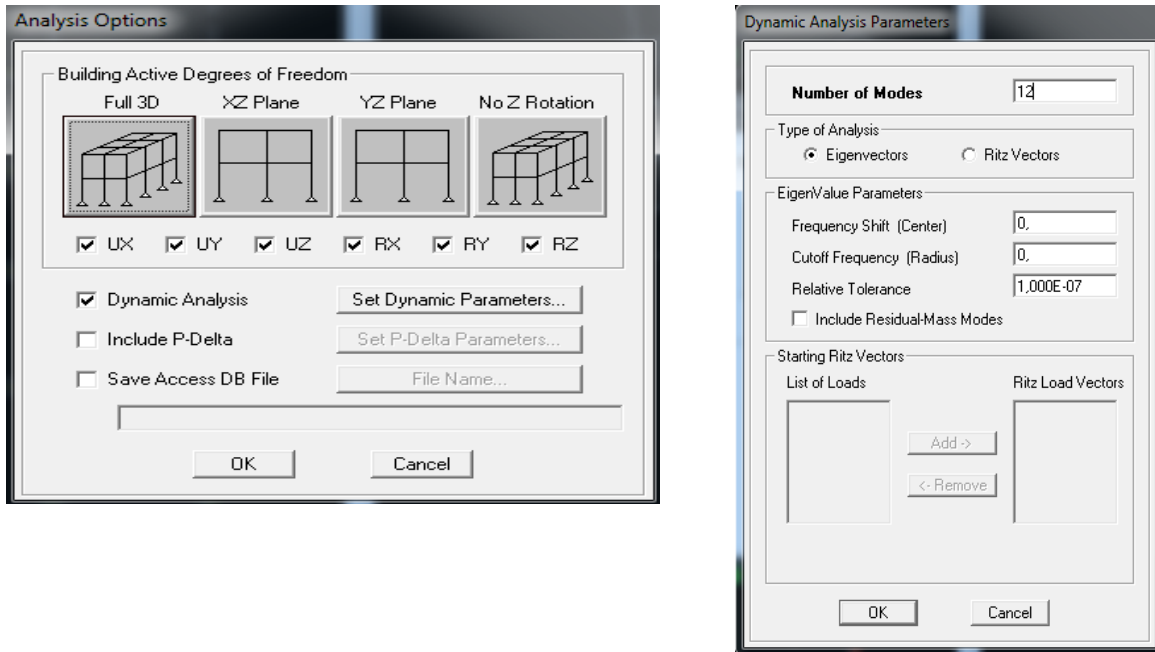


Fig -IV-27- Introduction de nombre de mode

Etape 9 exécution de l'analyse et visualisation des résultats.

Pour analyser On clique sur **F5** ou analyse \implies Run analyse

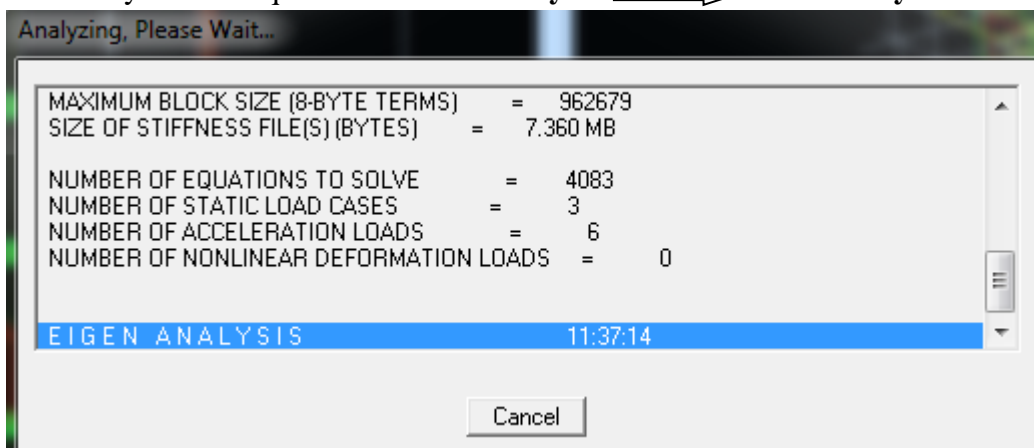


Fig- IV-28-Analyse de la structure

Vérification des modes et la période T:

Display \implies Show table \implies Modal information \implies ok \implies Modal Participating Mass Ratios

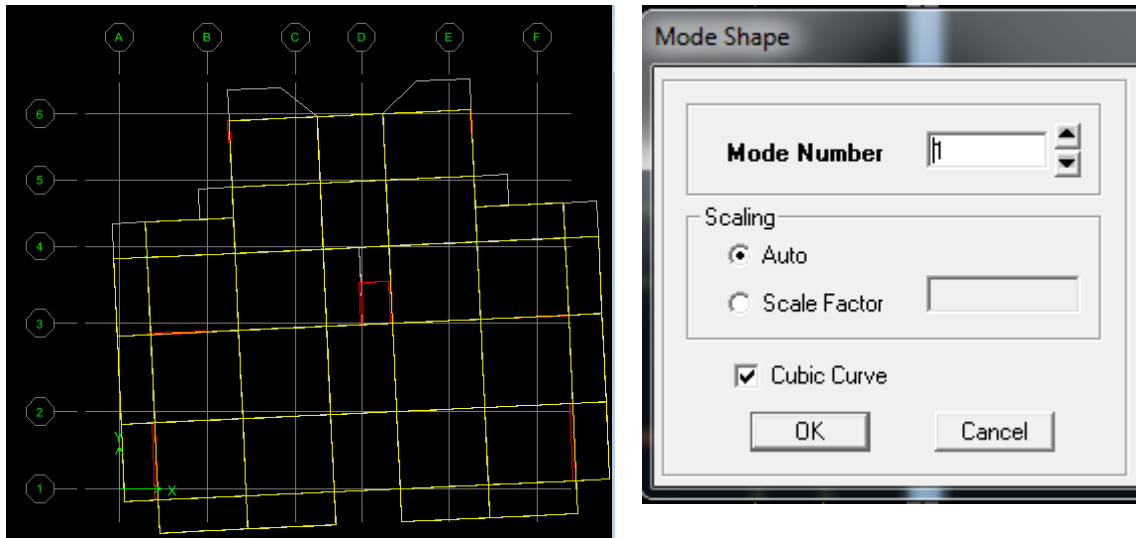


Fig -IV-29- Déplacement de la structure selon le mode 1

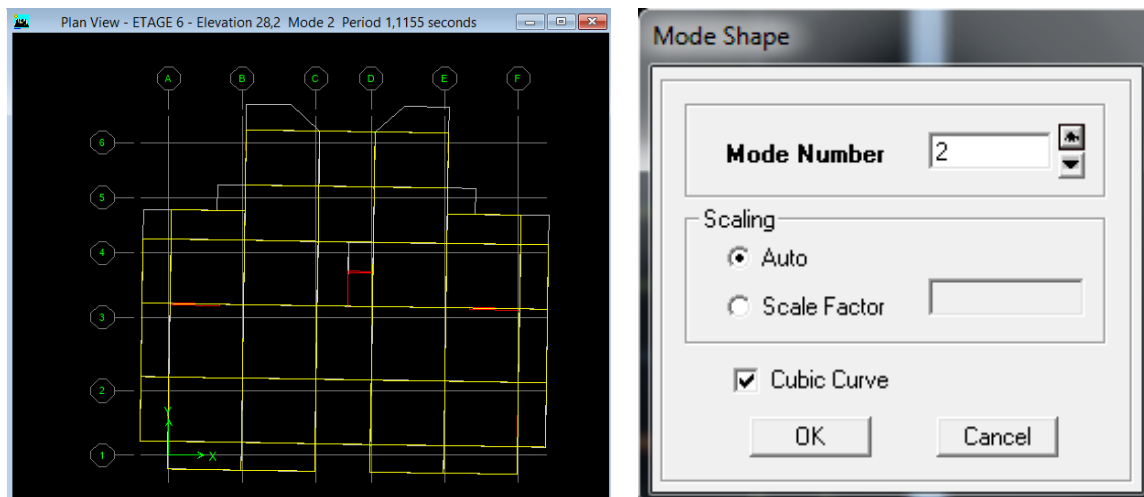


Fig -IV-30- Déplacement de la structure selon le mode 2

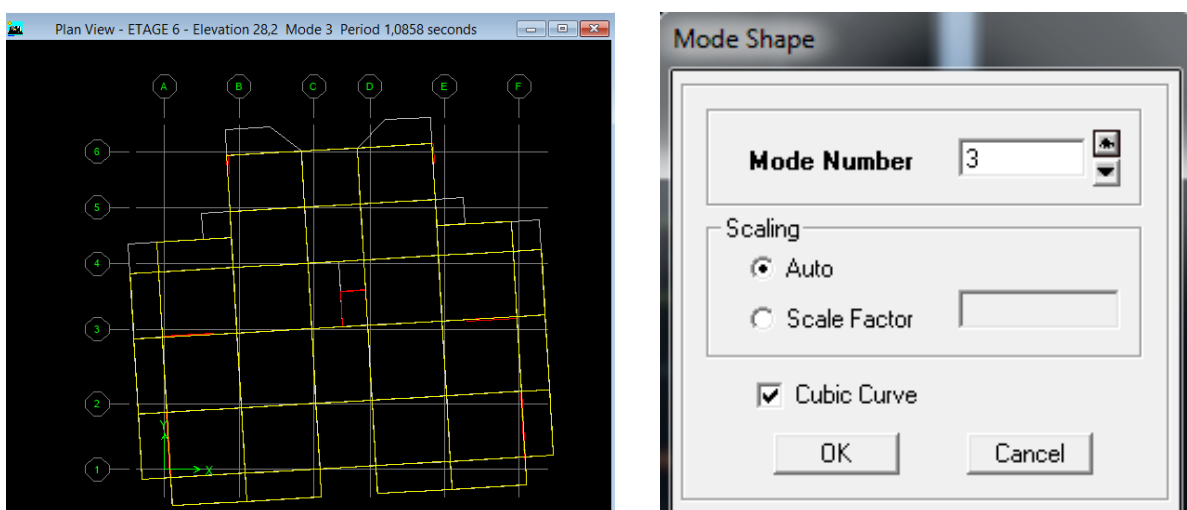



Fig -IV-31- Déplacement de la structure selon le mode 3

Déformée de la structure

- Pour avoir la déformation de la structure

 **Show Deformed Shape** \Longrightarrow sélectionne une combinaison d'actions \Longrightarrow **ok**

- Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique

Diagramme des efforts interne :

 **Show Member forces/Stresses Diagram** \Longrightarrow **frame/pier/spandrel force** sélectionne Une combinaison d'actions \Longrightarrow choisir **moment 3.3** pour le moment **et shear2.2** pour l'effort tranchant.

Efforts internes dans les éléments barres :

➤ **Les poutres :**

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur :

Display \Longrightarrow **Show tables**

Dans **Element Output** \Longrightarrow « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres).

\Longrightarrow **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**

➤ **Les poteaux :**

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

➤ **Efforts internes dans les voiles :**

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** \Longrightarrow « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

Déplacements:

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** \Longrightarrow « **Displacements** ».

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel**, la colonne **Ux** correspond au sens xx, et **Uy** au sens yy.

Effort tranchant et moment sismique à la base :

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche « **Base Reactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **EX ou EY** ».

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** \Longrightarrow **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **EX ou EY**.

Enfin, dans **Draw** \Longrightarrow **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

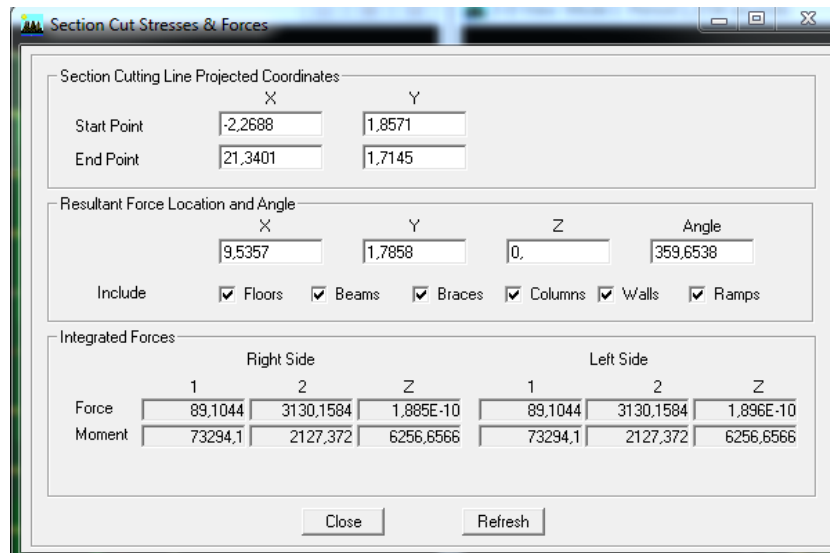


Fig-IV-32 - L'effort repris par les voiles et les portiques

Remarque :

En désélectionnant la case **Wall,Beam,Column** on aura l'effort repris par les portiques et voiles qui égal a 100% .

On désélectionnant la case **wall** \Longrightarrow **Refrech** nous aurons l'effort repris par les portiques (poutre-poteaux)

On sélectionnant la case **Wall** et on sélectionne **Column** \Longrightarrow **Refrech** nous aurons l'effort repris par les voiles

- ❖ On fait le calcul de pourcentage des voiles et portiques pour définir la nature de la structure

Selon Ex :

portiques: + voiles = 3399 ,3242	\Longrightarrow	100%
Voiles = 1123,7954	\Longrightarrow	32,83 %
Portiques = 2283,6215	\Longrightarrow	67,17%

Selon Ey :

portiques: + voiles = 3389,1913	\Longrightarrow	100%
Voiles = 712,7717	\Longrightarrow	18,85%
Portique = 2682,8339	\Longrightarrow	81,15%

Conclusion :

Dans ce cas les voiles reprennent ou plus de 20% aux sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontale. Les portiques plus de 25%, Donc notre structure est contreventée par : portique et voiles (mixte) avec interaction (Article 3.4 ,4.b) D'où le coefficient de comportement **R=5** (tableau 4.3 RPA99 modifié 2003)

V- Vérifications aux exigences du RPA

V-1-Introduction :

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui Provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste. Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

Pour cela, le règlement parasismique Algérien (RPA) prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions de manière à assurer un degré de protection acceptable.

V-2- Choix de la méthode de calcul :

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le RPA99/version 2003 prévoit d'utiliser soit :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

V-3- Méthode statique équivalente :

V-3-1- Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

V-3-2- Conditions d'application de la MSE :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et IIa et à 30m en zones II_b et III.
- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en (a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : tous groupes

Zone II-a : groupe d'usage 3

- groupe d'usage 2 : si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m
- groupe d'usage 1 B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m. Zone II-b et III:
- groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08 m.

Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant les conditions complémentaires exigées par le RPA 99 (Art 4.1.2).

Donc la méthode statique équivalente n'est pas applicable toutefois on procédera au calcul de la force sismique totale (V) afin de la comparer à celle calculée par l'ETABS. Le calcul de l'effort tranchant à la base du bâtiment par la méthode statique équivalente serait par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

- **A** : Coefficient d'accélération de zone (zone IIa, groupe d'usage 2) (A=0.15)

- **D** : Il dépend de : La catégorie du site

Le facteur de correction d'amortissement « η ».

La période fondamentale de la structure « T ».

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^2 & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^2(3.0/T)^5 & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec :

T₂: période caractéristique, associée à la catégorie du site est donnée par le tableau (4-7 RPA99) , La nature du sol : meuble (site 3) → T₂ = 0,5 sec

η : **Facteur de correction d'amortissement** donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad (4.3)$$

- ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (4-2 RPA 99).

$$- \quad \xi (\%) = 8,5\% \quad \Longrightarrow \quad \eta = 0,816$$

- T : Période fondamentale de la structure. $T = C_T h_N^{3/4}$

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.

D'où $h_N = 37,38$ et $C_T = 0,05$ \Longrightarrow $T = 1,598$

$$D = 1,549$$

- Q : facteur de qualité (3ème et 4ème condition sont non observées).

$$Q = 1 + \sum Pa$$

$$Q = 1 + (0 + 0 + 0 \cdot 0,05 + 0,05 + 0 + 0) = 1,10. \Longrightarrow \text{ Dans les deux sens}$$

- R : Les valeurs du coefficient de comportement R sont données par le règlement en fonction du type de structure (mode de contreventement) à l'article 4.2.3 du RPA 99/version 2003.

C'est un facteur favorisant la ductilité des éléments et assemblages, c'est-à-dire leur aptitude à supporter des déformations supérieures à la limite élastique. Pour le cas de notre bâtiment :

On suppose que $R=5$ structure mixte avec interaction.

- W : poids du bâtiment. (Le poids est calculé selon la formule 4-5 donnée par le RPA 99 version 2003.)

$$M_i = M_{Gi} + \beta \times M_{Qi}$$

Avec : M_i : La masse totale du niveau i.

M_{Gi} : La masse due aux charges permanentes.

M_{Qi} : La masse due aux charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 le RPA 99 version 2003 $\rightarrow \beta = 0,2$ (Bâtiments à usage d'habitation).

Poids total de la structure, donné par ETABS est : $W = 49551,63$

$$V = \frac{0,15 \times 1,549 \times 1,1}{5} \times 49551,63$$

$$V = 2532,93 \text{ KN}$$

IV-4 -L'effort tranchant à la base :

La résultante des forces sismiques à la base (V_t) obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente (V_{MSE}) pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Si $V_t < (0,80 V_{MSE})$, Il faudrait augmenter tous les paramètres de la réponse.

Le tableau suivant résume les résultats des efforts ainsi que les vérifications :

Tableau V-1 - Vérification de la résultante des forces sismiques.

$V_{MSE}^{(T)}$	$V_{ETBS}^{(T)}$		$0,8V_{MSE}^{(T)}$	$V_{ETBS}^{(T)} > V_{MSE}^{(T)}$	
	Suivant x	suivant y		Suivant x	Suivant y
2532,93	2035,17	2032,69	2026,34	CV	CV

IV-5-Déplacements relatifs :

D'après le RPA 99 (art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal : à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

D'après le RPA 99 (Art 4.4.3) : $\delta_k = R \times \delta_{eK}$

Avec δ_k : déplacement du aux forces sismique. Fi (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif : au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Tableau- V-2 .Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey

Niveau	δ_x	δ_y	Δ_{Kx}	Δ_{Ky}	1% h_k	Vérification
9	0,0383	0,0338	0,0004	0,0017	0,0306	Vérifiée
8	0,0379	0,0321	0,0028	0,0027	0,0306	Vérifiée
7	0,0351	0,0294	0,0029	0,003	0,0306	Vérifiée
6	0,0322	0,0264	0,0034	0,0031	0,0306	Vérifiée
5	0,0288	0,0233	0,0036	0,0033	0,0306	Vérifiée
4	0,0252	0,0200	0,0039	0,0035	0,0306	Vérifiée
3	0,0213	0,0165	0,0042	0,0035	0,0306	Vérifiée
2	0,0171	0,0130	0,0042	0,0035	0,0306	Vérifiée
1	0,0129	0,0095	0,0042	0,0032	0,0306	Vérifiée
RDC	0,0087	0,0063	0,0049	0,0037	0,0408	Vérifiée
SS1	0,0038	0,0026	0,0026	0,0018	0,0288	Vérifiée
SS2	0,0012	0,0008	0,0012	0,0012	0,0288	Vérifiée

On n'a pas introduit la valeur du coefficient de comportement R lors de calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (on a spécifié le type de contreventement dans le spectre de réponse).

Conclusion :

Nous constatons que dans les deux sens, les déplacements relatifs dus aux efforts latéraux sont inférieurs aux déplacements relatifs recommandés par le RPA 99 qui égale à 1% de la hauteur d'étage.

IV-6-Déplacement maximal :

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{\max} \leq f = \frac{H_t}{500}$$

f : La flèche admissible.

H_t : La hauteur totale du bâtiment.

➤ Sens l'action d'Ex :

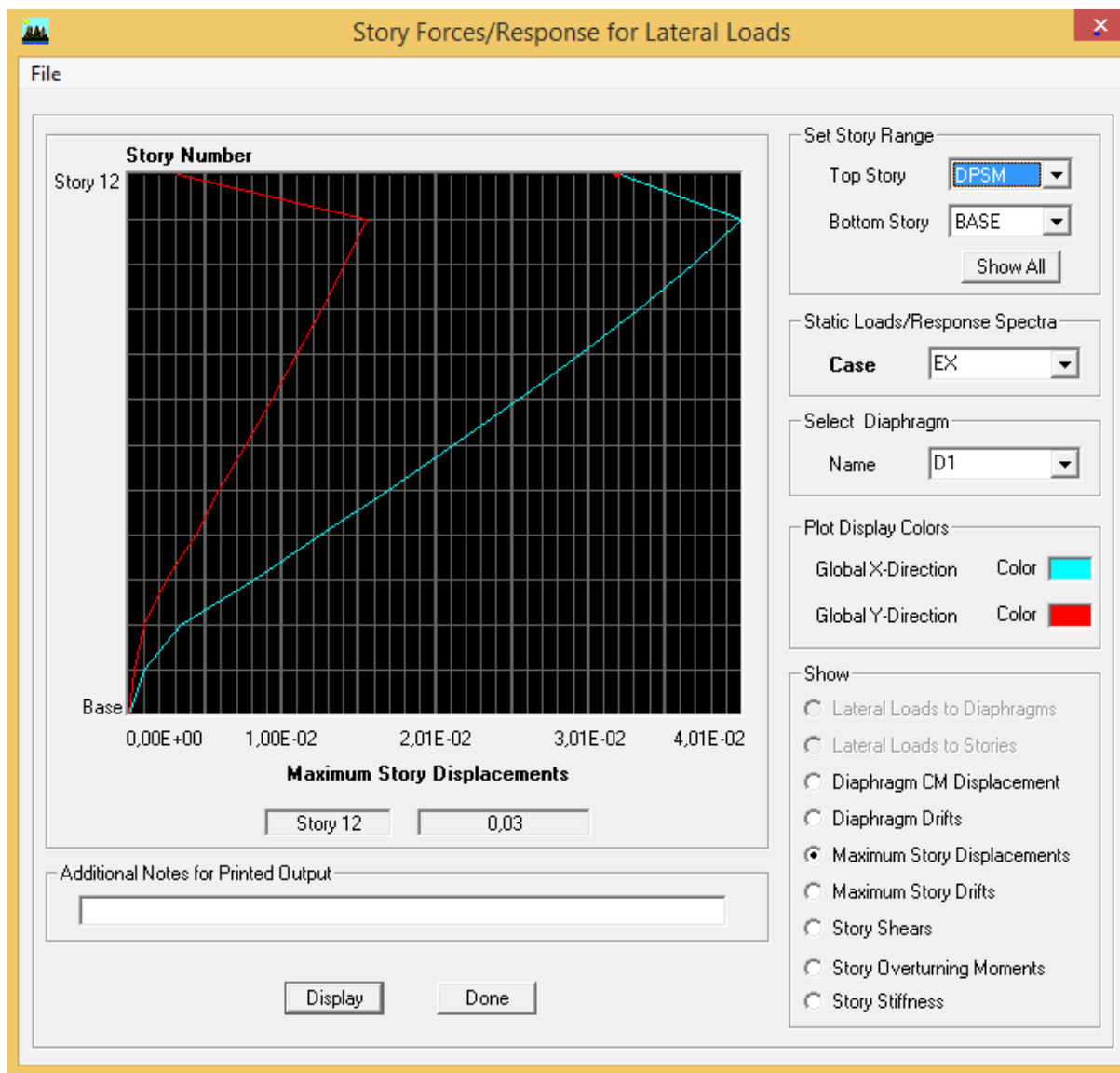


Fig -V-3-Vérification des déplacements selon Ex

$$\delta_{\max} = 0,03 \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{37,38}{500} = 0,07 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifier}$$

➤ Sens l'action de Ey :

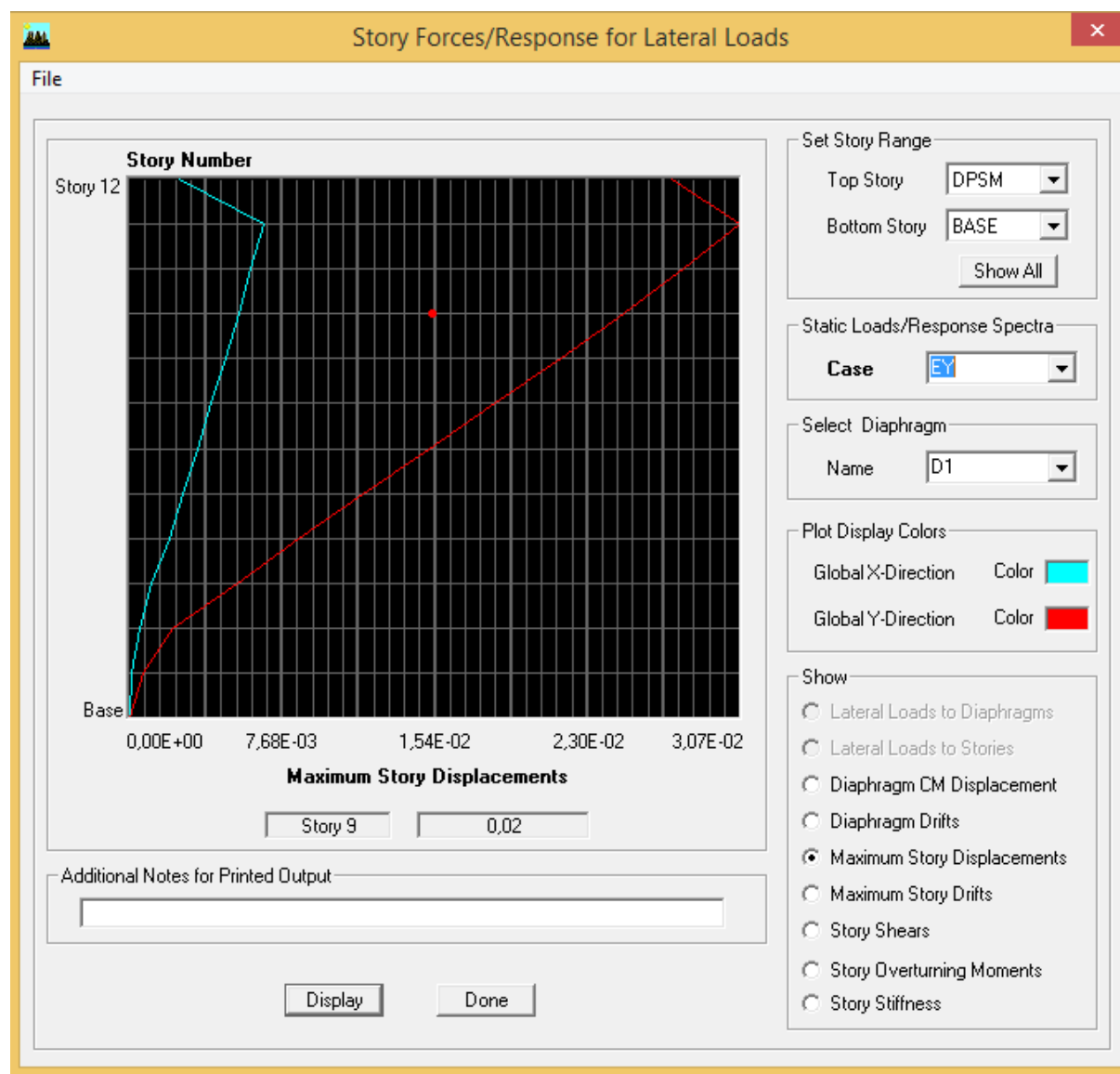


Fig-IV-4-Vérification des déplacements selon Ey

$$\delta_{\max} = 0,03 \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{37,38}{500} = 0,07 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifier}$$

V-7-Nombre de mode à considérer : (Art 4.3.4 / RPA2003)

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée

Dans notre cas :

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	1,112273	66,0908	0,2715	0,0000	66,0908	0,2715	0,0000	0,3796
2	0,994752	2,3435	62,2642	0,0000	68,4343	62,5357	0,0000	85,7538
3	0,979810	6,2694	9,5305	0,0000	74,7037	72,0662	0,0000	13,1513
4	0,325987	11,9525	0,0042	0,0000	86,6562	72,0704	0,0000	0,0008
5	0,271516	0,1235	10,1583	0,0000	86,7797	82,2287	0,0000	0,2761
6	0,266628	0,2373	3,9193	0,0000	87,0170	86,1479	0,0000	0,1098
7	0,157155	4,4580	0,0000	0,0000	91,4750	86,1480	0,0000	0,0000
8	0,122429	0,0041	4,3518	0,0000	91,4792	90,4998	0,0000	0,2074
9	0,119157	0,0427	0,6461	0,0000	91,5219	91,1458	0,0000	0,0315
10	0,101471	1,0936	0,0004	0,0000	92,6155	91,1462	0,0000	0,0000
11	0,097064	0,0075	0,4520	0,0000	92,6230	91,5982	0,0000	0,0075
12	0,091279	2,0460	0,0011	0,0000	94,6690	91,5993	0,0000	0,0000

La somme des masses modales dans le 7eme mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment.

Dans les deux directions, d'où la condition du RPA est vérifiée.

IV-8-Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA99/version 2003 (Article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle additionnelle- égale $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Soit : CM : centre de masse.

CR : centre de rigidité.

➤ **Suivant le sens x-x : $L_x = 19 \text{ m}$**

On doit vérifier que : $| \text{CM} - \text{CR} | \leq 5\% L_x$

Tableau –V- 5- Excentricité suivant x-x

Niveau	Diaphragme	X_{C_M}	X_{C_R}	$ C_M - C_R $	5%Lx	vérification
1	D1	9,512	9,695	0,183	0,95	Vérifiée
2	D2	9,514	9,675	0,161	0,95	Vérifiée
3	D3	9,513	9,661	0,148	0,95	Vérifiée
4	D4	9,511	9,653	0,142	0,95	Vérifiée
5	D5	9,511	9,647	0,136	0,95	Vérifiée
6	D6	9,511	9,643	0,132	0,95	Vérifiée
7	D7	9,511	9,639	0,128	0,95	Vérifiée
8	D8	9,512	9,636	0,124	0,95	Vérifiée
9	D9	9,512	9,637	0,125	0,95	Vérifiée
10	D10	9,512	9,635	0,123	0,95	Vérifiée
11	D11	9,513	9,635	0,122	0,95	Vérifiée
12	D12	9,452	9,576	0,124	0,95	Vérifiée

Suivant le sens y-y : $L_y = 17m$

On doit vérifier que : $|C_M - C_R| \leq 5\% L_y$

Tableau –V-6- Excentricité suivant y-y

Niveau	Diaphragme	Y_{C_M}	Y_{C_R}	$ C_M - C_R $	5%Ly	vérification
1	D1	7,908	8,037	0,129	0,85	Vérifiée
2	D2	7,907	8,117	0,21	0,85	Vérifiée
3	D3	7,965	8,179	0,214	0,85	Vérifiée
4	D4	7,505	8,184	0,679	0,85	Vérifiée
5	D5	7,498	8,181	0,683	0,85	Vérifiée
6	D6	7,498	8,182	0,684	0,85	Vérifiée
7	D7	7,498	8,188	0,69	0,85	Vérifiée
8	D8	7,492	8,198	0,706	0,85	Vérifiée
9	D9	7,486	8,213	0,727	0,85	Vérifiée
10	D10	7,486	8,230	0,744	0,85	Vérifiée
11	D11	7,383	8,217	0,834	0,85	Vérifiée
12	D12	9,150	9,138	0,012	0,85	Vérifiée

IV-9- Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ :

l'effet P-Delta est un effet de second ordre qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis a des charges axiales, cet effet est étroitement lie a la valeur de la force axiale appliquée(P)et au déplacement « Delta »,la valeur de l'effet P-Delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse de structure, la valeur de l'effet P-Delta est souvent gérée de manière à ce qu'elle soit considérée « négligeable »et donc ignorée dans le calcul.

Le règlement RPA99/v2003.préconise que les effets P-Delta peuvent être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux de la structure

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \quad \text{RPA99 (Art 5,9)}$$

Avec : P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k » calculés suivant le formule ci-après

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{gi})$$

V_k: effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérons la combinaison (G+Q+E).

h_k : hauteur de l'étage « k »

Tableau. IV .7. justification Vis-à-vis De l'effet P-Δ dans les deux Sens

Niv	P _k	Δ _{Kx}	Δ _{Ky}	V _{Kx}	V _{Ky}	h _k	θ _{Kx}	θ _{Ky}	vérification
DSM	99,65	0,0004	0,0017	28,11	29,17	3,06	0,00046	0,00189	Vérifiée
8	4152,56	0,0028	0,0027	385,21	395,34	3,06	0,0098	0,00926	Vérifiée
7	4511,61	0,0029	0,003	708,45	732,3	3,06	0,0060	0,0060	Vérifiée
6	4511,61	0,0034	0,0031	968,47	991,83	3,06	0,0047	0,0046	Vérifiée
5	4615,64	0,0036	0,0033	1194,31	1211,48	3,06	0,0044	0,0041	Vérifiée
4	4615,65	0,0039	0,0035	1384,51	1408,52	3,06	0,0042	0,0037	Vérifiée
3	4615,65	0,0042	0,0035	1551,34	1578,84	3,06	0,0037	0,0033	Vérifiée
2	4615,65	0,0042	0,0035	1705,96	1722,58	3,06	0,0037	0,0030	Vérifiée
1	4731,93	0,0042	0,0032	1838,28	1848,78	3,06	0,0035	0,0026	Vérifiée
RDC	4381,75	0,0049	0,0037	1948,06	1958,41	3,06	0,0030	0,00227	Vérifiée
SS1	3690,85	0,0026	0,0018	2009,29	2013,11	3,06	0,0018	0,00126	Vérifiée
SS2	4089,73	0,0012	0,0012	2035,17	2032,68	3,06	0,00083	0,00083	Vérifiée

On constate que θ_{kx} et θ_{ky} sont inférieurs à « 0.1 ».

Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

X-vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux : (RPA 99/version 2003 Art 7.4.3.1):

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B : l'aire (section brute) de la section de béton.

f_{c28} = la résistance caractéristique du béton.

$$V = \frac{1845,32 \times 10^3}{500 \times 500 \times 25} = 0.29 < 0.3 \rightarrow \text{condition Vérifiée}$$

Conclusion :

D'après les résultats obtenus ci-dessus on peut conclure :

Ce modèle présente toutes les caractéristiques recommandées par les règlements, donc on peut passer à l'extraction des efforts internes avec lesquels nous allons ferrailer les différents éléments structuraux.

Remarque

Étant donné que la condition de l'effort tranchant à la base n'est pas vérifiée avec les dimensions que nous avons optées dans le chapitre II, nous avons opté pour les nouvelles dimensions suivantes

- ❖ Les poutres

Les poutres principales et secondaires (30x45)cm²

- ❖ Les poteaux

Zone I (sous sol 2 au 1^{er} étage) (50x50)cm²

Zone II (1^{er} étage au 5^{em} étage) (45x45)cm²

Zone III (6^{eme} au 8^{eme} étage) (40x40)cm²

VI-ferraillage des poteaux

VI-1-INTRODUCTION :

Le ferraillage des éléments résistants s'effectuera selon le règlement BAEL91/révisé 99 et les règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA 99/ version 2003).

Les poteaux et les voiles seront donc calculés en flexion composée.

Les poutres seront calculées à la flexion simple.

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la conception de notre structure sont citées dans le tableau suivant :

Tableau VI-1- caractéristiques mécaniques des matériaux

	γ_s	f_{c28} (Mpa)	f_{bu} (Mpa)	Fe(Mpa)	σ_s (Mpa)
Situation durable	1,15	25	14,17	400	348
Situation accidentelle	1	25	18,48	400	400

VI-2-Ferraillage des poteaux

Pour le ferraillage des poteaux on adopte le même ferraillage pour chaque trois niveaux, on aura donc les zones suivantes :

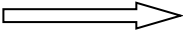
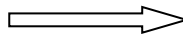
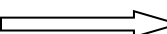
Zone 1 : du sous sol au premier étage [poteaux (50x50)]

Zone 2 : du deuxième au sixième étage [poteaux (45x45)]

Zone 3 : du cinquième au septième étage [poteaux (30x30)]

Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal.

Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée. Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations suivantes).

- ✓ Effort normal maximal  Moment correspondant
- ✓ Moment maximal  Effort normal correspondant
- ✓ Effort normal minimal N_{min}  Moment correspondant

Nous pouvons alors avoir l'un des trois cas suivants :

- ✓ Section partiellement comprimée SPC.
- ✓ Section entièrement tendue SET.
- ✓ Section entièrement comprimée SEC

Combinaisons des charges

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les combinaisons suivantes :

- **Selon BAEL 91 : Situation durable**

1,35G+1,5Q à l'ELU.

G+Q à l'ELS

- **Selon le R.P.A 99 : Situation accidentelle (Art 5.2)**

G+Q+E **RPA99 révisée 2003.**

0,8G+E **RPA99 révisée 2003.**

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra à la maximale des trois valeurs (le cas le plus défavorable).

VI-2-1- Recommandation du RPA 99/Version 2003 Armatures longitudinales :

a) Armatures longitudinales :

D'après le RPA99/version 2003 (Art 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité à :

- ✓ Le pourcentage minimal est de 0.8% de la section du poteau
- ✓ Le pourcentage maximal est de 4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement

Tableau VI-2 - Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA

Section des poteaux (Cm ²)	Pourcentage minimal $A_{min} = 0.8\% \times b \times h$ (cm ²)	Pourcentage maximal (cm ²)	
		Zone de recouvrement $A_{max} = 6\% \times b \times h$	Zone courante $A_{max} = 4\% \times b \times h$
(50x50)	20	150	100
(45x45)	16,1	73,5	81
(40x40)	12,8	54	64

- ✓ Le diamètre minimal est supérieur ou égal à 12mm.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone IIa)
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa)

- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

b) Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_1 V_u}{h_1 h_e} \quad (\text{RPA99/2003 : formule 7.1})$$

Avec :

A_t : section d'armature transversale

V_u : effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur totale de la section brute

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale $f_e = 400 \text{ Mpa}$.

ρ_1 : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

$$\rho_1 = \begin{cases} 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec: (λ_g) est l'élançement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left\{ \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right\}$$

Avec :

$$\begin{cases} l_0 = 408 \text{ cm pour le RDC} \\ l_0 = 306 \text{ cm pour les étages courants} \\ l_0 = 2,88 \text{ pour SS1 et SS2} \end{cases}$$

(a et b) dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f longueur de flambement du poteau.

L'expression de la longueur de flambement l_f est donnée suivant l'article **B.8.3, 3 du BAEL91/99** :

$$l_f = 0.7l_0 \quad ; \quad l_0: \text{ c'est la hauteur du poteau}$$

Remarque :

L'équation précédente a deux inconnus S_t et A_t , donc on doit fixer l'espacement S_t et calculer la section d'armature A_t ;

Espacement des armatures selon le RPA version 2003 :

St : espacement des armatures transversales. La valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit :

En zone nodale :

$$St \leq \min (10\phi_1^{min}, 15\text{cm})$$

En zone courante

$$S'_t \leq 15\phi_1^{min}$$

Avec ϕ_1^{min} est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :

$$0,3\% \implies \lambda_g \geq 5$$

$$0,8\% \implies \lambda_g < 3$$

$3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes

VI-2-1- Méthode de calcul d'armatures longitudinales à l'ELU

a) Si nous avons un effort de compression et le centre de pression

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c\right) \quad \text{Alors la section est partiellement comprimée.}$$

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right) \quad \text{Y Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :}$$

$$N_u (d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \times \frac{c'}{h}\right) b h^2 f b_u \implies A$$

$$\text{Avec : } M_f = M_u + \left(\frac{h}{2} - c N_u\right) \implies \text{Moment fictif}$$

➤ Si l'inégalité est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, donc le calcul se fait comme suit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 F b_u}$$

Si $\mu \leq \mu_1 = 0,392$ la section est simplement armée. (SSA)

Si $\mu \geq \mu_1 = 0,392$ la section est doublement armée. (SDA)

$$\mu_1 = 0,392 \quad \text{et} \quad A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

$\mu < \mu_1 \implies$ La section réelle est donnée par :

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_s}, \quad A_{sc} = 0$$

$$\mu > \mu_1 \implies M_f : \text{Moment fictif} \quad \Delta M = M_f - M_1$$

Avec M_1 : moment réduit

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c)\sigma_s} \quad A_{sct} = \frac{\Delta M}{(d-c)\sigma_s}$$

Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$

- Si l'inégalité (A) n'est pas vérifiée, la section est entièrement comprimée, il faut donc vérifier l'inégalité suivante :
- $N_U (d - c') - M_f \geq \left(0,337 - 0,81 \times \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \implies B$
- Si l'inégalité (B) est vérifiée, les armatures sont donc :

$$A_{sc1} = \frac{M_f - ((d - 0,5h) b h f_{bc})}{(d - c')} \quad \text{Et} \quad A_{sc2} = \frac{N_U - b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} - A_{sc1}$$

- Si l'inégalité (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures inférieures

$$A_{sc1} = \frac{N - 100 \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{100 \sigma_s}$$

Avec : $\Psi = 0,3571 + \frac{\frac{N(d-c') - M_f}{100 b h^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$

c) Si nous avons un effort de traction et le centre de pression se trouve entre les armatures la section est entièrement tendue

La section d'armature supérieure : $A_{st1} = \frac{N \times a}{\sigma_{st}(d - c')}$

La section d'armature inférieure : $A_{st1} = \frac{N}{\sigma_{st}} - A_{st1}$

VI-3- Ferraillage des poteaux

Les résultats des efforts internes des poteaux pour toutes les combinaisons sont donnés par le logiciel <ETABS>

. Et leurs ferraillage se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel <SOCOTEC>

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-après :

a) Situation durable (ELU)

Tableaux VI-3 : calcul des armatures en situation durable

❖ Suivant 2-2

Zones	Type de sollicitation				A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	OBS
Zone 1 (50x50)	N max	-2436,74	M cor	-2,803	0	0	SEC
	N min	-174,57	M cor	-52,021	0,68	0	SPC
	N cor	-174,57	M max	-52,021	0,68	0	SPC
Zone 2 (45x45)	N max	-1557,02	M cor	47,142	0	0	SEC
	N min	-332,35	M cor	-0,794	0	0	SEC
	N cor	-841,18	M max	-52,749	0	0	SEC
Zone 3 (40x40)	N max	-620,07	M cor	15,902	0	0	SEC
	N min	11,34	M cor	-8,139	0,46	0	SPC
	N cor	-188,09	M max	60,374	2,24	0	SPC

❖ Suivant 3-3

Zones	Type de sollicitation				A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	OBS
Zone 1 (50x50)	N max	-2436,74	M cor	-0,966	0	0	SEC
	N min	-174,57	M cor	-57,336	1,02	0	SPC
	N cor	-174,57	M max	57,674	0	1,04	SPC
Zone 2 (45x45)	N max	1557,02	M cor	-19,121	0	0	SEC
	N min	-332,35	M cor	20,917	0	0	SEC
	N cor	-509,36	M max	51,21	0	0	SEC
Zone 3 (40x40)	N max	-620,07	M cor	-11,185	0	0	SEC
	N min	11,34	M cor	0,67	0	0	SEC
	N cor	-164,51	M max	51,868	0	1,81	SPC

b) Situation accidentelles (G+Q+E)**Tableaux VI-4 : calcul des armatures en situation accidentelle**

❖ Suivant 2-2

Zones	Type de sollicitation				A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	OBS
Zone 1 (50x50)	N max	-2381,9	M cor	-20,542	0	0	SEC
	N min	606,73	M cor	6,476	0	0	SEC
	N cor	-906,9	M max	-123,251	0	0	SEC
Zone 2 (45x45)	N max	-1354,27	M cor	-53,038	0	0	SEC
	N min	-67,33	M cor	4,948	0	0	SEC
	N cor	-372,8	M max	-107,831	2,05	0	SPC
Zone 3 (40x40)	N max	-517,78	M cor	-47,232	0	0	SEC
	N min	44,23	M cor	2,601	0	0	SEC
	N cor	-119,08	M max	-80,147	4,07	0	SPC

❖ Suivant 3-3

Zones	Type de sollicitation				A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	OBS
Zone 1 (50x50)	N max	-2381,9	M cor	-42,398	0	0	SEC
	N min	606,73	M cor	12,991	0	0	SEC
	N cor	-1140,91	M max	-180,647	0	0	SEC
Zone 2 (45x45)	N max	-1354,27	M cor	-13,825	0	0	SEC
	N min	-67,33	M cor	3,568	0	0	SEC
	N cor	--462,07	M max	114,896	0	1,48	SEC
Zone 3 (40x40)	N max	-517,78	M cor	-4,117	0	0	SEC
	N min	44,23	M cor	1,77	0	0	SEC
	N cor	103,41	M max	82,806	0	4,45	SEC

c) Situations accidentelles (0,8G+E)**Tableaux VI-5 : calcul des armatures en situation accidentelle**

❖ Suivant 2-2

Zones	Type de sollicitation				A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	OBS
Zone 1 (50x50)	N max	-2059,03	M cor	-34,988	0	0	SEC
	N min	870,93	M cor	6,505	0	0	SEC
	N cor	-700,14	M max	-113,628	0	0	SEC
Zone 2 (45x45)	N max	-1005,8	M cor	-41,535	0	0	SEC
	N min	13,65	M cor	4,732	0	0,1	SPC
	N cor	-455,22	M max	-97,795	0,42	0	SPC
Zone 3 (40x40)	N max	-377,68	M cor	-36,145	0	0	SEC
	N min	75,98	M cor	2,47	0	0	SEC
	N cor	-146,78	M max	69,064	2,92	0	SPC

❖ Suivant 3-3

Zones	Type de sollicitation				A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	OBS
Zone 1 (50x50)	N max	-2059,03	M cor	-11,897	0	0	SEC
	N min	870,93	M cor	9,653	0	0	SEC
	N cor	-895,55	M max	-137,794	0	0	SEC
Zone 2 (45x45)	N max	-1005,8	M cor	-18,638	0	0,1	SPC
	N min	13,65	M cor	3,041	0	0	SEC
	N cor	--291,4	M max	103,608	0	0	SEC
Zone 3 (40x40)	N max	-377,68	M cor	-7,379	0	0	SEC
	N min	75,98	M cor	1,356	0	0	SEC
	N cor	-117,53	M max	70,734	0	2,77	SPC

NB : les sections d'armatures trouvées sont inférieures à celles exigées par le RPA donc les poteaux seront ferrailés avec les sections minimales réglementaires

Tableau -VI-6-Choix des armatures longitudinales

Section des poteaux (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferraillages (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
(50x50)	20	4HA20+8HA12	21,61
(45x45)	16,2	4HA16+8HA12	17,09
(40x40)	12,8	4HA14+8HA12	15,21

VI-4- Vérification à l'ELU

➤ Armatures transversales

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.

Elles sont calculées en utilisons la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 h_e} \quad (\text{RPA 99 révisé 2003/Art 7-4-2-2}).$$

Avec :

A_t: section d'armatures transversales

V_u: effort tranchant de calcul

h₁ : hauteur totale de la section brute

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale f_e= 400Mpa.

ρ₁ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

$$\rho_1 = \begin{cases} 2,5 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

L'élançement géométrique du poteau est donné par la relation

$$\lambda_g = \left\{ \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right\}$$

Telle que :

L_f : longueur de flambement

Remarque :

L'équation précédente a deux inconnus S_t et A_t , donc on doit fixée l'espacement S_t et calculé la section d'armature A_t ;

Espacement des armatures selon le RPA version 2003 :

- En zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\phi_t^{min}, 15\text{cm}) = \min(10 \times 1,2 ; 15) = 12\text{cm}$$

Avec ϕ_t^{min} : diamètre minimum des armatures longitudinale

Soit : $S_t = 10\text{ cm}$

-En zone de courante :

$$S_t \leq \min 15\phi_1^{min} = 18\text{cm} \implies S_t = 15\text{cm}^2$$

➤ Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40\phi_t = 40 \times 2 = 80\text{cm}$$

$$L_r = 40\phi_t = 40 \times 1,2 = 48\text{cm}$$

➤ Vérification de la quantité d'armatures :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} = \sqrt{\frac{l}{B}} \quad \text{Avec : } l_f = 0,7h_e$$

Pour le cas le plus défavorable :

RDC avec : $h = 4,08\text{m}$.

$$L_f = 0,7 \times 4,08 = 2,856\text{m}$$

$$\lambda_g = \frac{2,856}{0,5} = 5,712$$

$$\lambda_g > 5 \text{ d'ou } \rho_1 = 2,5$$

-En zone nodale :

$$A_t = \left(\frac{\rho \times V_U}{h_1 \times f_e} \right) \times S_t = \left(\frac{2,5 \times 30,42}{0,5 \times 400} \right) 0,1 \times 10 = 0,380 \text{ cm}^2$$

-En zone de courante :

$$A_t = \left(\frac{\rho \times V_U}{h_1 \times f_e} \right) \times S_t = \left(\frac{2,5 \times 30,42}{0,5 \times 400} \right) 0,1 \times 15 = 0,570 \text{ cm}^2$$

Soit (un cadre + un losange) de $\Phi 8 A_t = 2,00 \text{ cm}^2$. (4 brins $\Phi 8$)

➤ **La section minimale de RPA est :**

-En zone nodale :

$$A_{min} = 0,003 \times b \times S_t = 0,003 \times 50 \times 10 = 1,5 \text{ cm}^2$$

-En zone de courante :

$$A_{min} = 0,003 \times b \times S_t = 0,003 \times 50 \times 15 = 2,25 \text{ cm}^2$$

D'après nos calcul $A_t^{min} > A_t$ donc les armatures longitudinales des poteaux seront encadrée avec un cadre et un losange de **HA8** de section transversal **4HA8=2.01cm²**

Les cadres et les losanges doivent être fermés par crochets à 135° ayant une longueur droite de **$10\phi_t^{min} = 8 \text{ cm}$**

La zone nodale est sensible au séisme ; on introduit les armatures en U superposées avec alternance dans l'orientation à fin de la consolider et ainsi, la rendre non vulnérable.

➤ **Longueur d'ancrage : (B.A.E.L.91 Article :A.6.1.221)**

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28}$$

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

$\Psi = 1,5$ Pour les aciers à haute adhérence.

$$\tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835$$

➤ **Pour les HA20 ;**

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{2 \times 400}{4 \times 2,835} = 70,54 \text{ cm}$$

➤ Pour les HA12 ;

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$$

➤ Vérification au cisaillement :(RPA99/Art7.4.3.2) :

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$\lambda_g \geq 5 \implies \rho_b = 0,075$$

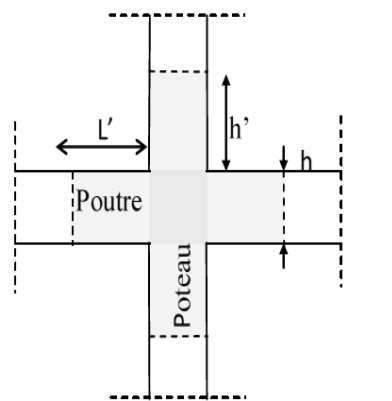
$$\lambda_g < 5 \implies \rho_b = 0,04$$

$$\tau_b = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_b f_{c28}$$

Tableau -VI-7-Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-après :

Les zones	$h_e(\text{m})$	$l_f(\text{m})$	λ_g	ρ_b	$V_u(\text{KN})$	$\tau_b(\text{MPa})$	$\tau_{bu}(\text{MPa})$	vérification
$(50 \times 50) \text{ cm}^2$	2,88	2,016	4,032	0,04	30,42	0,128	1	CV
$(50 \times 50) \text{ cm}^2$	4,08	2,856	5,712	0,075	30,423	0,128	1,875	CV
$(45 \times 45) \text{ cm}^2$	3,06	2,142	4,76	0,04	35,87	0,187	1	CV
$(40 \times 40) \text{ cm}^2$	3,06	2,142	5,355	0,075	45,34	0,302	1,875	CV

➤ Délimitation de la zone nodale



Remarque :

La zone nodale est importante par rapport à la hauteur de poteau donc on adopte le ferrailage de la zone nodale le long de ces poteaux avec un espacement de 10 cm

❖ Poteaux du sous sol

$$h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right\} = \max\left\{\frac{288}{6}; 50; 50; 60\right\}$$

Donc on opte pour $h'=60\text{cm}$

❖ Poteaux d'étages courants

$$h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right\} = \max\left\{\frac{306}{6}; 45; 45; 60\right\}$$

Donc on opte pour $h'=60\text{cm}$

❖ Poteau du RDC

$$h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right\} = \max\left\{\frac{408}{6}; 50; 50; 60\right\}$$

Donc on opte pour $h'=60\text{cm}$

VI-5- Vérification à l'ELS:

La section d'armatures doit vérifiée la condition suivante :

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{adopté} \geq A_{min} = \frac{0,023 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} \begin{cases} e_s - 0,455d \\ e_s - 0,185d \end{cases}$$

Tableau VI-8 : condition de non fragilité sens x-x

• **Suivant 2-2**

					e_s	A_{smin}	$A_{adopté}$	OBS
Zone1	N_{max}	−1776,57	M_{cor}	−2,022	0,0011	7,25	21 ,61	vérifiée
	N_{min}	127,25	M_{cor}	−37,92	0,298	1,09		
	N_{cor}	−127,25	M_{max}	−37,92	0,298	1,09		
Zone2	N_{max}	−1135,72	M_{cor}	34,517	0,03	9,09	18,21	vérifiée
	N_{min}	−242,33	M_{cor}	−0,575	0,0023	5,75		
	N_{cor}	−613,61	M_{max}	−38,227	0,062	18,17		
Zone3	N_{max}	452,11	M_{cor}	11,525	0,025	5,9	16,08	vérifiée
	N_{min}	8,91	M_{cor}	−6,135	0,688	1,5		
	N_{cor}	137,49	M_{max}	−43,857	0,318	1,06		

Tableau VI-9 : condition de non fragilité sens y-y

• **Suivant 3-3**

					e_s	A_{smin}	$A_{adopté}$	OBS
Zone1	N_{max}	−1776,57	M_{cor}	−0,704	0,0003	0,586	21,61	vérifiée
	N_{min}	127,25	M_{cor}	−41,735	0,32	0,125		
	N_{cor}	−127,25	M_{max}	−41,985	0,329	0,131		
Zone2	N_{max}	−1135,72	M_{cor}	−13,957	0,109	0,777	18,21	vérifiée
	N_{min}	−242,33	M_{cor}	15,178	0,0626	4,464		
	N_{cor}	−372,1	M_{max}	−37,164	0,099	0,676		
Zone3	N_{max}	452,11	M_{cor}	−8,196	0,018	0,831	16,08	vérifiée
	N_{min}	8,91	M_{cor}	0,609	0,068	5,61		
	N_{cor}	−120,73	M_{max}	37,702	0,312	0,163		

Remarque :

D'après les résultats trouvés sur les deux tableaux, on constate que la condition de non fragilité est vérifiée suivant les deux sens car $A_{adopté} \geq A_{min}$

➤ **Etat limite d'ouverture de fissures:**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers.

➤ **Etat limite de compression du béton:**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous M_s et N_s , on doit déterminer les contraintes du béton puis les comparer aux contraintes admissibles.

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

Les résultats sont donnés par le logiciel SOCOTEC et récapitulés dans les tableaux suivants :

• **Suivant 2-2 :**

Section (cm ²)	N_{max} (KN)	M_{cor} (KN)	$A_s=A'_s$ (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
Zone1	−1776,57	-2,022	7,25	0,7	0,71	15	Vérifiée
Zone2	−1135,72	37,925	9,09	3,05	6,84	15	Vérifiée
Zone3	−452,11	11,525	5,9	3,41	1,68	15	Vérifiée

- **Suivant 3-3**

Section (cm ²)	N _{max} (KN)	M _{cor} (KN)	A _s =A' _s (cm ²)	σ _{bc} (MPA)	σ _{bi} (MPA)	σ̄ _{bc} (MPA)	OBS
Zone1	-1776,57	-0,704	0,586	7,09	7,02	15	Vérifiée
Zone2	-1135,72	-13,957	0,777	4,65	6,44	15	Vérifiée
Zone3	-452,11	-8,196	0,831	2,04	3,52	15	Vérifiée

❖ **Pour les aciers**

- **Suivant 2-2 :**

Section (cm ²)	N _{max} (KN)	M _{cor} (KN)	A _s =A' _s (cm ²)	σ _{sup} (MPA)	σ _{inf} (MPA)	σ̄ _s (MPA)	OBS
Zone1	-1776,57	-2,022	7,25	98,1	96	348	Vérifiée
Zone2	-1135,72	37,925	9,09	99,4	48,9	348	Vérifiée
Zone3	-452,11	11,525	5,9	49,5	26,9	348	Vérifiée

- **Suivant 3-3 :**

Section (cm ²)	N _{max} (KN)	M _{cor} (KN)	A _s =A' _s (cm ²)	σ _{sup} (MPA)	σ _{inf} (MPA)	σ̄ _s (MPA)	OBS
Zone1	-1776,57	-0,704	0,586	105,4	106	348	Vérifiée
Zone2	-1135,72	-13,957	0,777	71,2	95,1	348	Vérifiée
Zone3	-452,11	-8,196	0,831	32	51,5	348	Vérifiée

VII- ferraillage des poutres

VII-1-Introduction:

Le ferraillage des poutres sera déterminé en flexion simple, à l'état limite ultime (ELU), puis on procédera à une vérification à l'état limite de service (ELS).

Le ferraillage des poutres sera déterminé en flexion des moments fléchissant max, qui sera données par les combinaisons suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} G+Q\pm E \\ 0,8G\pm E \end{array} \right\} \longrightarrow \text{Combinaison BAEL}$$

$$\left. \begin{array}{l} G+Q \text{ (ELS)} \\ 1,35G + 1,5G \text{ (ELU)} \end{array} \right\} \longrightarrow \text{Combinaison BAEL}$$

VII-2-Calcul des armatures à l'ELU :

Armatures longitudinales : elles seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, le calcul se fera comme sui :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

Avec : b : largeur de la poutre

d : hauteur utile

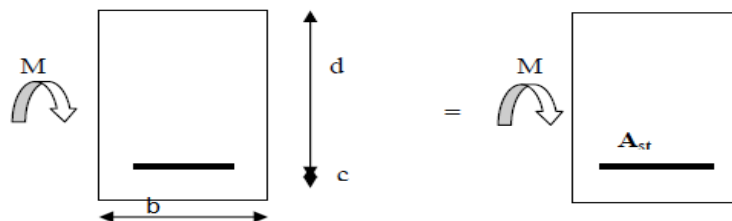
M_u : moment max

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ MPa}$$

Pour le FeE400 on a : $\mu_l = 0,392$

1^{er} cas

$\mu \leq \mu_l = 0,392 \implies$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\implies A_{sc} = 0$



$$A_{sc} = \frac{M_y}{\beta d \sigma_s}$$

Avec $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

$\gamma_s = 1,5 \implies$ Situation durable

$\gamma_s = 1,15 \implies$ Situation accidentelle

$f_e = 400 \text{ MPa}$

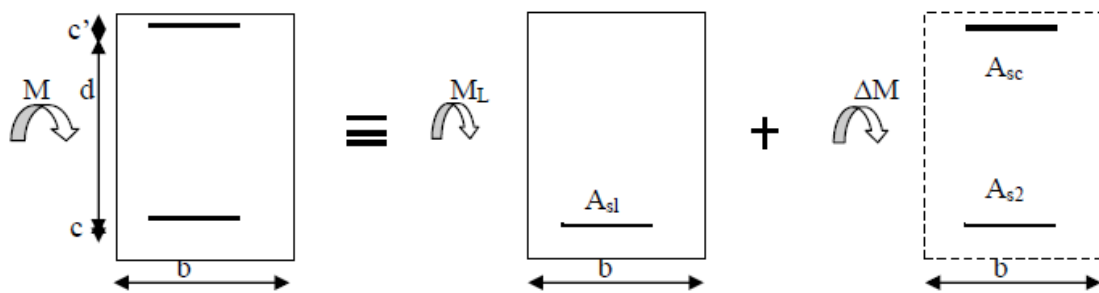
A_{st} : Section d'acier tendu

d : La distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus

2^{ème} cas

$\mu \geq \mu_l = 0,392 \implies$ la section doublement armée (SDA) $A_{sc} \neq 0$

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



$$A_{st} = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_1}{\beta L \times d} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{sc}}$$

Tableau VII-1 : caractéristique des matériaux selon la situation

Situation	Béton			Acier		
	$\gamma_b \text{ (MPa)}$	$f_{c28} \text{ (MPa)}$	$F_{bu} \text{ (MPa)}$	$\gamma_s \text{ (MPa)}$	$f_e \text{ (MPa)}$	$\sigma_s \text{ (MPa)}$
Situation durable	1,5	25	14,16	1,15	400	348
Situation accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

VII-3- Recommandations du RPA :

1) Armatures longitudinales (Art 7.5.21) :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de :

$A_{min} = 0,5\% b h$ dans la section.

-Poutres principales de (30×45) : $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2$

-Poutres secondaires de (30×45) : $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de

4% $b h$: en zone courante

6% $b h$: en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone IIa.

- **Poutres principales de (30×45) :**

$$A_{max} = 0,04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 0,06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$$

- **Poutres secondaires de (30×45) :**

$$A_{max} = 0,04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 0,06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$$

2) Armatures transversales minimales :

$$A_t = 0,003 \times s_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suite :

$$s_t^{max} = \min\left(\frac{h}{4}, HA12\right) \text{ En zone nodale et en travée}$$

$$s_t \leq \frac{l}{2} \text{ En zone de recouvrement}$$

Remarque :

Pour des raisons de mise en œuvre et pour faciliter le ferraillage, le calcul se fera pour le moment maximal et les sections adoptées seront retenues pour toutes les travées.

VII-3- Ferraillage des poutres principales (30 x 45).

A-3-1- en travée :

Les poutres les plus sollicitées sous le moment en travée ($M_{travée}$), sous les combinaisons d'actions suivantes :

$$\begin{array}{l}
 \text{-Plancher de sous sol 2 au 1^{er} étage} \\
 \left. \begin{array}{l}
 \text{Poutre : B15} \\
 \text{Combinaison : } 1,35G+1,5Q \\
 M_{travée} = 39,593 \text{ KN.m.}
 \end{array} \right\}
 \end{array}$$

-Plancher du 2^{ème} au 5^{ème} étage: $\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutre : B14} \\ \text{Combinaison : } 1,35G+1,5Q \\ M_{travée} = 44,944\text{KN.m.} \end{array} \right.$

-Plancher du 6^{ème} au 8^{ème} étage: $\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutre : B14} \\ \text{Combinaison : } 1,35G+1,5Q \\ M_{travée} = 51,714\text{KN.m.} \end{array} \right.$

- Section d'armatures inférieurs en travée :

✓ Procédure de calcul :

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}}$$

$$h = 45\text{cm} , b = 30\text{cm} , d = 42,5\text{cm}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_d \times \theta}$$

$$f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$\mu < \mu_0 = 0,392 \implies$ Section simplement armée (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$\mu > \mu_0 = 0,392 \implies$ Section doublement armée (les armatures comprimées sont nécessaires).

Tableau VII-2 : ferraillage de la poutre principale en travée

Niveau	M_t (KN. m)	μ	obs	β	$A_{st}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	ferraillage	$A_{adopté}$
sous sol 2 au 1 ^{er} étage	39,593	0,051	SSA	0,9735	2,74	6,75	3HA16+2 HA10	7,60
2 ^{ème} au 5 ^{ème} étage:	44,944	0,058	SSA	0,970	3,13	6,75	3HA16+2 HA10	7,60
6 ^{ème} au 8 ^{ème} étage	51,714	0,067	SSA	0,9655	3,62	6,75	3HA16+2 HA10	7,60

A-3-2 – en appuis**A-3-2-1- Armatures supérieures sous le moment négatif :**

Les poutres les plus sollicitées sous le moment négatif en appui (M_{appui}), sous les combinaisons d'actions suivantes :

- Plancher de sous sol 2 au 1^{er} étage :

- | | |
|---|-----------------------------|
| { | Poutre : B14 |
| { | Combinaison : $G+Q\pm Ex$ |
| { | $M_{appui} = -183,376KN.m.$ |

-Plancher du 2^{ème} au 5^{ème} étage:

- | | |
|---|----------------------------|
| { | Poutre : B15 |
| { | Combinaison : $G+Q\pm Ex$ |
| { | $M_{appui} = 183,062KN.m.$ |

-Plancher du 6^{ème} au 8^{ème} étage:

- | | |
|---|------------------------------|
| { | Poutre : B15 |
| { | Combinaison : $G + Q \pm Ex$ |
| { | $M_{appui} = -158,782 KN.m$ |

- Section d'armatures supérieures en appui :

➤ Procédure de calcul :

$$h = 45cm, b = 30cm, d = 42,5cm$$

$$\mu = \frac{M}{bd^2f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_d \times \theta}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$f_{bu} = 18,48$$

$$\sigma_{st} = 400MPa$$

VII-3 : ferraillage de la poutre principale aux appuis sous moment négatif

Niveau	$M_a(KN. m)$	μ	obs	β	$A_{st}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	ferraillage	$A_{adopté}$
sous sol 2 au 1 ^{er} étage	183,376	0,183	SSA	0,8985	12,00	6,75	3HA16+3 HA14	12,66
2 ^{ème} au 5 ^{ème} étage:	183,062	0,182	SSA	0,899	11,97	6,75	3HA16+3 HA14	12,66
6 ^{ème} au 8 ^{ème} étage	158,782	0,158	SSA	0,914	10,21	6,75	3HA16+3 HA14	12,66

A-3-2-2- armatures inférieures sous le moment positif:

Les poutres les plus sollicitées sous le moment positif en appui (Mappui), sous les combinaisons d'actions suivantes :

Plancher de sous sol 2 au 1 ^{er} étage :	{	Poutre : B15 Combinaison : $G + Q \pm Ex$ $M_{appui} = 139,332KN.m.$
-Plancher du 2 ^{ème} au 5 ^{ème} étage	{	Poutre : B14 Combinaison : $G + Q \pm Ex$ $M_{appui} = 130,067KN.m.$

-Plancher du 6^{ème} au 8^{ème} étage: $\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutre : B14} \\ \text{Combinaison : } G + Q \pm Ex \\ M_{appui} = 101,736\text{KN.m.} \end{array} \right.$

- Section d'armatures supérieures en appui :
 - ✓ Procédure de calcul : La même procédure que les poutres principales

VII-4 : ferraillage de la poutre principale aux appuis sous le moment positif

Niveau	$M_a(\text{KN. m})$	μ	obs	β	$A_{st}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	ferraillage	$A_{adopté}$
sous sol 2 au 1 ^{er} étage	139,332	0,139	SSA	0,9245	8,86	6,75	3HA14+3 HA14	9,24
2 ^{ème} au 5 ^{ème} étage:	130,067	0,129	SSA	0,9305	8,22	6,75	3HA14+3 HA14	9,24
6 ^{ème} au 8 ^{ème} étage	101,736	0,101	SSA	0,9465	6,14	6,75	3HA14+3 HA14	9,24

VII-4- Ferraillage des poutres secondaires (30 x 45) :

A-4-1- en travée

Les poutres les plus sollicitées sous moment en travée ($M_{travée}$), sous les combinaisons d'actions suivantes:

- Plancher de sous sol 2 au 1^{er} étage : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutre : B56} \\ \text{Combinaison : } 1,35G+1,5Q \\ M_{travée} = 44,633\text{KN.m.} \end{array} \right.$

-Plancher du 2^{ème} au 5^{ème} étage: $\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutre : B45} \\ \text{Combinaison : } 1,35G+1,5Q \\ M_{travée} = 47,371\text{KN.m.} \end{array} \right.$

$$\begin{array}{l}
 \text{-Plancher du 6^{ème} au 8^{ème} étage:} \\
 \left. \begin{array}{l}
 \text{Poutre : B45} \\
 \text{Combinaison : } 1,35G+1,5Q \\
 M_{travée} = 52,894\text{KN.m}
 \end{array} \right\}
 \end{array}$$

- Section d'armatures inférieurs en travée :
 - ✓ Procédure de calcul : la même procédure que les poutres principales

Avec $h = 45\text{cm}$, $b = 30\text{cm}$, $d = 42,5\text{cm}$

Tableau VII-5 : ferraillage de la poutre secondaire en travée

Niveau	$M_t(\text{KN. m})$	μ	obs	β	$A_{st}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	ferraillage	$A_{adopté}$
sous sol 2 au 1 ^{er} étage	44,633	0,058	SSA	0,970	3,11	6,75	3HA14+2 HA12	6,88
2 ^{ème} au 5 ^{ème} étage:	47,371	0,061	SSA	0,9685	3,30	6,75	3HA14+2 HA12	6,88
6 ^{ème} au 8 ^{ème} étage	52,894	0,068	SSA	0,965	3,70	6,75	3HA14+2 HA12	6,88

A-4-2- en appui :

A-4-2-1- Armatures supérieurs sous le moment négatif :

Les poutres les plus sollicitées sous le moment négatif en appui (M_{appui}), sous les combinaisons d'actions suivantes :

$$\begin{array}{l}
 \text{- Plancher de sous sol 2 au 1^{er} étage :} \\
 \left. \begin{array}{l}
 \text{Poutre : B30} \\
 \text{Combinaison : } G + Q \pm Ex \\
 M_{appui} = 165,178\text{KN.m.}
 \end{array} \right\}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{l}
 \text{-Plancher du 2^{ème} au 5^{ème} étage:} \\
 \left. \begin{array}{l}
 \text{Poutre : B30} \\
 \text{Combinaison : } G + Q \pm Ex \\
 M_{appui} = 175,186\text{KN.m.}
 \end{array} \right\}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{l}
 \text{-Plancher du 6^{ème} au 8^{ème} étage:} \\
 \left. \begin{array}{l}
 \text{Poutre : B30} \\
 \text{Combinaison : } G + Q \pm Ex \\
 M_{appui} = 153,905\text{KN.m}
 \end{array} \right\}
 \end{array}$$

- Section d'armatures supérieures en appui :
 - ✓ Procédure de calcul : La même procédure que les poutres principales

Tableau VII-6: ferraillage de la poutre secondaire aux appuis sous le moment négatif

Niveau	M_a (KN. m)	μ	obs	β	$A_{st}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	ferraillage	$A_{adopté}$
sous sol 2 au 1 ^{er} étage	165,178	0,164	SSA	0,910	10,67	6,75	3HA14+1 HA16+2H A20	12,91
2 ^{ème} au 5 ^{ème} étage:	175,186	0,174	SSA	0,904	11,39	6,75	3HA14+1 HA16+2H A20	12,91
6 ^{ème} au 8 ^{ème} étage	153,905	0,153	SSA	0,9165	9,87	6,75	3HA14+1 HA16+2H A20	12,91

A-4-2-2- armatures inférieures sous le moment positif:

Les poutres les plus sollicitées sous le moment positif en appui (M_{appui}), (chapitre précédent), sous les combinaisons d'actions suivantes :

$$\begin{array}{l}
 \text{- Plancher de sous sol 2 au 1^{er} étage :} \\
 \left. \begin{array}{l}
 \text{Poutre : B30} \\
 \text{Combinaison : } 0,8 \pm Ex \\
 M_{appui} = 137,698\text{KN.m.}
 \end{array} \right\} \\
 \\
 \text{-Plancher du 2^{ème} au 5^{ème} étage:} \\
 \left. \begin{array}{l}
 \text{Poutre : B30} \\
 \text{Combinaison : } 0,8G \pm Ex \\
 M_{appui} = 143,471\text{KN.m.}
 \end{array} \right\}
 \end{array}$$

Plancher du 6^{ème} au 8^{ème} étage: $\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutre : B30} \\ \text{Combinaison : } 0,8G \pm Ex \\ M_{appui} = 117,454\text{KN.m.} \end{array} \right.$

- Section d'armatures supérieures en appui :
 - ✓ Procédure de calcul : La même procédure que les poutres principale

Tableau VII-7 : ferraillage de la poutre secondaire aux appuis sous le moment positif

Niveau	M_a (KN. m)	μ	obs	β	A_{st} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	ferraillage	$A_{adopté}$
sous sol 2 au 1 ^{er} étage	137,698	0,137	SSA	0,926	8,74	6,75	3HA14+3 HA14	9,24
2 ^{ème} au 5 ^{ème} étage:	143,471	0,143	SSA	0,9225	9,14	6,75	3HA14+3 HA14	9,24
6 ^{ème} au 8 ^{ème} étage	117,454	0,117	SSA	0,9375	7,36	6,75	3HA14+3 HA14	9,24

VII-5-Vérifications à L'ELU :

A) Vérification de la condition de non fragilité :(Article B.6.4 BAEL)

$$A_S \geq A_{min} = 0,23 \times d \times b \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Remarque :

Si la section d'armature qui est choisie dépasse 20% de la section théorique le calcul de la condition de non fragilité est inutile (**B.A.E.L 91**)

➤ Poutres principales (30×45) :

$$A_S = 6,88\text{cm}^2 \geq A_{min} = 0,23 \times 30 \times 42,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,53\text{cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

➤ Poutres secondaires (30×45) :

$$A_S = 6,88\text{cm}^2 \geq A_{min} = 0,23 \times 30 \times 42,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,53\text{cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Donc : La condition de non fragilité est vérifiée.

b) Justification sous sollicitation d'effort tranchant :✓ **Vérification de la contrainte tangentielle :** (Article A.5.1-1 du BAEL 91)

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

La fissuration est peu nuisible $\implies \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{MPa} \right\} = 3,33 \text{MPa}$

Pour poutre principale

Niveaux	T_{Umax}	b (mm)	d (mm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Sous sol 1, 2, RDC, 1 ^{er} étage	136,57	300	420,5	1,08	3,33	vérifiée
2, 3,4 et 5 ^{eme} étage	135,95	300	420,5	1,07	3,33	vérifiée
6,7et 8 ^{eme} étage	123,25	300	420,5	0,97	3,33	vérifiée

.Pour poutre secondaires

Niveaux	T_{Umax}	b (mm)	d (mm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Sous sol 1, 2, RDC, 1 ^{er} étage	284,53	300	420,5	2,25	3,33	vérifiée
2, 3,4 et 5 ^{eme} étage	277,39	300	420,5	2,19	3,33	vérifiée
6,7et 8 ^{eme} étage	208,84	300	420,5	1,65	3,33	vérifiée

✓ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures :** (Article A.5.1-3-2 du BAEL 91)

Lorsqu'au droit d'un appui $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0$, on doit prolonger une section d'armatures pour équilibrer un moment égal $T_u - \frac{M_u}{0,9d}$ tel que $A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(v_u - \frac{M_u}{0,9d} \right)$.

$$\begin{array}{l}
 \text{Poutres principales :} \\
 \left\{ \begin{array}{l}
 136,57 - \frac{183,376}{0,9 \times 0,425} = -342,84 < 0 \implies \text{CV} \\
 135,95 - \frac{183,062}{0,9 \times 0,425} = -342,64 < 0 \implies \text{CV} \\
 123,25 - \frac{158,782}{0,9 \times 0,425} = -291,86 < 0 \implies \text{CV}
 \end{array} \right. \\
 \\
 \text{Poutres secondaires :} \\
 \left\{ \begin{array}{l}
 284,53 - \frac{255,444}{0,9 \times 0,425} = -370,22 < 0 \implies \text{CV} \\
 277,39 - \frac{251,964}{0,9 \times 0,425} = -381,33 < 0 \implies \text{CV} \\
 208,84 - \frac{203,366}{0,9 \times 0,425} = -322,83 < 0 \implies \text{CV}
 \end{array} \right.
 \end{array}$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

✓ **influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis :** (article A.5.1.32 du BAEL91)

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,4 \frac{0,9 \times b d f_{c28}}{\gamma_b}$$

Poutres		T_u	b	d	f_{c28}	γ_b	\bar{T}_U $= 0,4 \frac{0,9 \times b d f_{c28}}{\gamma_b}$	$T_u \leq \bar{T}_U$
Poutres Principale	Zone I	136,57	0,30	0,425	25	1,5	765	CV
	ZONE II	136,95	0,30	0,425	25	1,5	765	CV
	ZONE III	123,25	0,30	0,425	25	1,5	765	CV
Poutres secondaires	Zone I	284,53	0,30	0,425	25	1,5	765	CV
	Zone II	277,39	0,30	0,425	25	1,5	765	CV
	Zone III	208,84	0,30	0,425	25	1,5	765	CV

c) Vérification de la contrainte d'adhérence acier - béton (Article A.6.1-2-1 du BAEL 91)

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

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0,9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres

-Poutres principales :

$$3\text{HA}14+3\text{HA}16 \implies \sum U_i=28,26\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{136,57 \times 10^3}{0,9 \times 425 \times 282,6} = 1,26 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \implies \text{CV (sous sol 2,1,RDC,étage 1)}$$

$$\tau_{se} = \frac{135,95 \times 10^3}{0,9 \times 425 \times 282,6} = 1,25 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \implies \text{CV (étage 2,3,4,5)}$$

$$\tau_{se} = \frac{123,25 \times 10^3}{0,9 \times 425 \times 282,6} = 1,14 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \implies \text{CV (étage 2,3,4,5)}$$

-Poutres secondaires :

$$3\text{HA}14+4\text{HA}16 \implies \sum U_i=33,284\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{284,53 \times 10^3}{0,9 \times 425 \times 332,84} = 2,23 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \implies \text{CV (sous sol 2,1,RDC,étage 1)}$$

$$\tau_{se} = \frac{277,39 \times 10^3}{0,9 \times 425 \times 332,84} = 2,17 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \implies \text{CV (sous sol 2,1,RDC,étage 1)}$$

$$\tau_{se} = \frac{208,84 \times 10^3}{0,9 \times 425 \times 332,84} = 1,64 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \implies \text{CV (sous sol 2,1,RDC,étage 1)}$$

d) Calcul de la longueur d'ancrage :

La longueur de scellement droit des barres : $l_s = \frac{\phi f_e}{4 \times \tau_{su}}$

Avec : $\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$

Pour les HA12 : $l_s = 49,38 \text{ cm}$

Pour les HA14 : $l_s = 42,32 \text{ cm}$

Pour les HA16 : $l_s = 56,43 \text{ cm}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes se terminant par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « $0,4l_s$ » (Pour les barres à haute adhérence).

Pour les HA12 $l_a = 16,92 \text{ cm}$

Pour les HA14 $l_a = 19,95 \text{ cm}$

Pour les HA16 $l_a = 22,57 \text{ cm}$

Délimitation de la zone nodale :

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\}$$

h : Hauteur de la poutre

b_1 et h_1 : Dimension du poteau

h_e : Longueur entre nus des poutres

On distingue deux types de zone nodale suivant la coupe effectuée

Dans notre cas les poutres principales et secondaires sont identiques donc une seule coupe suffi

➤ 1^{er} cas $h_e = 2,65 \text{ m}$

Coupe suivant la poutre principale et secondaire (30,45)

$$L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$$

$$\text{Poteau (50,50) cm}^2 : h' = \max\{44,50,50,60 \text{ cm}\} = 60 \text{ cm}$$

➤ 2^{ème} cas $h_e = 3,85 \text{ m}$

Coupe suivant la poutre principale et secondaire (30,45)

$$L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$$

$$\text{Poteau (50,50) cm}^2 : h' = \max\{64,50,50,60 \text{ cm}\} = 64 \text{ cm}$$

➤ 3^{ème} cas $h_e = 2,83 \text{ m}$

Coupe suivant la poutre principale et secondaire (30,45)

$$L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$$

$$\text{Poteau (50,50) cm}^2 : h' = \max\{47,50,50,60 \text{ cm}\} = 60 \text{ cm}$$

$$\text{Poteau (45,45) cm}^2 : h' = \max\{47,45,45,60 \text{ cm}\} = 60 \text{ cm}$$

$$\text{Poteau (40,40) cm}^2 : h' = \max\{47,40,40,60 \text{ cm}\} = 60 \text{ cm}$$

e) Armatures transversales : (RPA99ver2003/Art 7.5.2.2) :

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$s_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}, 12\phi, 30\right\}$ En zone nodale ; si les armatures comprimées sont nécessaires.

$$s_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ en zone courant}$$

Avec ϕ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement

Poutres principales et secondaires (30x45):

$$s_t \leq \min\{11,25; 14,4; 30\} \implies s_t = 10 \text{ cm En zone nodal}$$

$$s_t \leq \frac{45}{2} = 22,5 \implies s_t = 15 \text{ cm En zone courante}$$

$$A_t = 0.003 \times s_t \times b = 0,9 \implies 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \implies \text{En zone nodal}$$

$$A_t = 0.003 \times s_t \times b = 1,35 \implies 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \implies \text{En zone courante}$$

VII-6-Vérifications à l'ELS :

a) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée comme étant peu nuisible, cette Vérification n'est pas nécessaire.

b) Etat limite de compression du béton : (Article A.5.2 du BAEL 91)

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

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

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = \sigma_s \times K \text{ et } \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\text{On détermine } \rho_1 = \frac{100A_s}{bd} \text{ pour obtenir } \beta \text{ et } K$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivant :

Tableau VII-8 : Vérification du ferraillage des poutres principales à l'ELS										
Niveaux	M_{smax}	A_s	ρ_1	β_1	K	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation	
Sous sol 1, 2, RDC, 1 er étage	28,633	6,88	0,539	0,890	0,032	101,02	3,23	15	vérifiée	travée
	73,023	12,66	0,992	0,861	0,047	157,62	7,40	15	vérifiée	Appuis
2, 3,4 et 5eme étage	32,606	6,88	0,539	0,890	0,032	125,29	4,00	15	vérifiée	travée
	76,24	12,66	0,992	0,861	0,047	164,57	7,73	15	vérifiée	Appuis
6,7et 8eme étage	37,616	6,88	0,539	0,890	0,032	144,54	4,62	15	vérifiée	travée
	78,789	12,66	0,992	0,861	0,047	170,07	7,99	15	vérifiée	Appuis

Tableau VI-9 : Vérification du ferrailage des poutres secondaires à l'ELS

Niveaux	M_{smax}	A_s	ρ_1	β_1	K	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation	
Sous sol 1, 2, RDC, 1 er étage	32,459	6,88	0,539	0,890	0,032	124,72	3,99	15	vérifiée	travée
	62,863	12,66	0,992	0,861	0,047	135,69	6,37	15	vérifiée	Appuis
2, 3,4 et 5eme étage	25,206	6,88	0,539	0,890	0,032	98,37	3,14	15	vérifiée	travée
	64,274	12,66	0,992	0,861	0,047	138,74	6,52	15	vérifiée	Appuis
6,7et 8eme étage	30,206	6,88	0,539	0,890	0,032	116,07	3,71	15	vérifiée	travée
	63,945	12,66	0,992	0,861	0,047	138,03	6,48	15	vérifiée	Appuis

c) Etat limite de déformation du béton: (Article B.6.5-3 du BAEL 91)

On doit justifier l'état limite de déformation par le calcul de la flèche « f », qui ne doit pas dépasser la valeur limite « \bar{f} »,

d) Valeurs limites de la flèche :

Pour $L \leq 5m \implies \bar{f} = \frac{L}{500}$

- Sens des poutres principales :**

La flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{360}{500} = 0,72$

- Sens des poutres secondaires :**

La flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{360}{500} = 0,72$

L : La portée mesurée entre nus d'appuis.

e) Evaluation de la flèche :

$$f = \frac{M_s \times L^2}{10 E v . I_{fv}} \quad \text{Avec} \quad I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_V \mu}$$

$$\mu = \left\{ 1 - \frac{1,75 f t_{28}}{4 \rho \sigma_s + f t_{28}} \right\} \quad \text{Et} \quad \lambda_V = \frac{0,02 f t_{28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \quad \rho = \frac{A}{b_0 . d}$$

L : Portée libre de la poutre.

M_s : moments de service maximal.

I_{fv} : Moment d'inertie fictif.

E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.

$$E_v = 3700^3 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700^3 \sqrt[3]{25} = 10818,866 \text{ MPa}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section total rendue homogène,

B_0 : Section homogénéisée

S_x : Moment statique de fibre supérieure non fissure dans la partie tendue.

Poutres principales :

$$B_0 = b \cdot h + 15A = 30 \times 45 + 15 \times 6,88$$

$$B_0 = 1453,20 \text{ cm}^2$$

$$S_x = \frac{bh^2}{2} + 15 \cdot d \cdot A$$

$$S_x = \frac{30 \times 45^2}{2} + 15 \times 42,5 \times 6,88$$

$$S_x = 34761 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_x}{B} = \frac{34761}{1453,2} = 23,92 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 45 - 23,92 = 21,08 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \cdot A (V_2 - C)^2$$

$$I_0 = \frac{30}{3} (23,92^3 + 21,08^3) + 15 \times 6,88 (21,08 - 2,5)^2$$

$$I_0 = 266160,97 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{6,88}{30 \times 42,5} = 0,00539$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{0,00539 \left(2 + 3 \frac{30}{30} \right)} = 1,58$$

$$\mu = \left\{ 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00539 \times 101,02 + 2,1} \right\} = 0,14$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 266160,97}{1 + 1,58 \times 0,14} = 239450,47 \text{ cm}^4$$

$$fv = \frac{28,633 \times 100 \times (360)^2}{10 \times 10818,86 \times 1000 \times 23945,47 \times 0,0001}$$

$$fv = 0,162$$

Tableau VII-10 : Vérification de la flèche dans les poutres principale

Niveaux	M_s	σ_s	fv	\bar{f}	Observation
Sous sol 1, 2, RDC, 1 er étage	28,633	101,02	0,162	0,72	vérifié
2, 3,4 et 5eme étage	32,606	125,29	0,182	0,72	Vérifié
6,7et 8eme étage	37,616	144,54	0,225	0,72	Vérifié

Poutres secondaires

$$B_0 = b \cdot h + 15A = 30 \times 45 + 15 \times 6,88$$

$$B_0 = 1453,20 \text{ cm}^2$$

$$S_x = \frac{bh^2}{2} + 15 \cdot d \cdot A$$

$$S_x = \frac{30 \times 45^2}{2} + 15 \times 42,5 \times 6,88$$

$$S_x = 34761 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_x}{B} = \frac{34761}{1453,2} = 23,92 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 45 - 23,92 = 21,08 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15 \cdot A(V_2 - C)^2$$

$$I_0 = \frac{30}{3}(23,92^3 + 21,08^3) + 15 \times 6,88(21,08 - 2,5)^2$$

$$I_0 = 266160,97 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{6,88}{30 \times 42,5} = 0,00539$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{0,00539 \left(2 + 3 \frac{30}{30}\right)} = 1,58$$

$$\mu = \left\{1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00539 \times 124,72 + 2,1}\right\} = 0,232$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 266160,97}{1 + 1,58 \times 0,232} = 214092,72 \text{ cm}^4$$

$$fv = \frac{32,459 \times 100 \times (360)^2}{10 \times 10818,86 \times 1000 \times 132366,907 \times 0,0001}$$

$$fv = 0,181$$

Tableau VII-11 : Vérification de la flèche dans les poutres secondaires

Niveaux	M_s	σ_s	fv	\bar{f}	Observation
Sous sol 1, 2, RDC, 1 ^{er} étage	32,459	124,72	0,181	0,72	Vérifié
2, 3,4 et 5 ^{eme} étage	25,206	98,37	0,124	0,72	Vérifié
6,7et 8 ^{eme} étage	30,206	116,07	0,162	0,72	vérifié

Disposition des armatures :

Lors de la détermination de la longueur des chapeaux, il y'a lieu d'observer les recommandations qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des nus d'appuis doit être au moins égale à :

- $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

- au moins La moitié de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

Tableau VII-12 : ferrailages finale des poutres

	Armature longitudinale		Armature transversale	
	Travée	Appuis	Zone courante	Zone nodal
Poutres principales	3HA14+2HA12	Sup=3HA14+3HA16	Cad+etr T8	Cad+etr T8
		Inf.=3HA14+3HA14		
Poutres secondaires	3HA14+2HA12	Sup=3HA14+2HA20+1HA16	Cad+etr T8	Cad+etr T8
		Inf.=3HA14+3HA14		

VIII - Ferraillage des voiles :

VIII -1- Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et horizontales. 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.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Ayant constaté qu'il était possible d'adopter le même ferraillage pour un certain nombre de niveau, le ferraillage se fera par zone.

- Zone I : sous sol 2 ,1 RDC et 1^{er} étage.
- Zone II : (2 ,3 ,4 ,5) étages.
- Zone III : (6 ,7 ,8) étages.

✓ Combinaison d'action :

Les combinaisons d'action sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le RPA 99 modifié 2003} \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q \mp E \\ 0,8G \mp E \end{array} \right.$$

VIII-2-Exposé de la méthode de calcul :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_c = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_t = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I}$$

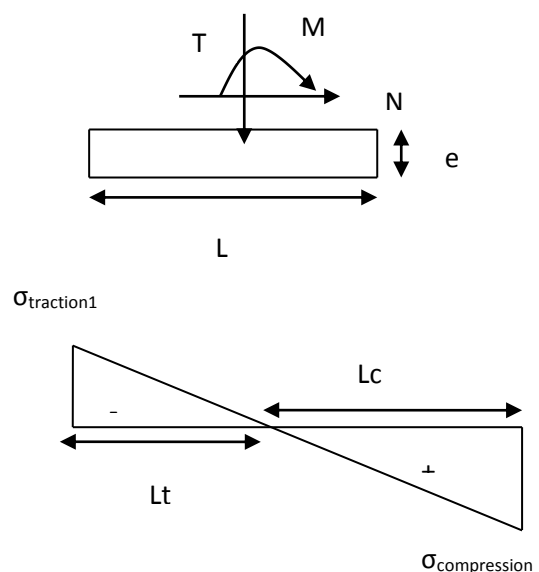
Avec : B : section du voile. $B = L \times e$

I : moment d'inertie du voile considéré.

$V=V'$: bras de levier du voile : $V=L/2$

a-Largeur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_c}{\sigma_c + \sigma_t} L$$



b-longueur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c$$

c-calcul de la longueur :(d1, d2, d3)

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right)$$

Avec : **he** : hauteur entre nus du plancher du voile considéré.

Lc : la longueur de la zone comprimée.

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- ◆ Section entièrement comprimé (SEC).
- ◆ Section partiellement comprimé (SPC).
- ◆ Section entièrement tendue(SET).

VIII-3-Armatures verticales**a/ entièrement comprimée (SEC) :**

$$N_1 = \frac{\sigma_c^{max} + \sigma_1}{2} d. e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} d. e$$

Avec : **e** : épaisseur du voile

Section d'armature :

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte de l'acier.

B : section du voile.

-Armatures minimales : (**Art A.8.1, 21BAEL91, CBA93**)

$$A_{min} \geq 4cm^2/ml$$

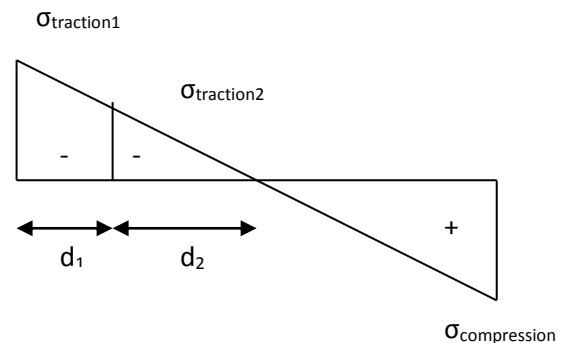
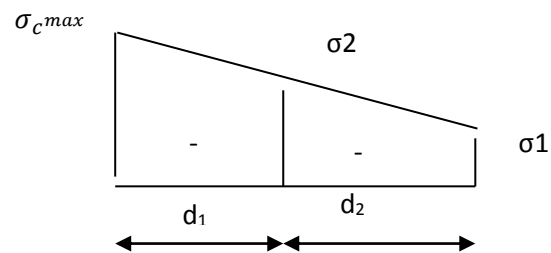
$$0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\%$$

b/ Section partiellement comprimée (SPC) :

- Effort normal :

$$N_1 = \frac{\sigma_{traction1} + \sigma_{traction2}}{2} d. e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_{traction1}}{2} d. e$$



- Section d'armature :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

- Armatures minimales : (BAEL art A4.2.1).

$$A_{min} \geq \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq A = 0.002 \cdot B \text{ Section min de (RPA art 7.7.4.1).}$$

C/ Section entièrement tendue (SET) :

- Effort normal :

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} d \cdot e$$

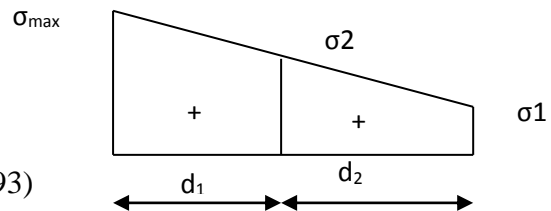
$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} d \cdot e$$

- Section d'armature :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

Armatures minimales : (BAEL art A4.2.1, CBA93)

$$A_{min} \geq \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}$$



VIII-3-Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales.

$$A_h = \frac{A_v}{4}$$

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

$$A_h \geq 0.15\% B \text{ Globalement dans la section du voile.}$$

$$A_h \geq 0.10\% B \text{ Zone courante.}$$

VIII-4-Armature transversale :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher

le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 2003). Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

VIII-5-Armature de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1.4L.V_u$

V_u : effort tranchant calculé au niveau considéré

- Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

VIII-6-Armature pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

VIII-7-Disposition constructives :

Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1.5e; 30cm\} \quad \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

Avec : e = épaisseur du voile

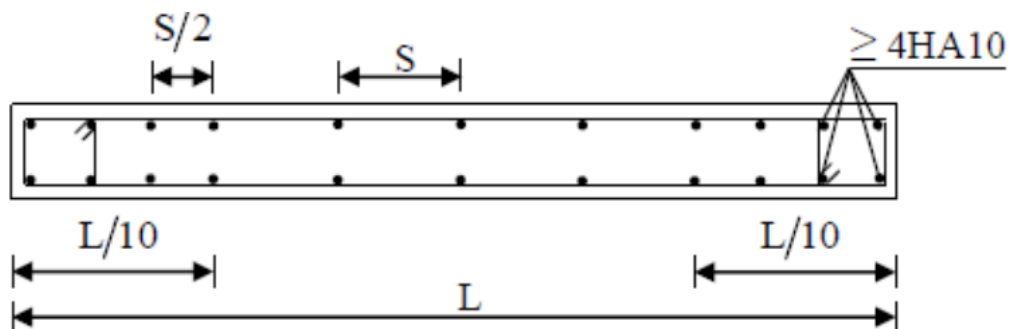
Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

Longueur de recouvrement :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

-Le long des joints de reprise de coulage l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture.



VIII-8-Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\varphi_{max} = \frac{e}{10}$$

VIII-9-Vérification des contraintes de cisaillement :

Contrainte de cisaillement dans le béton τ_b doit être inférieure à la contrainte admissible $\bar{\tau}_b$.

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

Avec : $V = 1.4V_{calculé}$

b_0 : Épaisseur du linteau du voile

d : hauteur utile $d=0.9h$

h : hauteur totale de la section brute.

D'après le BAEL91 :

Il faut vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa \right\}$$

VIII-10-Vérification à L'ELS :

A l'état limite de service il faudra vérifier que la contrainte de compression soit inférieure à 15 MPa.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A}$$

VIII-11-Ferrailage des voiles VT1;VT6 :**Tableau VIII-1 : Ferrailage des voiles VT1 ; VT6**

Zones		Zone I	Zone II	Zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	4	3,95	3,9		
	e (m)	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,8	0,79	0,78		
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	7969,16	1370,12	2925,4		
	σ_{\min} [KN/m ²]	-13654,7	-5155,25	-4554,86		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	1136,38	660,91	287,39		
	L _t (m)	2,53	3,12	2,37		
	L _c (m)	1,47	0,83	1,53		
	d (m)	1,263	1,560	1,187		
	σ_1 [KN/m ²]	3984,580	685,060	1462,700		
	N (kN)	N ₁	1509,67	320,67	521,04	
		N ₂	503,224	106,891	173,679	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	37,74	8,02	13,03	
		A _{v2}	12,58	2,67	4,34	
	A _{vj} (cm ²)		43,75	25,45	11,06	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	42,02	14,38	15,79	
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	23,52	9,03	7,11	
	A _{min} (cm ²)		13,26	16,38	12,47	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	24,88	24,88	24,88	
		Bonde 2	9,05	9,05	9,05	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x22HA12	2x22HA12	2x22HA12
			Bonde 2	2x4HA12	2x4HA12	2x4HA12
S _t (cm)		Bonde1	15	15	15	
		Bonde 2	20	20	20	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		7,58	9,36	7,12		
A _H /nappe (cm ²)		7,04	1,98	1,98		
Choix des barres/nappe (cm ²)		7HA12	6HA10	6HA10		
ep =16cm		(A=7.92cm ²)	(A=4.71cm ²)	(A=4.71cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		5 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ_u (MPa)	1,578	0,930	0,409	
		τ_b (MPa)	2,210	1,301	0,573	
	ELS	N _s (kN)	-4084,14	-2817,2	-1191,4	
		σ_b (MPa)	-4,75	-3,47	-1,49	

VIII-12-Ferrailage de voile VT4 :

Tableau VIII-2 : Ferrailage de voile VT4 :

Zones		Zone I	Zone II	Zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,15	2,125	2,1		
	e (m)	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,43	0,425	0,42		
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	3364,35	1127,74	2386,28		
	σ_{\min} [KN/m ²]	-8756,14	-4476,13	-4157,89		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	446,89	354,18	216,17		
	L _t (m)	1,55	1,70	1,33		
	L _c (m)	0,60	0,43	0,77		
	d (m)	0,777	0,849	0,667		
	σ_1 [KN/m ²]	1682,175	563,870	1193,140		
	N (kN)	N ₁	391,92	143,56	238,79	
		N ₂	130,639	47,854	79,597	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	9,80	3,59	5,97	
		A _{v2}	3,27	1,20	1,99	
	A _{vj} (cm ²)		17,21	13,64	8,32	
	A (cm ²)	A ₁ =A _{v1} +A _{vj} /4	14,10	7,00	8,05	
		A ₂ =A _{v2} +A _{vj} /4	7,57	4,61	4,07	
	A _{min} (cm ²)		8,15	8,91	7,00	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde 1	18,10	18,10	18,10	
		Bonde 2	3,39	3,39	3,39	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde 1	2x16HA12	2x16HA12	2x16HA12
			Bonde 2	2x3HA12	2x3HA12	2x3HA12
S _t (cm)		Bonde 1	10	10	10	
		Bonde 2	20	20	20	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		4,66	5,09	4,00		
A _H /nappe (cm ²)		1,93	1,13	1,13		
Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA10	6HA10	6HA10		
ep =16cm		(A=4.71cm ²)	(A=4.71cm ²)	(A=4.71cm ²)		
Armature transversal		5 Epingles HA8/m ²				
contrainte	τ_u (MPa)	1,155	0,926	0,572		
	τ_b (MPa)	1,617	1,296	0,801		
ELS	N _s (kN)	-3431,55	-2156,59	-906,77		
	σ_b (MPa)	-7,65	-4,92	-2,09		

VIII-13-Ferrailage de voile VT3 :

Tableau VIII-3 : Ferrailage de voile VT3 :

	Zones	Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,9	1,9	1,9	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,38	0,38	0,38	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	6229,49	4768,84	3696,83	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-10557,77	-8910,60	-6924,44	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	342,45	285,52	200,86	
	L _t (m)	1,19	1,24	1,24	
	L _c (m)	0,71	0,66	0,66	
	d (m)	0,597	0,619	0,619	
	σ_1 [KN/m ²]	3114,745	2384,420	1848,415	
	N (kN)	N ₁	558,29	442,66	343,44
		N ₂	186,097	147,552	114,480
	A _v (cm ²)	A _{v1}	13,96	11,07	8,59
		A _{v2}	4,65	3,69	2,86
	A _{vj} (cm ²)		13,18	10,99	7,73
	A (cm ²)	A ₁ =A _{v1} +A _{vj} /4	17,25	13,81	10,52
		A ₂ =A _{v2} +A _{vj} /4	7,95	6,44	4,80
	A _{min} (cm ²)		6,27	6,50	6,50
	A _v adopté (cm ²)	Bonde 1	13,57	13,57	13,57
Bonde 2		4,52	4,52	4,52	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde 1	2x12HA12	2x12HA12	2x12HA12
		Bonde 2	2x4HA12	2x4HA12	2x4HA12
	S _t (cm)	Bonde 1	10	10	10
		Bonde 2	20	20	20
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		3,58	3,71	3,72
	A _H /nappe (cm ²)		2,31	1,93	1,41
	Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA10	6HA10	6HA10
ep =16cm		(A=4.71cm ²)	(A=4.71cm ²)	(A=4.71cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		5 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u (MPa)	1,001	0,835	0,587
		τ_b (MPa)	1,402	1,169	0,822
	ELS	N _s (kN)	-3437,04	-2162,23	-901,79
		σ_b (MPa)	-8,58	-5,43	-2,29

VIII-14-Ferrailage des voiles VT2, VT5 :

Tableau VIII-4 : Ferrailage des voiles VT2, VT5 :

Zones		Zone I	Zone II	Zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,25	1,225	1,2		
	e (m)	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,25	0,245	0,24		
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	1047,31	640,1	2046,45		
	σ_{\min} [KN/m ²]	-6165,79	-4987,50	-3907,67		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	171,6	130,94	78,68		
	L _t (m)	1,07	1,09	0,79		
	L _c (m)	0,18	0,14	0,41		
	d (m)	0,534	0,543	0,394		
	σ_1 [KN/m ²]	523,655	320,050	1023,225		
	N (kN)	N ₁	83,93	52,12	120,88	
		N ₂	27,976	17,373	40,292	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	2,10	1,30	3,02	
		A _{v2}	0,70	0,43	1,01	
	A _{vj} (cm ²)		6,61	5,04	3,03	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	3,75	2,56	3,78	
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	2,35	1,69	1,76	
	A _{min} (cm ²)		5,61	5,70	4,13	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	11,33	11,33	11,33	
		Bonde 2	2,26	3,39	3,39	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x10HA12	2x10HA12	2x10HA12
			Bonde 2	2x2HA12	2x2HA12	2x2HA12
S _t (cm)		Bonde1	10	10	10	
		Bonde 2	20	20	20	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		3,21	3,26	2,36		
A _H /nappe (cm ²)		0,85	0,85	0,85		
Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA10	6HA10	6HA10		
ep =16cm		(A=4.71cm ²)	(A=4.71cm ²)	(A=4.71cm ²)		
Armature transversal		5 Epingles HA8/m²				
contrainte	τ_u (MPa)	0,763	0,594	0,364		
	τ_b (MPa)	1,068	0,831	0,510		
ELS	N _s (kN)	-2438,47	-1579,94	-630,14		
	σ_b (MPa)	-9,37	-6,19	-2,52		

VIII-15-Ferrailage des voiles VL1, VL3 :

Tableau VIII-5 : Ferrailage des voiles VL1, VL3 :

Zones		Zone I	Zone II	Zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,95	2,925	2,9		
	e (m)	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,59	0,585	0,58		
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	7969,16	2735,41	4229,35		
	σ_{\min} [KN/m ²]	-13564,7	-5830,97	-5469,76		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	1136,38	483,98	235,41		
	L _t (m)	1,86	1,99	1,64		
	L _c (m)	1,09	0,93	1,26		
	d (m)	0,929	0,995	0,818		
	σ_1 [KN/m ²]	3984,580	1367,705	2114,675		
	N (kN)	N ₁	1110,67	408,46	518,76	
		N ₂	370,223	136,154	172,921	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	27,77	10,21	12,97	
		A _{v2}	9,26	3,40	4,32	
	A _{vj} (cm ²)		43,75	18,63	9,06	
	A (cm ²)	A ₁ =A _{v1} +A _{vj} /4	38,70	14,87	15,23	
		A ₂ =A _{v2} +A _{vj} /4	20,19	8,06	6,59	
	A _{min} (cm ²)		9,76	10,45	8,59	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde 1	22,62	22,62	22,62	
		Bonde 2	5,65	5,65	5,65	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde 1	2x20HA12	2x20HA12	2x20HA12
			Bonde 2	2x5HA12	2x5HA12	2x5HA12
S _t (cm)		Bonde 1	10	10	10	
		Bonde 2	20	20	20	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		5,57	8,78	8,70		
A _H /nappe (cm ²)		5,03	1,98	1,98		
Choix des barres/nappe (cm ²)		7HA10	4HA10	4HA10		
ep =16cm		(A=5.50cm ²)	(A=3.14cm ²)	(A=3.14cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ_u (MPa)	2,140	0,919	0,451	
		τ_b (MPa)	2,996	1,287	0,631	
	ELS	N _s (kN)	-4360,35	-2877,08	-1185,56	
		σ_b (MPa)	-6,83	-4,75	-1,98	

VIII-16-Ferrailage de voile VL2 :

Tableau VIII-6 : Ferrailage de voile VL2 :

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,35	1,35	1,35	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,27	0,27	0,27	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	3592,03	193,68	620,37	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-8607,17	-3074,50	-2075,59	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	432,3	236,91	139,97	
	L _t (m)	0,95	1,27	1,04	
	L _c (m)	0,40	0,08	0,31	
	d (m)	0,476	0,635	0,520	
	σ_1 [KN/m ²]	1796,015	96,840	310,185	
	N (kN)	N ₁	256,60	18,45	48,36
		N ₂	85,535	6,149	16,120
	A _v (cm ²)	A _{v1}	6,42	0,46	1,21
		A _{v2}	2,14	0,15	0,40
	A _{vj} (cm ²)		16,64	9,12	5,39
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	10,58	2,74	2,56
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	6,30	2,43	1,75
	A _{min} (cm ²)		5,00	6,67	5,46
	A _v adopté (cm ²)	Bonde 1	11,31	11,31	11,31
Bonde 2		3,39	3,39	3,39	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde 1	2x10HA12	2x7HA12	2x7HA12
		Bonde 2	2x1HA12	2x1HA12	2x1HA12
	S _t (cm)	Bonde 1	10	10	10
		Bonde 2	10	10	10
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		2,86	4,05	4,05
	A _H /nappe (cm ²)		1,41	0,85	0,85
	Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA10	4HA10	4HA10
ep =16cm		(A=3.14cm ²)	(A=3.14cm ²)	(A=3.14cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	1,779	0,975	0,576
		τ_b (MPa)	2,491	1,365	0,806
	ELS	N _s (kN)	-826,77	-581,2	-266,32
σ_b (MPa)		-2,92	-2,07	-0,95	

IX-Calcul des fondations :

On appelle fondations toute partie d'un ouvrage conçu pour transmettre et répartir toutes les charges de l'ouvrage sur le sol, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

IX-1-Type de fondations :

Le type des fondations varie selon la qualité du sol sur lequel le bâtiment doit être implanté, ainsi que selon la nature et la taille du bâtiment, nous distinguons deux types

a- Fondation superficielle :

Une fondation est dite superficielle, si l'ancrage reste inférieur à 4 ou 5 fois la largeur de la fondation, ($\frac{D}{B} < 4$) c'est-à-dire lorsque les couches du terrain capable de reprendre l'ouvrage sont de faible profondeur, elles sont utilisées généralement lorsque les couches de terrain sont capable de supporter l'ouvrage

◆ Les principaux types de fondations superficielles :

- Les puits : se sont de fondation semi profondes.
- Les pieux
- Barrettes : parois moulés de très grande profondeur, capables de résister à de très grands efforts de la super structure.

IX-2-Facteur de choix de type de fondation :

Le choix du type de fondation se fait en fonction du type de la superstructure et caractéristiques géologiques du terrain. Ce choix doit satisfaire :

- La stabilité de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain : connaissance du terrain par sondage et définition des caractéristiques.
- Le site : urbain, montagne, bord de mer,
- La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence de l'eau,...

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées et des semelles filantes, un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable. L'étude géologique du site a donné une contrainte admissible 2bar à une profondeur de ... On optera pour des fondations superficielles.

IX-3-Dimensionnement :

♦ semelle isolé sous poteau :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{smax} qui est obtenue à la base du poteau le plus sollicitée.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$K = \frac{A}{B} = \frac{a}{b} = 1 \text{ d'ou' } A = B$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}} \rightarrow N_{ser} = 1722.92KN \text{ et } \sigma_{sol} = 0.2MPa$$

$$\mathbf{B \geq 2.83m}$$

Remarque :

L'importance des dimensions des semelles isolée engendre des chevauchements, alors on opte pour des semelles filantes

♦ Semelles filantes :

a-Semelles filantes sous voiles :

$$\sigma_{sol} > \frac{N}{S} = \frac{G+Q}{B.L}$$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

B : largeur de la semelle.

G : charge à la base du voile

Q : surcharge à la base du voile

L : longueur du voile.

Les résultats de calcul (la surface de semelles filantes sous voiles) sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau : IX-1- Semelles filantes sous voiles

Voile	Ns (kN)	L (m)	B (m)	S=B x L (m ²)
VL1	5891,44	2,7	10,91	29,457
VL2	2007,68	1,35	7,43	10,03
VL3	6741,79	2,7	12,48	33,696
VT1	5597,49	3,5	7,99	27,965
VT2	3338,13	1	16,69	16,69
VT3	5640,55	1,9	14,84	28,196
VT4	5300,48	1,9	13,94	26,486
VT5	1058,52	1	5,29	5,29
VT6	3315,23	3,5	4,73	16,55

➤ **La somme des surfaces des semelles sous voiles est :**

$$S_v = \sum S = 29,45 + 10,3 + 33,69 + 27,96 + 16,69 + 28,19 + 26,48 + 5,29 + 16,55$$

$$= \mathbf{194,33m^2}$$

b- **Semelles filantes sous poteaux :**

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle

Tableau : IX-2-semelles filantes sous poteaux

Poteau	Ns	Minf	ei	N×ei
C4	-1776,57	-2,022	5,5	-9771,135
C8	-867,37	-6,237	9,5	-8095,425
C12	-1693,26	-1,826	1,5	-2539,89
C16	-1692,87	-2,658	-1,5	+2539,305
C20	-1773,65	-2	-5,5	+9755,075
C24	-852,87	-6,394	-9,5	+8455,44
	$\sum Ns = -8666,59$	$\sum M_{inf} = 0,846$		$\sum N \times ei = 343,37$

• **Calcul de largeur de la semelle :**

$$\sigma_{sol} \geq \frac{\sum N}{s} \rightarrow s \geq \frac{\sum N}{\sigma_{sol}} = \frac{8666,59}{200} \rightarrow s \geq \mathbf{43,33m^2}.$$

La longueur de la semelle est de 19m L=19m

$$\text{Donc : } B = \frac{s}{L} = \frac{43,33}{19} = \mathbf{2,28m}$$

$$s = B \times L = 2.28 \times 19 = \mathbf{43.32m^2}.$$

- Surface totale des semelles sous poteaux :

La surface totale des semelles sous poteaux est : $s_p = s \times n$

Tel que :

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$s_p = 43.32 \times 6 = \mathbf{259.92m^2}$$

- Surface totale des semelles:

$$s_t = s_p + S_v = 259,92 + 194,33 = \mathbf{454,25m^2}$$

- La surface totale de la structure :

$$s_{bat} = (19 \times 17) = \mathbf{323m^2}$$

Remarque :

Le pré dimensionnement des semelles filantes a donné des largeurs importantes, ce qui induit leur chevauchement, de plus, la surface totale de ces dernières dépasse 50 % de la surface de la structure (l'assise). Donc, on opte pour un radier général qui offrira :

- ✓ Présentera une grande rigidité.

Vue la surface du bâtiment par rapport a la hauteur donc, il est préalable d'établir un radier général, ces fondations constituent un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes :

- ✓ Assurer la stabilité au renversement de la structure
- ✓ Transmettre au sol de fondation la totalité des charges.
- ✓ Limiter les tassements différentiels.

IX-4- Définition:

Le radier est définit comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre du radier.

IX-5- Pré dimensionnement du radier :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{\min} \geq 25\text{cm}$)

a)Epaisseur de La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{4.00}{20}$$

$h_d > 0.2m \rightarrow$ on prend $h_d = 25cm$

b) La nervure :

La nervure (poutre) du radier doit satisfaire à la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{4.00}{10} = 0.4m \rightarrow$$
 on prend: $h_n = 90cm$

c) La hauteur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{k \times b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le

radier est rigide s'il vérifie : $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e$ ce qui conduit à $h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{max}\right)^4 \times \frac{3k}{E}}$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40MPa$ pour un sol moyen

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m).

E : Module de déformation longitudinale déferée $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87MPa$

L_{max} : Distance maximale entre deux nervures successives

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.0\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.87}} = 0.77m$$
 soit $h = 90cm$

d'où:

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \rightarrow 0.4 \times 80 \leq b_n \leq 0.7 \times 80$$

$$32 \leq b_n \leq 56 \rightarrow b_n = 55cm$$

Conclusion:

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant du radier:

$h_n = 90cm$ Nervure .

$h_d = 30\text{cm}$ hauteur de dalle.

$b_n = 55\text{cm}$ Largeur de la nervure.

IX-6- Détermination des efforts :

D'après le(BAEL91),on doit ajouter au radier un débord minimal de:

$$L_{déb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\right) \text{ avec: } h = \text{la hauteur de la nervure}$$

$$L_{déb} \geq \max\left(\frac{80}{2}; 30\right) \rightarrow L_{déb} \geq 40\text{cm} \text{ On prend: } L_{déb} = 45\text{cm}$$

Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{déb}$$

$$S_{rad} = 323 + (19 + 17) \times 2 \times 0,45 + 4 \times 0,45 \times 0,45 = 356.21\text{cm}^2$$

IX-7- Calcul des sollicitations à la base du radier :

G1 : charges permanentes de la superstructure $G_1=49003,24 \text{ KN}$

G2 : charges permanentes de l'infrastructure (radier)

$$G_2 = G_{dalle} + G_{nervure} + G_{TVO} + G_{dalle \text{ flottante}}$$

- **Poids de la dalle :** $G_{dalle} = S_{rad} \times h_d \times \rho_b \rightarrow 356,21 \times 0,3 \times 25 = 2671,57\text{KN}$
- **Poids des nervures :** $P_{nervur} = b_n \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b$
- $G_n = 0,55 \times (0,9 - 0,3) \times 19 \times 6 \times 25 + 0,55 \times (0,9 - 0,3) \times 17 \times 6 \times 25$

$$G_n = 1782$$

- **Poids de TVO :** $G_{TVO} = (S_{rad} - S_{nervure}) \times (h_n - h_d) \times \rho$

$$S_{nervure} = (0,5 \times 19 \times 6) + (0,5 \times 17 \times 6) = 118,8\text{m}^2$$

$$G_{TVO} = (356,21 - 118,8) \times (0,9 - 0,3) \times 17 = 2421,582\text{KN}$$

- **Poids de la dalle flottante libre :** (ep=10cm)

$$P_{df} = (S_{rad} - S_{nervure}) \times ep \times \rho_b$$

$$P_{df} = 248,21 \times 0,1 \times 25 = 593.525\text{KN}$$

$$G_{rad} = 2671,57 + 1782 + 2421,582 + 593,525 = 7468,677\text{KN}$$

Surcharges d'exploitations :

Surcharge de bâtiment : $Q = 7375,83KN$

Surcharge du radier : $4 \times 356,21 = 1424,84KN$

➤ **Poids total de la structure :**

$$G_{tot} = G_{bat} + G_{rad} = 49003,24 + 7468,677 = 56471,917KN$$

$$Q_{tot} = Q_{bat} + Q_{rad} = 7375,12 + 1424,84 = 8799,96KN$$

➤ **Combinaison d'actions :**

- **ELU:** $N_u = 1.35G + 1.5Q \rightarrow 1.35 \times 56471,917 + 1.5 \times 8799,96$

$$N_u = 89437,028KN$$

- **ELS:**

- $N_s = G + Q \rightarrow 56471,917 + 8799,96 = 65271,877KN.$

➤ **Calcul des caractéristiques géométriques du radier :**

- **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_j = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 9.5m$$

$$Y_j = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 8.5m$$

- **Moment d'inertie du radier**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{19 \times 17^3}{12} = 7778,91m^4$$

$$I_{yy} = \frac{bh^3}{12} = \frac{17 \times 19^3}{12} = 9716,91m^4$$

IX-8- Vérifications :

❖ **Vérification à la contrainte de cisaillement:: (BAEL91/Art A.5.1.211)**

Il faut vérifier que:

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\}$$

b=100cm; d=0.9h_d=270cm

$$T_u^{max} = q_u \times \frac{l_{max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} = \frac{89437,028 \times 1}{356,21} \times \frac{4,00}{2} = 587,82KN$$

$$\tau_u = \frac{502,15 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1,86 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{MPa} \right\} \rightarrow \bar{\tau} = 2,5 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 1,86 \text{MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{MPa} \rightarrow \text{vérifiée Condition}$$

❖ Vérification de la stabilité du radier

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(k=0)} + T_{j(k=0)} \cdot h$$

$M_{j(k=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment

$T_{j(k=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment

h : profondeur de l'infrastructure

I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré

➤ On doit vérifier les conditions suivantes :

ELU:

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \sigma_{sol}^{cal}$$

ELS:

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}^{cal}$$

$$\sigma_{sol}^{cal} = \frac{R_p}{7} = 2 \text{bars}$$

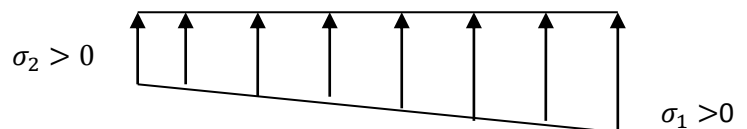
Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

V : distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

$$N_u = 89437,028 \text{KN} \quad N_s = 65271,877 \text{KN}$$

$$M_{0x} = 3441,22 \text{KN.m} \quad T = 3399,35 \text{KN}$$



$$M_{0y} = 2767,19 \text{KN.m} \quad T = 3389,35 \text{KN}$$

Calcul des moments:

$$M_x = 3441,22 + (3399,33 \times 1) \longrightarrow M_x = 6840,55 \text{KN.m}$$

$$M_y = 2767,19 + (3389,35 \times 1) \longrightarrow M_y = 6157,347 \text{KN.m}$$

Sens longitudinal xx:**A ELU:**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{86437,028}{356,21} + \frac{6840,55}{9716,91} \times 9,5 = 249,34 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{89437,028}{356,21} - \frac{6840,55}{9716,91} \times 9,5 = 235,960 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 249,34 + 235,960}{4} = 245,995 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 245,995 \text{KN/m}^2 < 1.33 \sigma_{sol}^{cal} = 266 \text{KN/m}^2 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS:

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{65271,877}{356,21} + \frac{6840,55}{9716,91} \times 9,5 = 189,92 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{65271,877}{356,21} - \frac{6840,55}{9716,91} \times 9,5 = 176,55 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 189,92 + 176,55}{4} = 186,58 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 186,56 \text{KN/m}^2 < \sigma_{sol}^{cal} = 200 \text{KN/m}^2 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens transversale y-y:**A ELU:**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{86437,028}{356,21} + \frac{6157,55}{7778,91} \times 8,5 = 249,38 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{89437,028}{356,21} - \frac{6157,55}{7778,91} \times 8,5 = 235,929 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 249,38 + 235,929}{4} = 246,01 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 246,01 \text{KN/m}^2 < 1.33 \sigma_{sol}^{cal} = 266 \text{KN/m}^2 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

A PELS :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{65271,877}{356,21} + \frac{6157,55}{7778,91} \times 8,5 = 189,96 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{65271,877}{356,21} - \frac{6157,55}{7778,91} \times 8,5 = 176,51 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 189,96 + 176,51}{4} = 186,6 \text{KN / m}^2$$

$$\sigma_m = 186,6 \text{KN / m}^2 < \sigma_{sol}^{cal} = 200 \text{KN / m}^2 \dots \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : toutes les contraintes sont vérifiées

IX-9- Ferrailage du radier :

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié 99) ; on considère le radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie. Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastres sur 04 appuis.

a-) Ferrailage de la dalle :

Pour le ferrailage, afin de simplifier les calculs on considérera le panneau le plus sollicité, et on généralisera le ferrailage pour le reste des panneaux.

Pour l'étude, on utilisera la méthode des panneaux encastres sur 4 appuis.

On distingue deux cas :

- ♦ **1^{er} cas:** $\rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0.4$ La dalle travaille dans un seul sens. (Flexion longitudinale négligée)

$$M_{0x} = q_u \frac{l_x^2}{8}; M_{0y} = 0$$

- ♦ **2^{ème} cas:** $0.4 \leq \rho_x = \frac{l_x}{l_y} \leq 1$ La dalle travaille dans les deux sens

Dans le sens de la petite portée $M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$

Dans le sens de la grande portée $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD. Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles et de la réaction du sol

$$l_y = 4.00 \text{m}$$

$$l_x = 4.00m$$

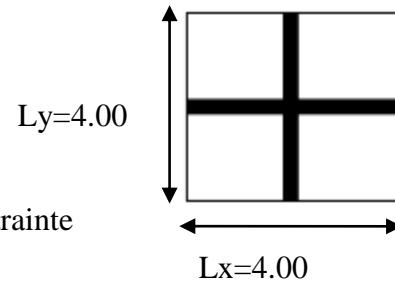
Remarque : Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

-Identification du panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.00}{4.00} = 1,00$$

$0.4 < \rho \leq 1$ La dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{max}



la contrainte due au poids propre du radier, Figure : VIII-5 le panneau le plus sollicité ce dernier étant directement repris par le sol.

- La contrainte moyenne max à l'ELU : $\sigma_m = 246,01 \text{ KN/m}^2$

La contrainte moyenne max à l'ELS : $\sigma_m = 186,6 \text{ KN/m}^2$

A ELU:

$$q_{um} = \left[\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} \right] \times 1ml = \left[246,01 - \frac{7468,677}{356,21} \right] \times 1ml = 225,04 \text{ KN/ml}$$

A ELS:

$$q_{sm} = \left[\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} \right] \times 1ml = \left[186,6 - \frac{7468,677}{356,21} \right] \times 1ml = 165,63 \text{ KN/ml}$$

b) Calcul à l'ELU :

Evaluation des moments M_x , M_y :

$$v = 0; \rho = 1,00 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1,00 \end{cases}$$

On aura donc:

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$M_{0x} = 0.0368 \times 225,04 \times 4.00^2 = \mathbf{132,50 \text{ KN.m}}$$

$$M_{0y} = 1,00 \times 132,50 = \mathbf{132,50KN.m}$$

Remarque : Afin de tenir compte des semi encastremets de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients suivants

: 0.75 : pour les moments en travées,

: 0.5 : pour les moments sur appuis.

❖ **Moments sur appuis :**

$$M_x = 0.5 \times 132,50 = 66,25 \text{KN.m}$$

$$M_y = 0.5 \times 132,50 = 66,25 \text{KN.m}$$

❖ **Moments en travées :**

$$M_x = 0.75 \times 132,50 = 99,375 \text{KN.m}$$

$$M_y = 0.75 \times 132,50 = 99,375 \text{KN.m}$$

-Ferrailage longitudinal suivant le sens x-x :

➤ **Sur appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{66,25 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,17} = 0,0643 < 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0,967$$

$$A_{ua} = \frac{M_u^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{66,25 \times 10^6}{0,967 \times 270 \times 348 \times 100} = 7,29 \text{cm}^2$$

Soit **8HA12=9,05hcm²** avec un espacement **e =12cm**

➤ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{99,375 \times 10^6}{1000 \times 14,17 \times 270^2} = 0,0962 < 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0,968$$

$$A_{ut} = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{99,375 \times 10^6}{0,968 \times 270 \times 348 \times 100} = 10,92 \text{cm}^2$$

Soit **8HA14=12,32cm²** avec un espacement **e =12cm**

On adopte le même ferrailage pour le sens transversal.

c) Vérification à l'état limite ultime :

– **Vérification de la condition de non fragilité :**

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminées à partir d'un pourcentage de référence qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton. Pour notre cas, $\rho=0,8\%$ pour les **HA FeE400**

- **Armatures parallèles à Lx:**

En appuis : $A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 30 = 2,4cm^2 > 9,05cm^2 \rightarrow$ Condition vérifiée

En travée : $A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 30 = 2,16cm^2 > 12,32cm^2 \rightarrow$ Condition vérifiée

- **Armatures parallèles à Ly:**

En appuis : $A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 30 = 2,16cm^2 > 9,05cm^2 \rightarrow$ Condition vérifiée

En travée : $A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 30 = 2,16cm^2 > 12,32cm^2 \rightarrow$ Condition vérifiée

- **Espacements des armatures : (BAEL91/A8.2, 42):**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous:

- **Armatures parallèles à Lx:**

$$S_t \leq \min\{3h; 33cm\} \rightarrow S_t \leq \min\{90; 33cm\}$$

$$S_t = 12cm < 33cm \rightarrow$$
 Condition vérifiée

- **Armatures parallèles à Ly:**

$$S_t \leq \min\{4h; 45cm\} \rightarrow S_t \leq \min\{120; 33cm\}$$

$$S_t = 12cm < 45cm \rightarrow$$
 Condition vérifiée

d) Vérifications à l'ELS :

Les vérifications seront faites suivant la plus petite portée, étant donné que c'est la direction la plus sollicitée

-Evaluation des moments M_x, M_y :

$$v = 0.2; \rho = 1,00 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0442 \\ \mu_y = 1,00 \end{cases}$$

On aura donc :

$$M_x = 0.0442 \times 165,63 \times 4.00^2 = \mathbf{117,13KN.m}$$

$$M_y = 1 \times 117,13 = \mathbf{117,13KN.m}$$

❖ **Moments sur appuis :**

$$M_x = 0.5 \times 117,13 = 58,56 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.5 \times 117,13 = 58,56 \text{ KN.m}$$

❖ **Moments en travées :**

$$M_x = 0.75 \times 117,13 = 87,83 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.75 \times 117,13 = 87,83 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}};$$

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 12,32}{100 \times 27} = 0.4562 \rightarrow \beta = 0.898, \alpha_1 = 0.306; \kappa_1 = 34,02$$

$$\kappa = \frac{1}{\kappa_1} = \frac{1}{34,02} = 0.0294$$

$$\sigma_{st} = \frac{87,83 \times 10^6}{0.898 \times 270 \times 1232} = 294,03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \kappa \times \sigma_{st} = 0.0294 \times 294,03 = 8.64 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

-Vérification de la contrainte de compression dans les aciers

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification à faire.

IX-10- Conclusion:

Le ferrailage adopté pour la dalle du radier à l'ELU est satisfaisant

e) Ferrailage du débord :**Remarque :**

Les armatures de la dalle seront prolonger et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

IX-11-Ferrailage de la nervure :

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées

h=80cm; b=50cm; h_d=30cm. Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS

1-Détermination des sollicitations :♦ **Sens x-x:**

$$\mathbf{a-ELU : } q_u = 225,04 \times 4.00 = 900.16 \text{ KN/m}$$

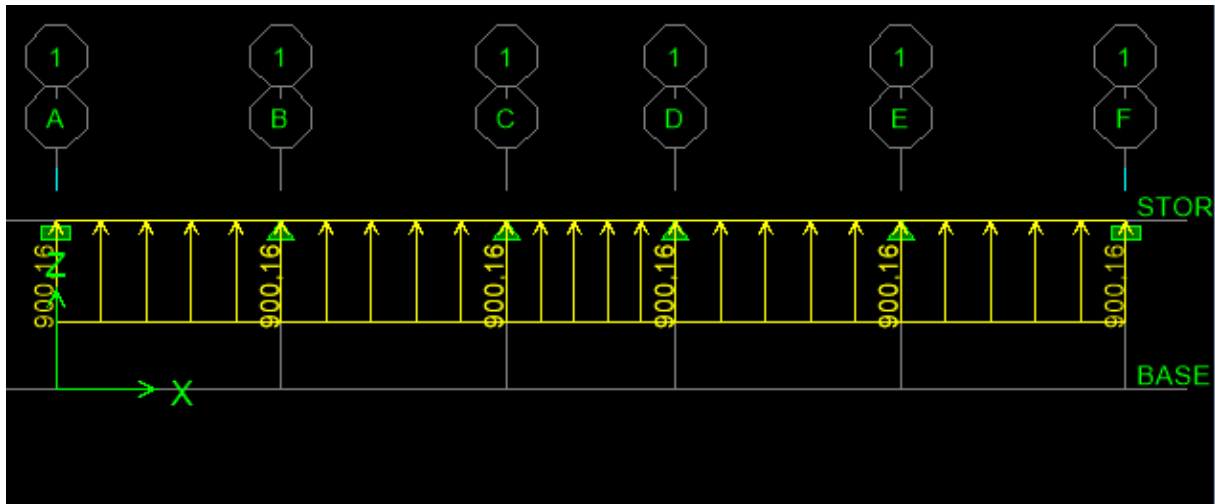


Figure IX-1-: Le chargement à l'ELU (KN/m)

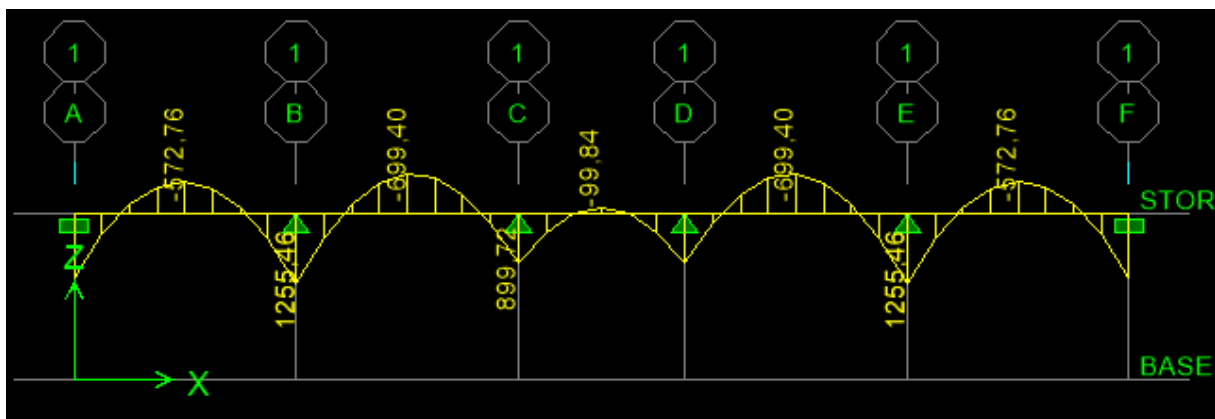


Figure IX-2- Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (KN.m)

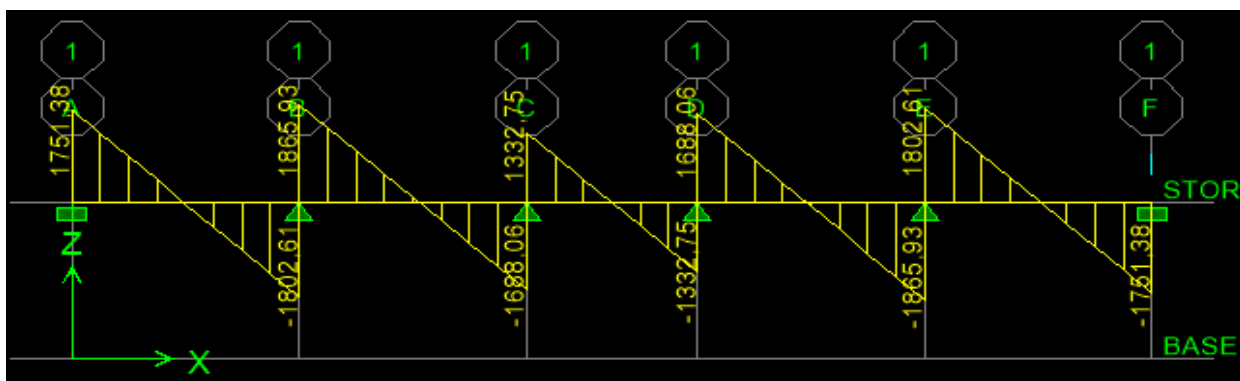


Figure IX-3- : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (KN)

b-ELS:

$$q_s = 165,63 \times 4,00 = 662,52 \text{KN/m}$$

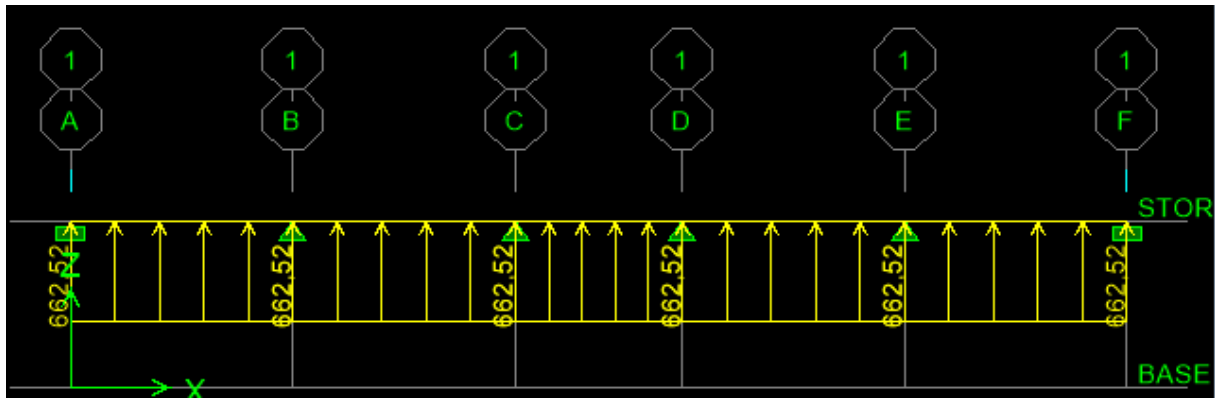


Figure IX-4: Le chargement à l'ELS (KN/m)

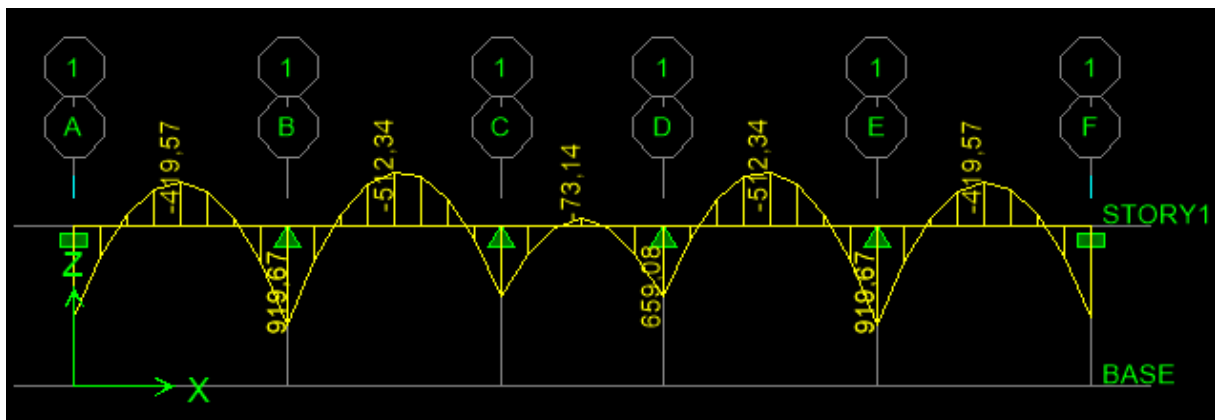


Figure VIII-5- : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (KN.m)

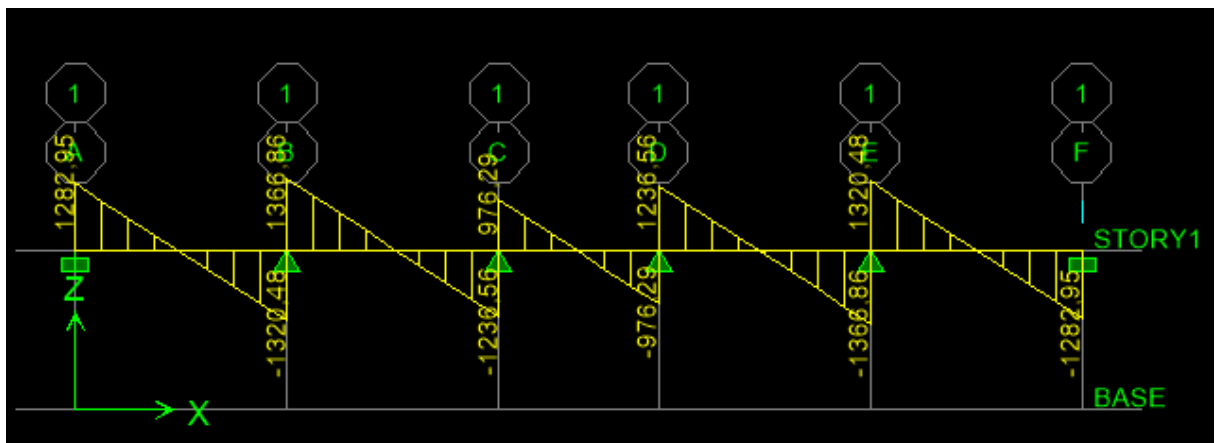


Figure IX-6- Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (KN)

◆ Sens y-y:

a-ELU : $q_u = 225,04 \times 4,00 = 900,16 \text{KN/m}$

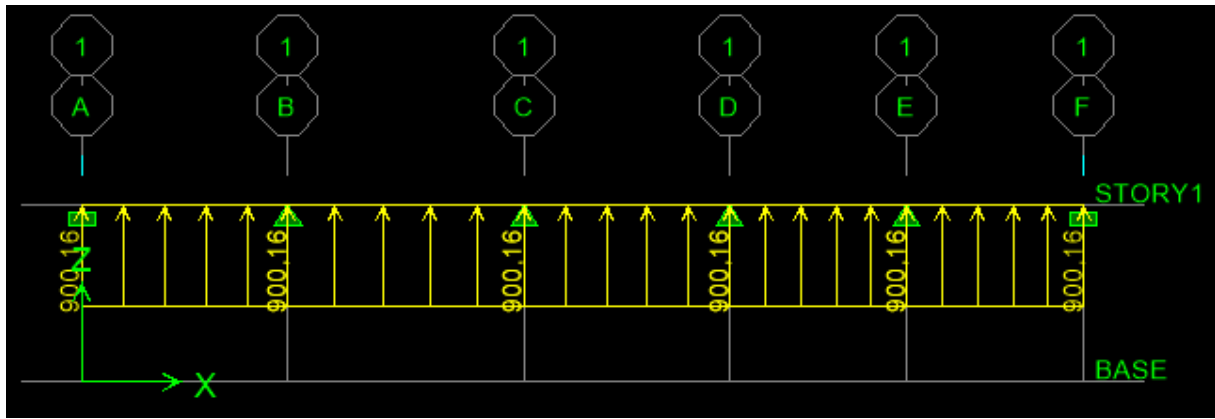


Figure IX-7- Le chargement à ELU (KN/m)

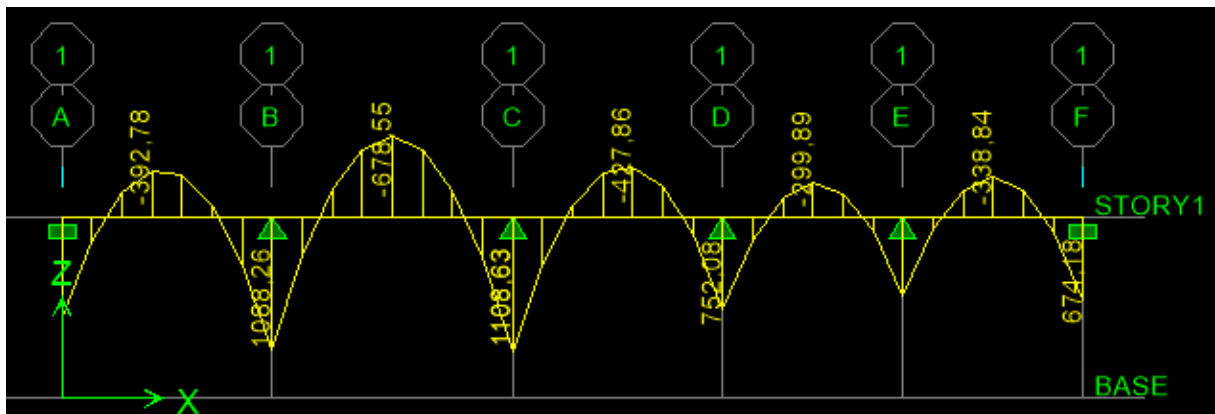


Figure IX-8- Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (KN.m)

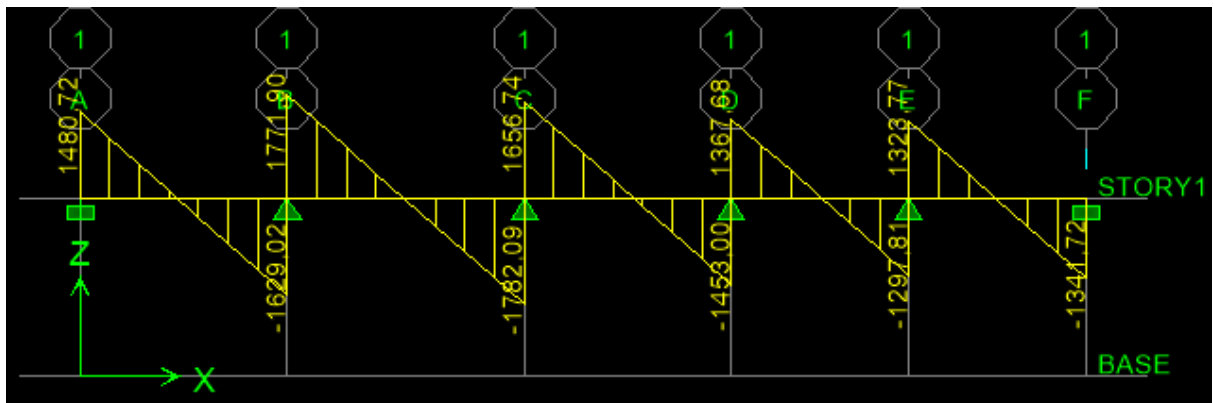


Figure IX-9- Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (KN)

b-ELS:

$$q_s = 165,63 \times 4,00 = 662,52 \text{KN/m}$$

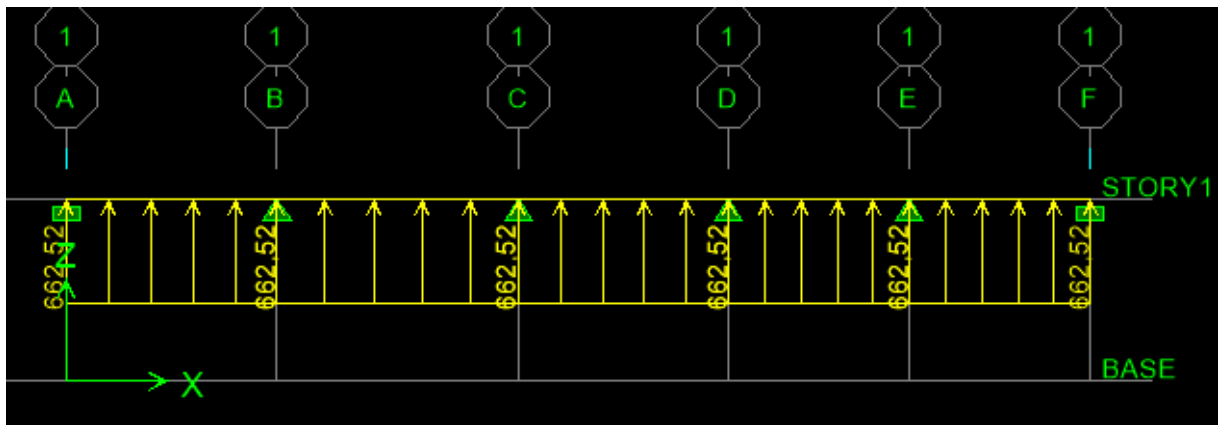


Figure IX-10- Le chargement à ELS (KN/m)

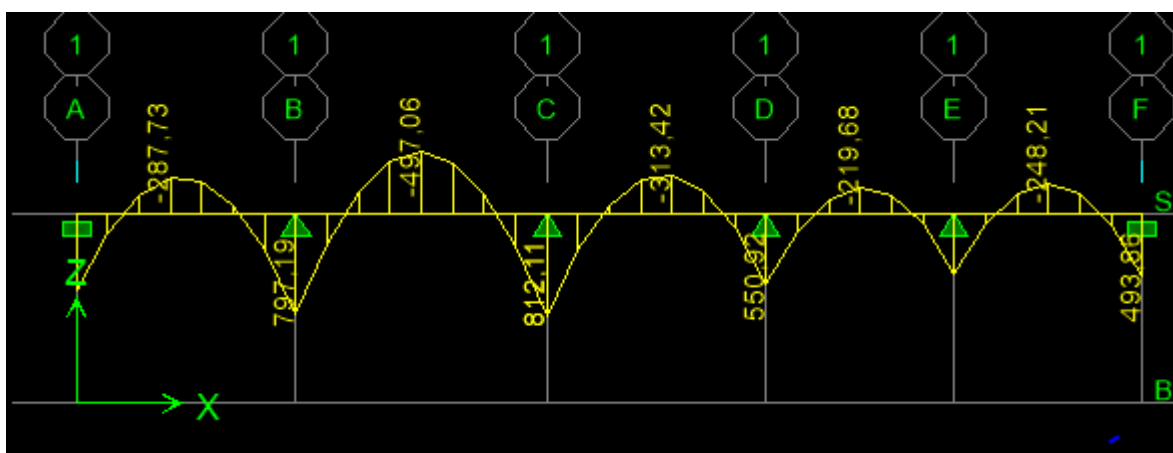


Figure IX-11- Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (KN.m)

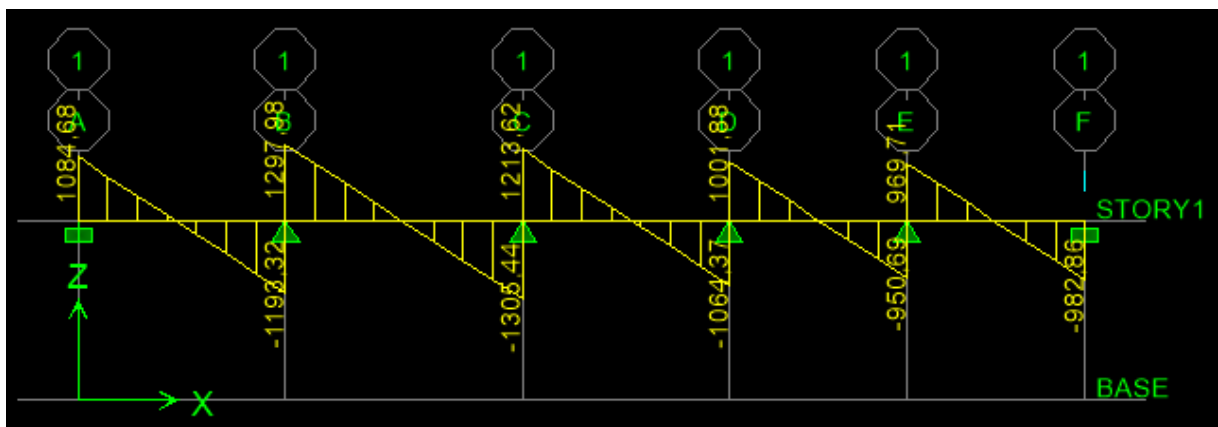


Figure IX-12- Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (KN)

- Les sollicitations maximales :
- ✓ Sens longitudinal :

$$M_{tmax}^u = 699,4 \text{ KN.m}$$

$$M_{amax}^u = 1255,46 \text{ KN.m}$$

$$M_{tmax}^s = 512,34 \text{ KN.m}$$

$$M_{amax}^s = 919,67 \text{ KN.m}$$

$$T_{max}^u = 1865,93 \text{ KN.m}$$

$$T_{max}^s = 1366,86 \text{ KN.m}$$

➤ Sens transversal :

$$M_{tmax}^u = 678,55 \text{ KN.m}$$

$$M_{amax}^u = 1108,55 \text{ KN.m}$$

$$M_{tmax}^s = 497,06 \text{ KN.m}$$

$$M_{amax}^s = 812,11 \text{ KN.m}$$

$$T_{max}^u = 1782,09 \text{ KN.m}$$

$$T_{max}^s = 1297,98 \text{ KN.m}$$

2-Calcul du ferrailage des nervures :

Pour le ferrailage on prend le moment maximal aux appuis et en travées :

$$\text{ELU : } \begin{cases} \text{(X-X)} & : M_t = 699,40 \text{ KN.m} \quad M_a = 1255,46 \text{ KN.m} \\ \text{(Y-Y)} & : M_t = 678,55 \text{ KN.m} \quad M_a = 1108,6 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$$b = 55 \text{ cm} ; h = 90 \text{ cm} ; d = 85 \text{ cm} ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}.$$

Exemple de calcul :

Sens x-x :

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1255,46 \times 10^6}{550 \times (850^2) \times 14,17} = 0,223$$

$$\mu = 0,223 \rightarrow \beta = 0,873$$

$$A = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot f_{bc}} = \frac{1255,46 \times 10^6}{0,873 \times (850) \times 348 \times 100} = 44,59 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{699,40 \times 10^6}{550 \times (850^2) \times 14,17} = 0,124$$

$$\mu = 0.124 \rightarrow \beta = 0.934$$

$$A_v = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot f_{bc}} = \frac{699,4 \times 10^6}{0,934 \times (850) \times 348 \times 100} = 25,31 \text{ cm}^2$$

Sens y-y :

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1108,63 \times 10^6}{550 \times (850^2) \times 14.17} = 0,196$$

$$\mu = 0,196 \rightarrow \beta = 0,890$$

$$A = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot f_{bc}} = \frac{1108,63 \times 10^6}{0.890 \times (850) \times 348 \times 100} = 42,11$$

En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{678,63 \times 10^6}{550 \times (850^2) \times 14.17} = 0.121$$

$$\mu = 0.121 \rightarrow \beta = 0,935$$

$$A_v = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot f_{bc}} = \frac{678,63 \times 10^6}{0,935 \times (850) \times 348 \times 100} = 24,53 \text{ cm}^2$$

Tableau IX-3-ferrailage de la nervure aux appuis et en travées dans les deux sens

		M _u (KN.m)	μ _b	Obs	A _{cal} (cm ²)	choix	A _{adopté} (cm ²)	St (cm)
Sens x-x	Appui	1255,46	0,223	SSA	44,59	10HA20fil+5HA20chap	47,12	15
	Travée	699,4	0,124	SSA	25,31	10HA20fil	31,41	15
Sens y-y	Appui	1108,63	0,196	SSA	42,11	10HA16fil+5HA20chap	47,12	15
	Travée	678,55	0,121	SSA	24,53	10HA20fil	31,41	15

3-Vérification à l'ELU :

a-Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 550 \times 850 \times 2.1}{400 \times 100} = 5.64 \text{ cm}^2.$$

$$A_{adopté}=47.12 \text{ cm}^2 > A_{min}=5.64 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{adopté}=31,41 \text{ cm}^2 > A_{min}=5.64 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{adopté}=47,12 \text{ cm}^2 > A_{min}=5.64 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$A_{adopté}=31,41\text{cm}^2 > A_{min}=5.64\text{cm}^2$ Condition vérifiée.

$A_{adopté}=45.77\text{cm}^2 > A_{min}=5.64\text{cm}^2$ Condition vérifiée.

b-Vérification de l'effort tranchant (Art A.5.2,2/ BAEL91 modifiées 99) :

Sens x-x :

$$T_u^{max} = 1825.02\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} = \frac{1865,93 \times 10^3}{550 \times 850} = 2.09\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0.13f_{c28} ; 5\text{MPa}\} = 3.25\text{MPa}$$

$\tau_u = 2.09\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25\text{MPa}$Condition vérifiée.

Sens y-y :

$$T_u^{max} = 2007.05\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} = \frac{1782,09 \times 10^3}{550 \times 850} = 2.08\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0.13f_{c28} ; 5\text{MPa}\} = 3.25\text{MPa}$$

$\tau_u = 3,08\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25\text{MPa}$Condition vérifiée

$\tau_u = 2,08\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25\text{MPa}$Condition vérifiée

c-Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} = \frac{1825.02 \times 10^3}{550 \times 850} = 2.09\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa}\right\} = 2.5\text{MPa}$$

$\tau_u = 2.09\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa}$Condition vérifiée.

d-Armatures transversales :

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66\text{mm}$$

Soit le diamètre des armatures transversales $\phi = 8\text{mm}$

On prend un cadres et un étrier de $\phi = 8\text{mm}$

Condition à l'ELU :**Sens x-x :**

$$\frac{A_t}{bs_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3k \cdot f'_{tj}}{0.8f_e((\sin\alpha + \cos\alpha))}$$

$$f'_{tj} = \min(f_{cj} = 2.1MPa; 3.3MPa) = 2.1MPa$$

$$\sin\alpha + \cos\alpha = 1 \quad (\text{Cadre droit } \alpha=90^\circ).$$

k=1 : pas de reprise de bétonnage.

$$\tau_u = 2.09MPa$$

$$S_{tx} \leq \frac{A_t \cdot 0.8 f_e}{b (\tau_u - 0.3k \cdot f'_{tj})}$$

$$S_{tx} \leq \frac{6.78 \times 0.8 \times 400}{55 \times (2.09 - 0.3 \times 1 \times 2.1)} \Rightarrow S_{tx} = 27.01cm$$

Sens y-y :

$$\frac{A_t}{bs_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3k \cdot f'_{tj}}{0.8f_e((\sin\alpha + \cos\alpha))}$$

$$f'_{tj} = \min(f_{cj} = 2.1MPa; 3.3MPa) = 2.1MPa$$

$$\sin\alpha + \cos\alpha = 1 \quad (\text{Cadre droit } \alpha=90^\circ).$$

k=1 : pas de reprise de bétonnage.

$$\tau_u = 2.20MPa$$

$$S_{ty} \leq \frac{A_t \cdot 0.8 f_e}{b (\tau_u - 0.3k \cdot f'_{tj})}$$

$$S_{ty} \leq \frac{6.78 \times 0.8 \times 400}{55 \times (2.20 - 0.3 \times 1 \times 2.1)} \Rightarrow S_{ty} = 25.12cm$$

-En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_l\right\} = \min\{22.5; 24\} = 22.5cm$$

Soit $S_t=15cm$.(on prend $S_{t_{min}}=15cm$)

-En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 45cm$$

On opte pour $S_t=20cm$.(on prend $S_{t_{min}}=20cm$)

e-Armatures transversales minimales :

$$A_{min} = 0.003S_t b = 0.003 \times 20 \times 55 = 3.3cm^2$$

$$A_{min} = 3.3cm^2$$

$$\text{Soit } A_t = 5HA10 = 3.92cm^2$$

4-Vérification à l'ELS :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens x-x :

Aux appuis :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{1255,46}{919,67} = 1.365 ; \mu = 0.040 \rightarrow \alpha = 0.0510$$

$$\alpha = 0.0510 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.405 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{172.11}{130.47} = 1.31 ; \mu = 0.022 \rightarrow \alpha = 0.0279$$

$$\alpha = 0.0279 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.405 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Sens y-y :

Aux appuis :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{251.33}{237.38} = 1.05 ; \mu = 0.032 \rightarrow \alpha = 0.0406$$

$$\alpha = 0.0406 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.275 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{183.84}{139.37} = 1.31 ; \mu = 0.023 \rightarrow \alpha = 0.0279$$

$$\alpha = 0.0279 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.405 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Remarque :

Vu que la condition est vérifiée en appuis et en travées, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

X-Mur plaque :

Le voile plaque doit assurer la fonction de soutènement et de résistance à la pression latérale des terres et toutes les surcharges qui nécessite la détermination de la répartition des contraintes auxquelles il est soumis ou il mobilise, il est encastrée à la base et simplement appuyé (contacte) horizontalement sur les poutres et verticalement sur les poteaux.

X-1 - Pré dimensionnement :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA99 modifiée en 2003 (Art 10.1.2) est de 15cm, on opte pour une épaisseur de **20cm**.

X-2-Détermination des sollicitations :

(Théorème de Rankine)

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont:

σ_h : Contrainte horizontale.

σ_v : Contrainte verticale.

$$\sigma_h = K_a \cdot \sigma_v$$

K_a : Coefficient de poussée des terres au repos.

φ : Angle de frottement interne.

X-3-Les caractéristiques mécanique et physique du sol :

- Surcharge éventuelle : $q=10\text{KN/m}^2$
- Poids volumique des terres : $\gamma=17\text{KN/m}^3$
- Angle de frottement : $\varphi=30^\circ$
- Cohésion : $C=0$
- Contrainte du sol : $\sigma=200\text{KN/m}^3$

Nota : les caractéristiques ne sont pas données par le rapport de sol mais récupérer par laboratoire qui a fait l'étude du sol.

X-4-Calcul des sollicitations :

$$\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v = K_a(q + \gamma \cdot h)$$

Avec K_0 : Coefficient de poussée des terres.

Nous avons $C=0 \longrightarrow$ sol pulvérulent

$$\text{Donc : } K_a = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{30}{2} \right)$$

$$K_a=0.333$$

ELU :

$$\sigma_h = K_a \cdot \sigma_v = K_a(1.35\gamma h + 1.5q)$$

$$\sigma_h = 7.6h + 5$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h=0 \quad \longrightarrow \quad \sigma_h = 5 \text{ KN/m}^2 \\ h=2.88 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad \sigma_h = 26.88 \text{ KN/m}^2 \\ h=5.76 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad \sigma_h = 48.77 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

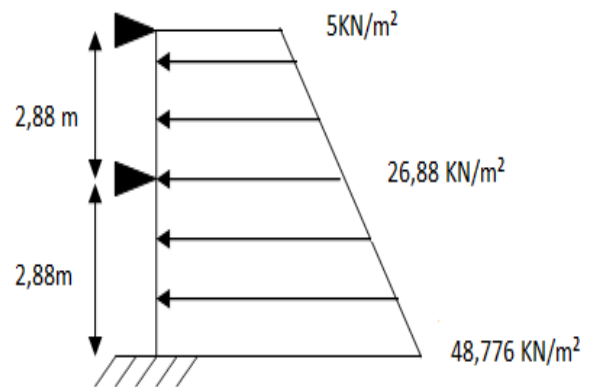


Figure X-1- Diagramme des contraintes à l'ELU

ELS:

$$\sigma_h = K_a \cdot \sigma_v = K_a(\gamma h + q)$$

$$\sigma_h = 5.66h + 3.33$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h=0 \quad \quad \quad \sigma_h = 3.33 \text{ KN/m}^2 \\ h=2.88 \quad \quad \quad \sigma_h = 19.63 \text{ KN/m}^2 \\ h=5.76 \text{ m} \quad \quad \quad \sigma_h = 35.93 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

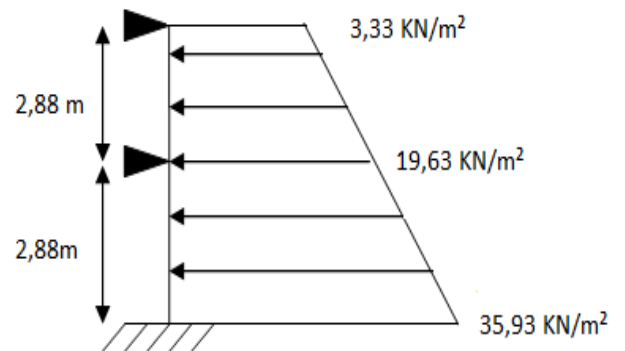


Figure X-2- Diagramme des contraintes à l'ELS

X-5-Charges moyennes :

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bande de 1 mètre est :

$$\text{ELU : } q_u = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 48,776 + 5}{4} \times 1 = 37,83 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 35,93 + 3,33}{4} \times 1 = 27,78 \text{ kN/ml}$$

X-6- Ferrailage du mur plaque :**➤ Calcul des sollicitations :**

Le calcul se fait pour une bande de 1 mètre : (b=1 m = 100 cm)

La détermination des moments de flexion se fera à l'aide du logiciel ETABS

Sens XX :

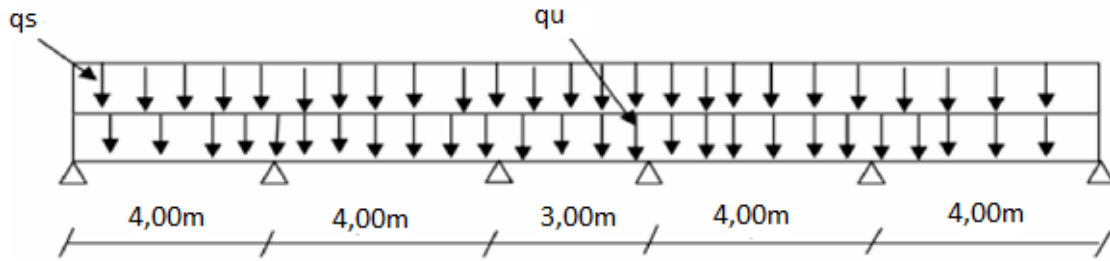


Figure X-3 : schéma statique du mur plaque dans le sens X-X

Sens YY :

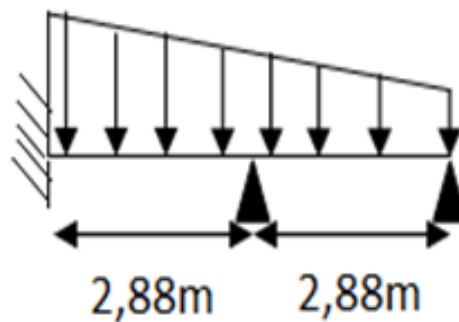
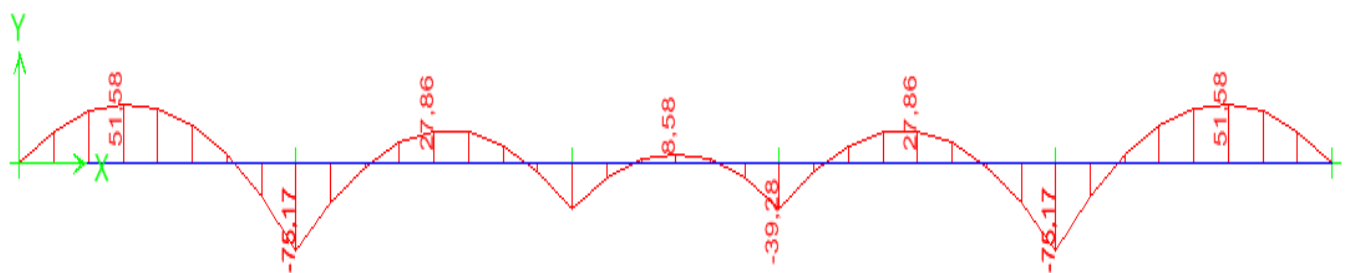


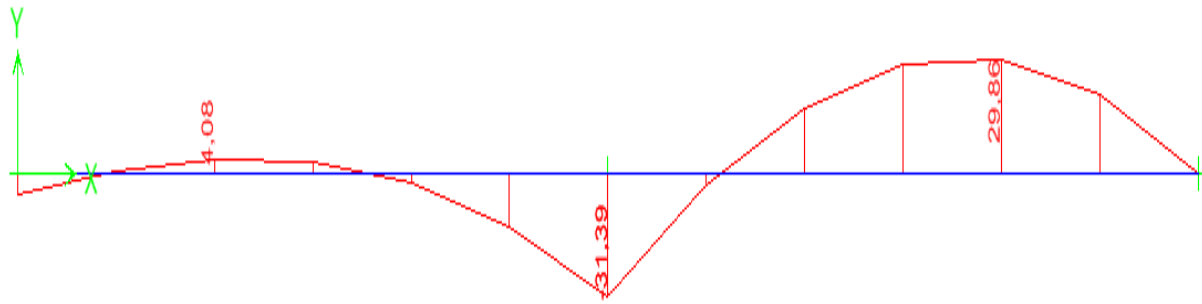
Figure X-4 : Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y

Diagramme des moments:

Sens XX :



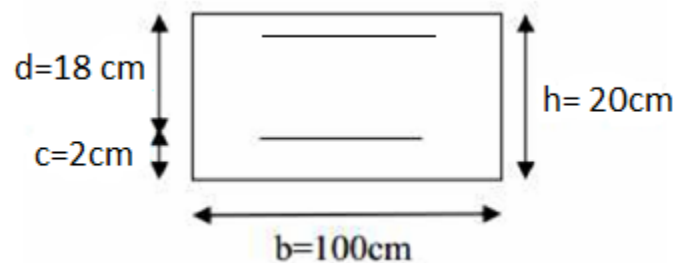
Sens YY :



X-7- Ferrailage a l'ELU :

Les armatures longitudinales :

Le ferrailage se fera pour une bande de 1 m, en considérant le moment maximal au niveau d'appui et en travée



$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

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

Le résumé des calculs est donné dans le tableau suivant :

Sens	Zone	M_u (kN.m)	μ_u	Section	β	A_{\min}	A	$A_{\text{adoptée}}$	Ferrailage
X-X	Appuis	75,17	0,163	SSA	0,9105	2,17	13,17	15,39	10HA14
	Travée	51,58	0,112	SSA	0,940	2,17	8,75	9,05	8HA12
Y-Y	Appuis	31,39	0,068	SSA	0,965	2,17	5,19	6,79	6HA12
	Travée	29,86	0,064	SSA	0,967	2,17	4,92	6,79	6HA12

Les armatures transversales :

Travée : $A_H = \frac{A_s}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,69 \text{ cm}^2$

Soit : 4HA10/ml = 3,14 cm²

Appuis : $A_H = \frac{6,79}{4} = 1,69 \text{ cm}^2$

Soit : 4HA10/ml = 3,14 cm²

Recommandation du RPA :

Le mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de (0.1%B) dans les deux sens (horizontal et vertical) :

$$(b=1\text{m}=100\text{cm} ; h : \text{épaisseur du voile} = 20\text{cm})$$

$$A \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 20 = 2,00 \text{ cm}^2.$$

- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles/m² de HA8.

X-8- Vérifications à l'ELU :**a) Espacement des barres :**

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales : $St < \min(3h ; 33\text{cm})$

Dans le sens XX : $St = \frac{b}{5} = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < 33\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

Dans le sens YY : $St = \frac{b}{5} = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < 33\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

b) Condition de non fragilité : (Art. A.4.2/ BAEL) :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A \text{ adopté} > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$A \text{ adopté} > A_{\min} = 2,17\text{cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

c) Calcul de la longueur de scellement des barres :

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

Avec : $L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 3,14} \times \emptyset = 31,84 \emptyset \text{ cm}$

→ Pour HA12 : $L_s = 38,20\text{cm} \Rightarrow L_s = 40\text{cm}$

→ Pour HA10 : $L_s = 31,84\text{cm} \Rightarrow L_s = 40\text{cm}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « 0.4 » pour les barres a haute adhérence selon le BAEL91 modifiée 99 Art A.6.1, 21.

→ Pour HA12 : $L_a = 15,28\text{cm} \Rightarrow L_a = 18\text{cm}$

→ Pour HA10 : $L_a = 12,73\text{cm} \Rightarrow L_a = 16\text{cm}$

d) Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL91 modifiée 99 : le diamètre des armatures transversales est :

$$\emptyset \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset i \right); \emptyset \leq \min \left(\frac{1000}{35}; \frac{100}{10}; \emptyset i \right)$$

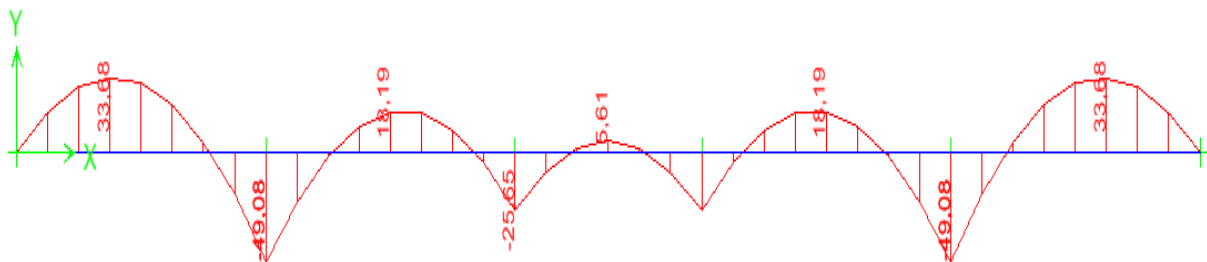
$$\emptyset \leq \min (28.57 ; 10 ; 10)$$

Soit : $\emptyset = 10\text{mm}$

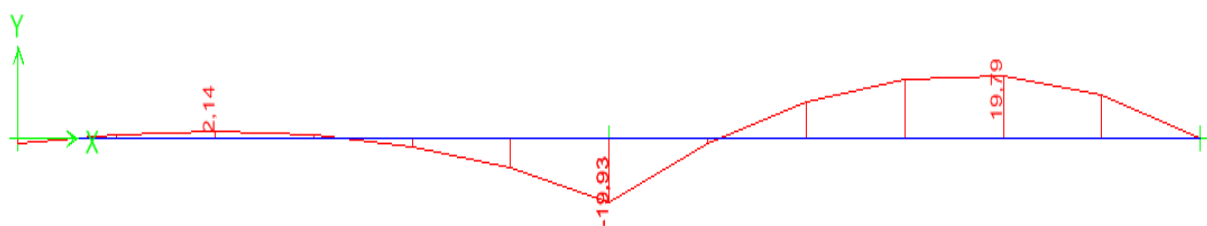
X-10- Vérifications à l'ELS :

➤ Diagramme des moments:

Sens XX :



Sens YY :



A-Etat limite d'ouverture des fissures (Art.A.5.3.2/BAEL91) :

Notre mur plaque peut être en contact direct avec l'eau, dans notre cas nous allons considérer les fissurations comme étant préjudiciable :

$$\sigma = \min \left\{ \frac{2}{3}f_e; \max (0.5f_e; 110 \times \sqrt{\eta} \times ft_j) \right\}$$

Avec :

- f_e : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés, exprimée en MPa

- f_{tj} : la résistance caractéristique à la traction du béton, exprimée en MPa
- η : un coefficient numérique, dit coefficient de fissuration, qui vaut 1 pour les ronds lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses et 1.6 pour les armatures à haute adhérence, sauf le cas des fils de diamètre inférieur à 6mm pour lesquels nous prendrons 1.3.

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; \max (0.5 \times 400; 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1}) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 266.67; \max (200; 201.63) \} = 201.63 \text{ MPa}$$

B- Etat limite dans le béton :

Contrainte dans l'acier : nous devons donc s'assurer que : $\sigma \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho = \frac{100A_s}{b \times d} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1}$$

$$\text{D'où la contrainte dans les aciers est : } \sigma_s = \frac{M_s}{A_s \times \beta \times d}$$

$$\text{Contrainte dans le béton : } \sigma_{bc} = K \times \sigma_s$$

Sens		M_s	A_u	μ_s	ρ	β	K_1	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Observation
X-X	Appuis	49,08	15,39	0,081	0,855	0,8695	23,025	0,203	201,63	4,67	15	Observé
	Travée	33,68	9,05	0,056	0,502	0,893	31,73	0,231	201,63	7,32	15	Observé
Y-Y	Appuis	19,93	6,79	0,033	0,377	0,905	37,63	0,180	201,63	6,78	15	Observé
	Travée	19,79	6,79	0,033	0,377	0,863	37,63	0,187	201,63	7,06	15	Observé

C- Etat limite de déformation :

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons nous dispenser de cette vérification sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

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

$$\triangleright \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_o}$$

$$\triangleright \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

$h = 30$ cm hauteur totale,
 L : portée entre nus d'appuis,
 M_t : moment maximum en travée,
 M_0 : valeur maximum du moment isostatique,
 A : section des armatures,
 b : longueur de la section,
 d : hauteur utile de la section droite.

- **Sens X-X :**

$M_t = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 33,68 = 25,26$ KN.m
 $q_s = 27,78$ kN/ml
 $M_0 = q_s \times l^2/8 = 27,78 \times (4^2/8) = 55,56$ KN.m
 $h/l = 20/100 = 0,20 > 1/16 = 0,0625$condition vérifiée.
 $h/l = 20/100 = 0,20 > 27,78/(10 \times 55,56) = 0,05$condition vérifiée.
 $A_s/bxd = 9,05/100 \times 18 = 0,005 < 4,2/400 = 0,0105$condition vérifiée.

- **Sens Y-Y :**

$M_t = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 19,79 = 14,84$ kN.m
 $q_s = 27,78$ kN/ml
 $M_0 = q_s \times l^2/8 = 27,78 \times (5,76^2/8) = 115,20$ kN.m
 $h/l = 20/100 = 0,20 > 1/16 = 0,0625$condition vérifiée.
 $h/l = 20/100 = 0,20 > 27,78/(10 \times 115,20) = 0,024$condition vérifiée.
 $A_s/bxd = 6,79/100 \times 18 = 0,0037 < 4,2/400 = 0,0105$condition vérifiée.

D-Contrainte tangentielle :

$$\bar{\tau}_u = \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_d} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa}$$

$$V_x = q_s \times l = 27,78 \times 4 = 111,12 \text{ kN}$$

$$V_y = q_s \times l = 44,20 \times 6,15 = 160,01 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{bxd} = \frac{160,01 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,888 \text{ MPa}$$

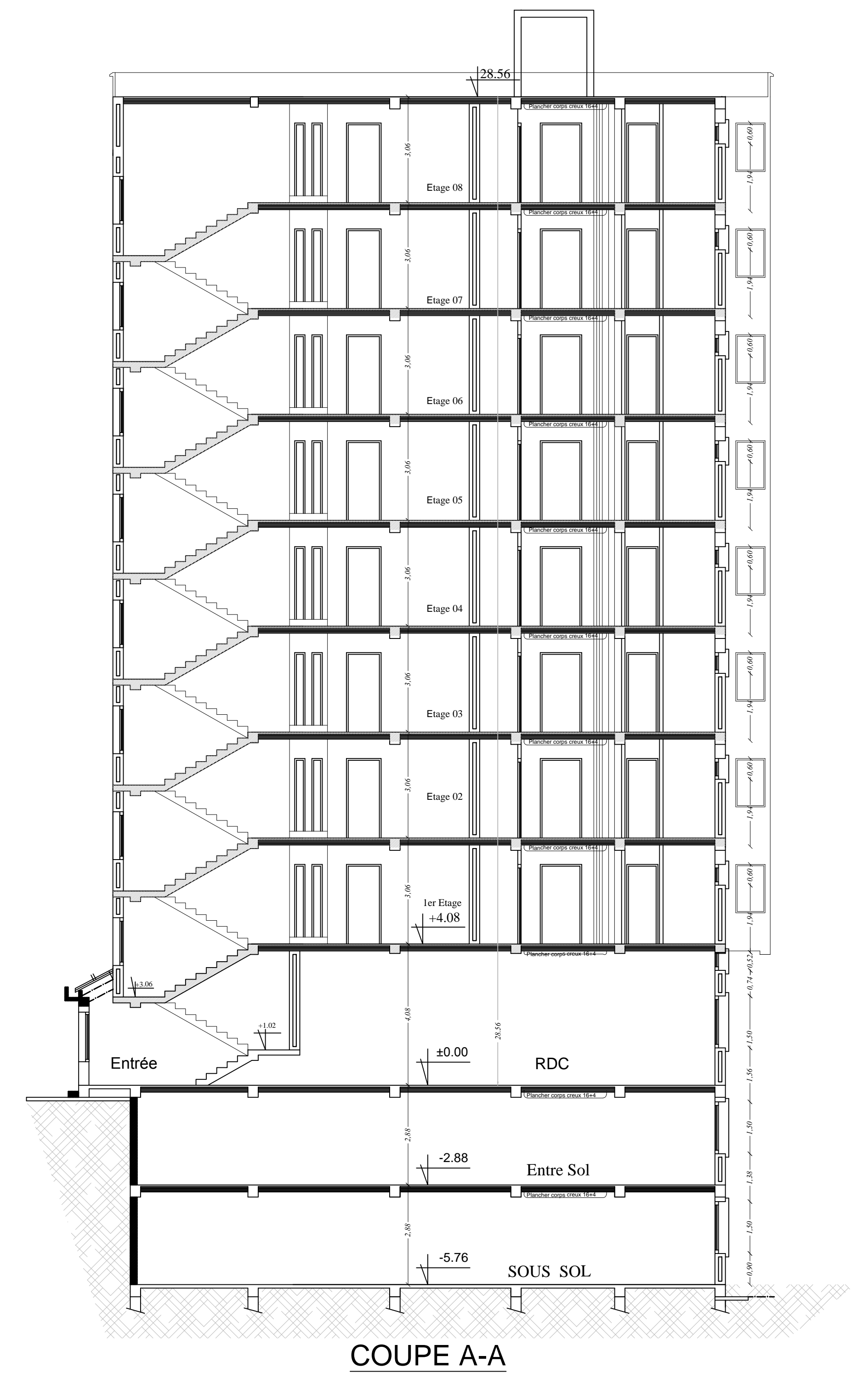
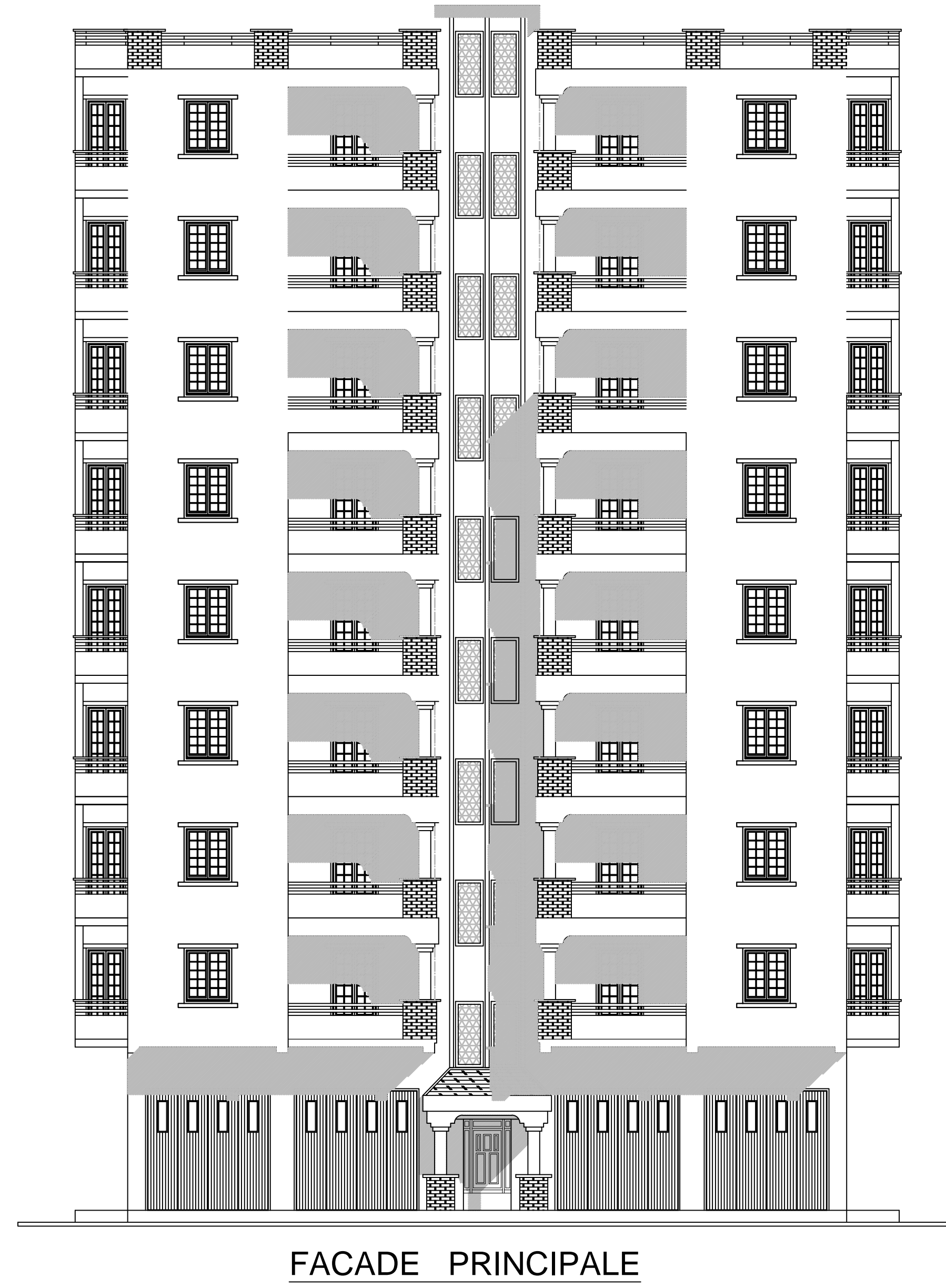
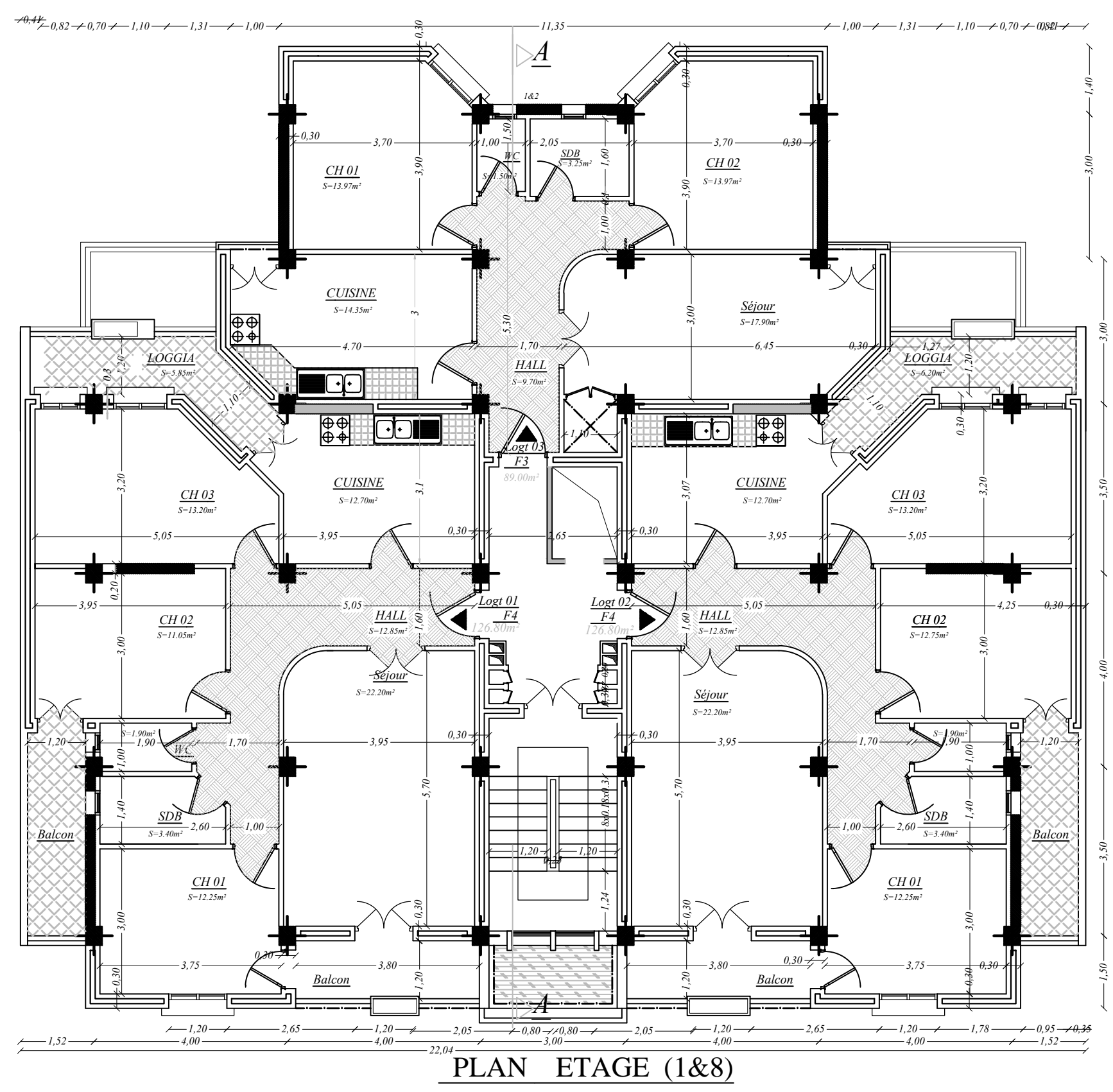
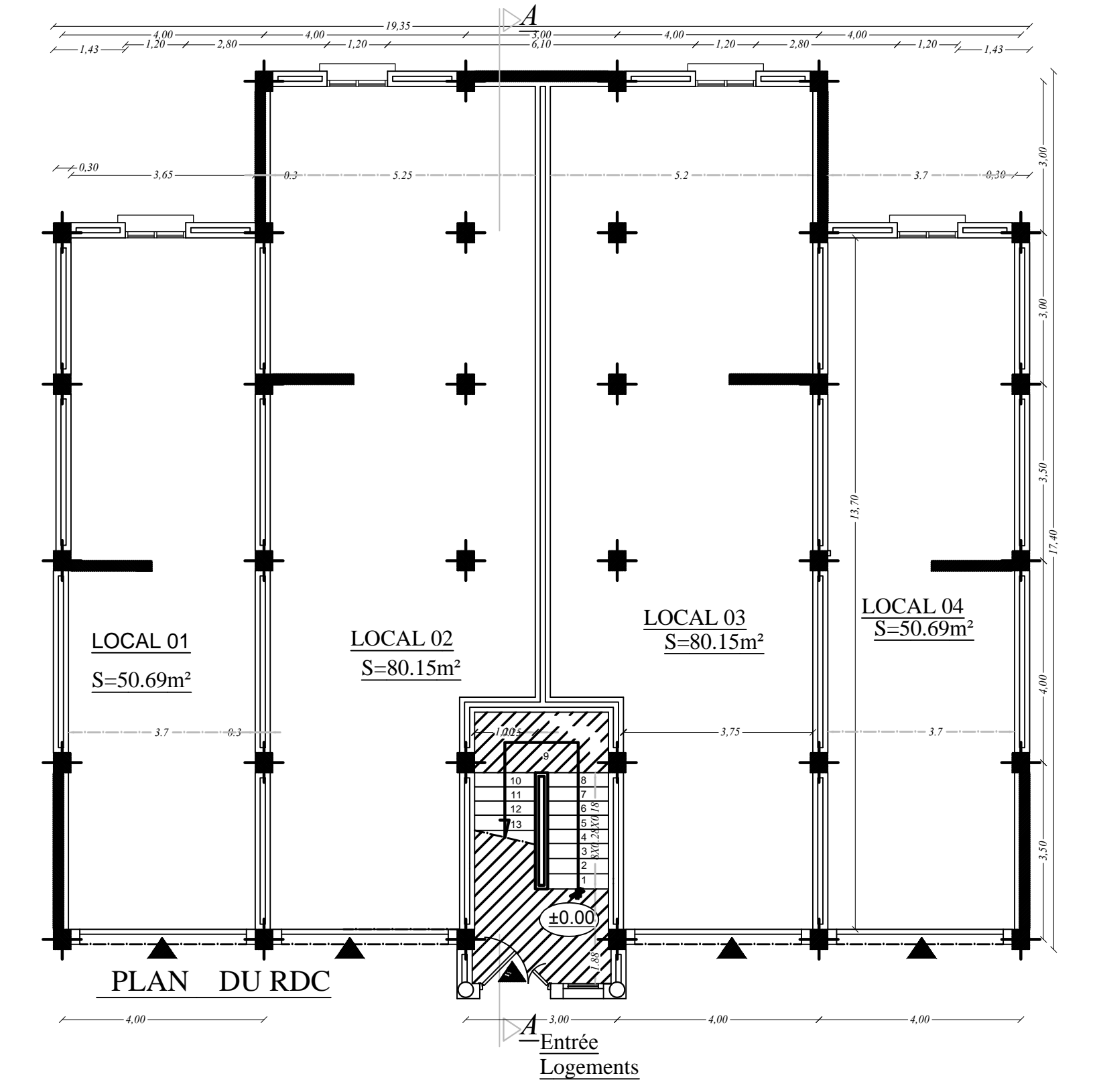
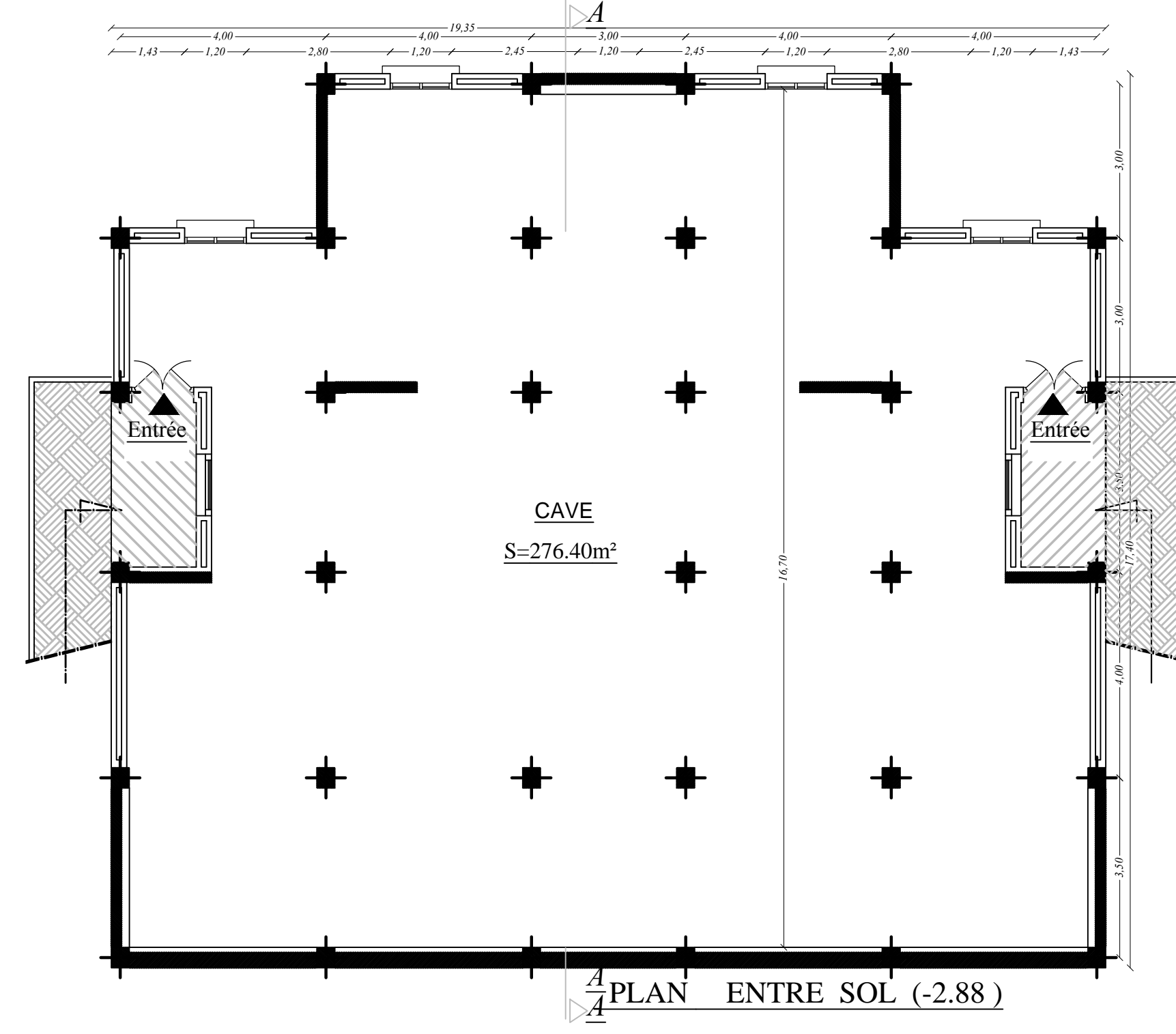
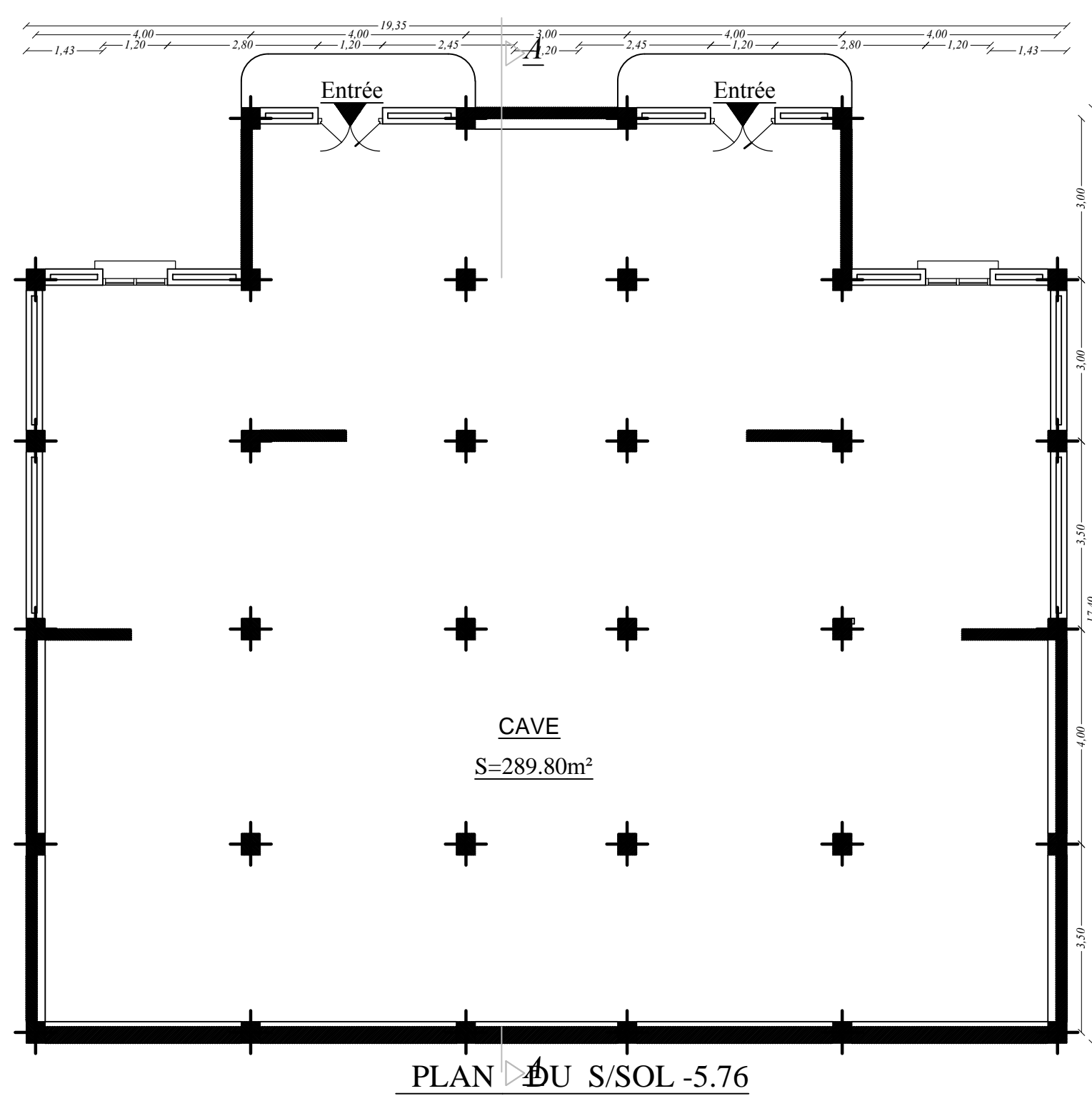
$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

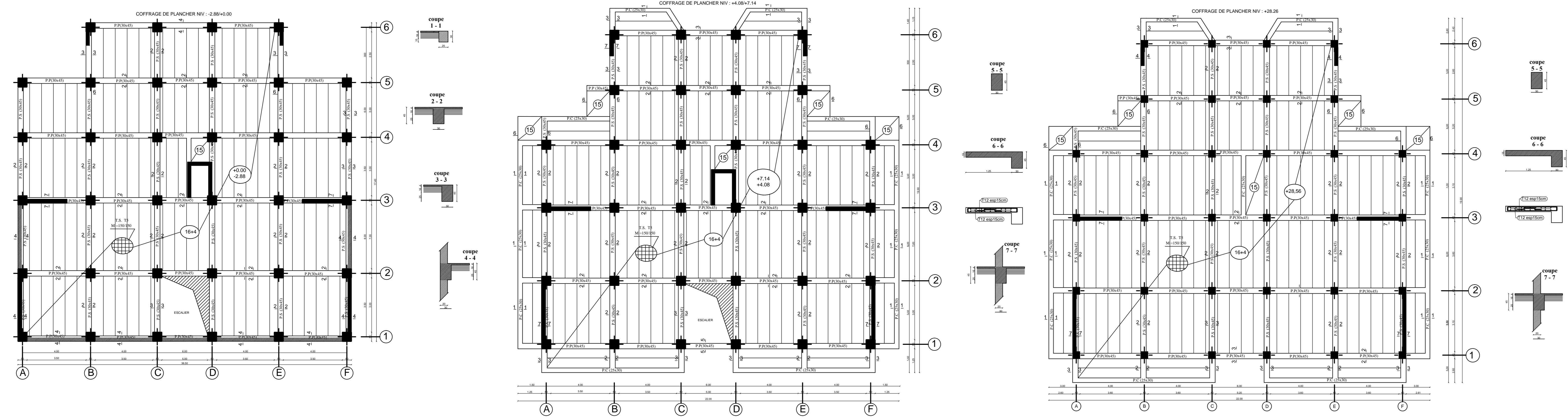
E-Influence de l'effort tranchant sur le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{bx \times 0,9xd} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa}$$

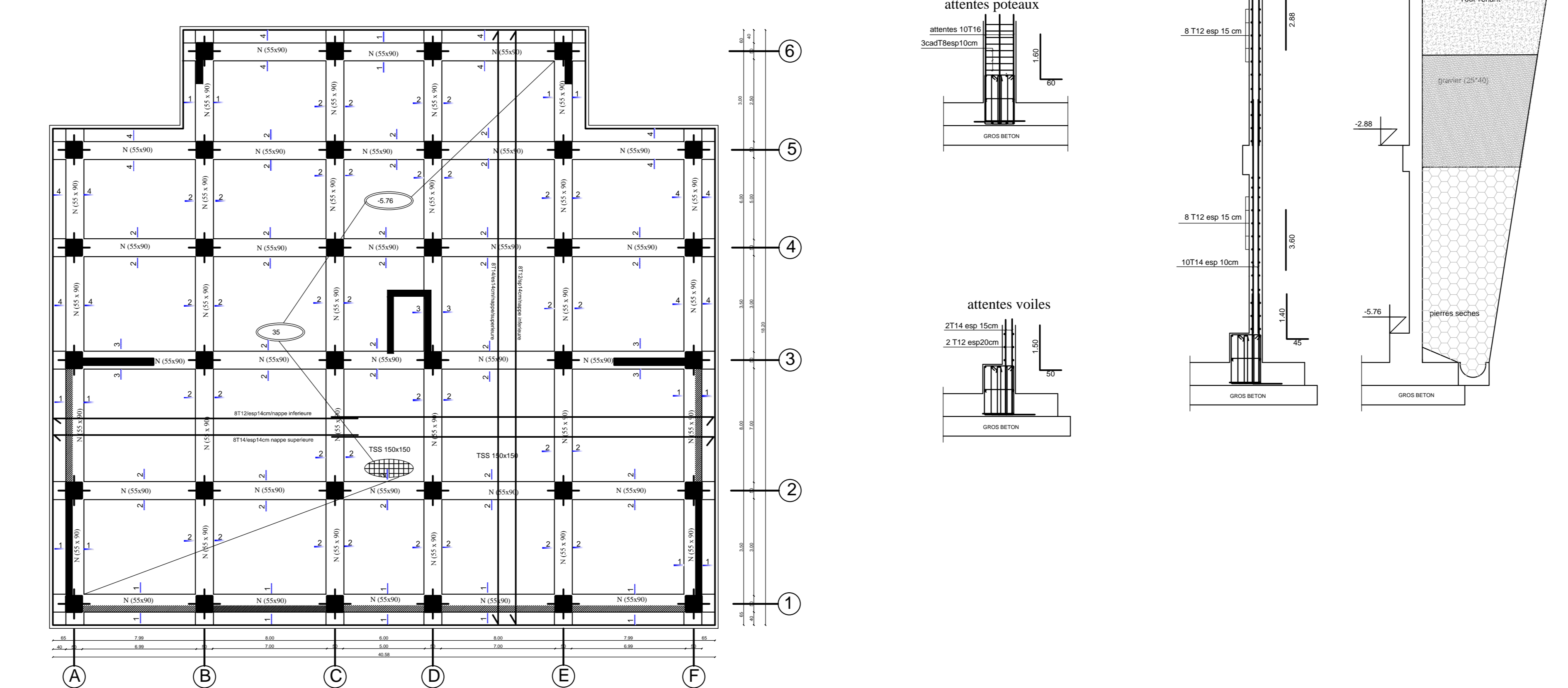
Pour le sens XX : $\sigma_{bc} = \frac{2 \times 111,12}{100 \times 0,9 \times 18} = 0,137 \text{ MPa}$condition vérifiée.

Pour le sens YY : $\sigma_{bc} = \frac{2 \times 160,01}{100 \times 0,9 \times 18} = 0,197 \text{ MPa}$condition vérifiée

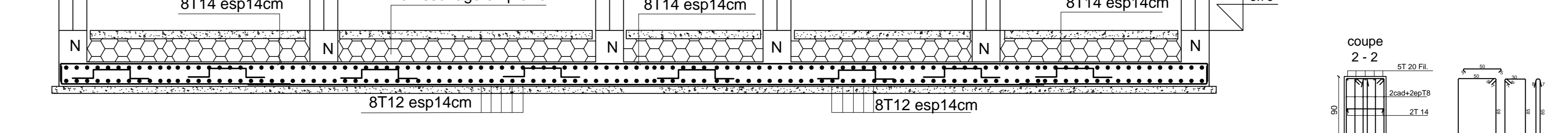




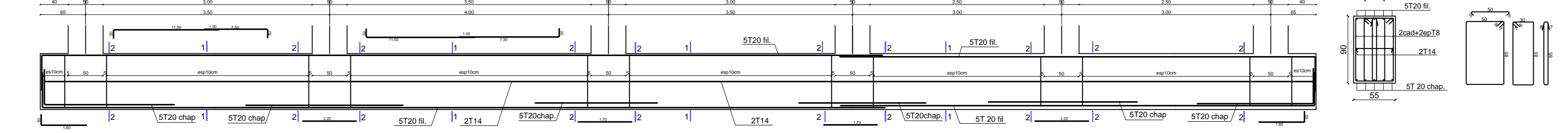
coffrage des fondations NIV -5.76



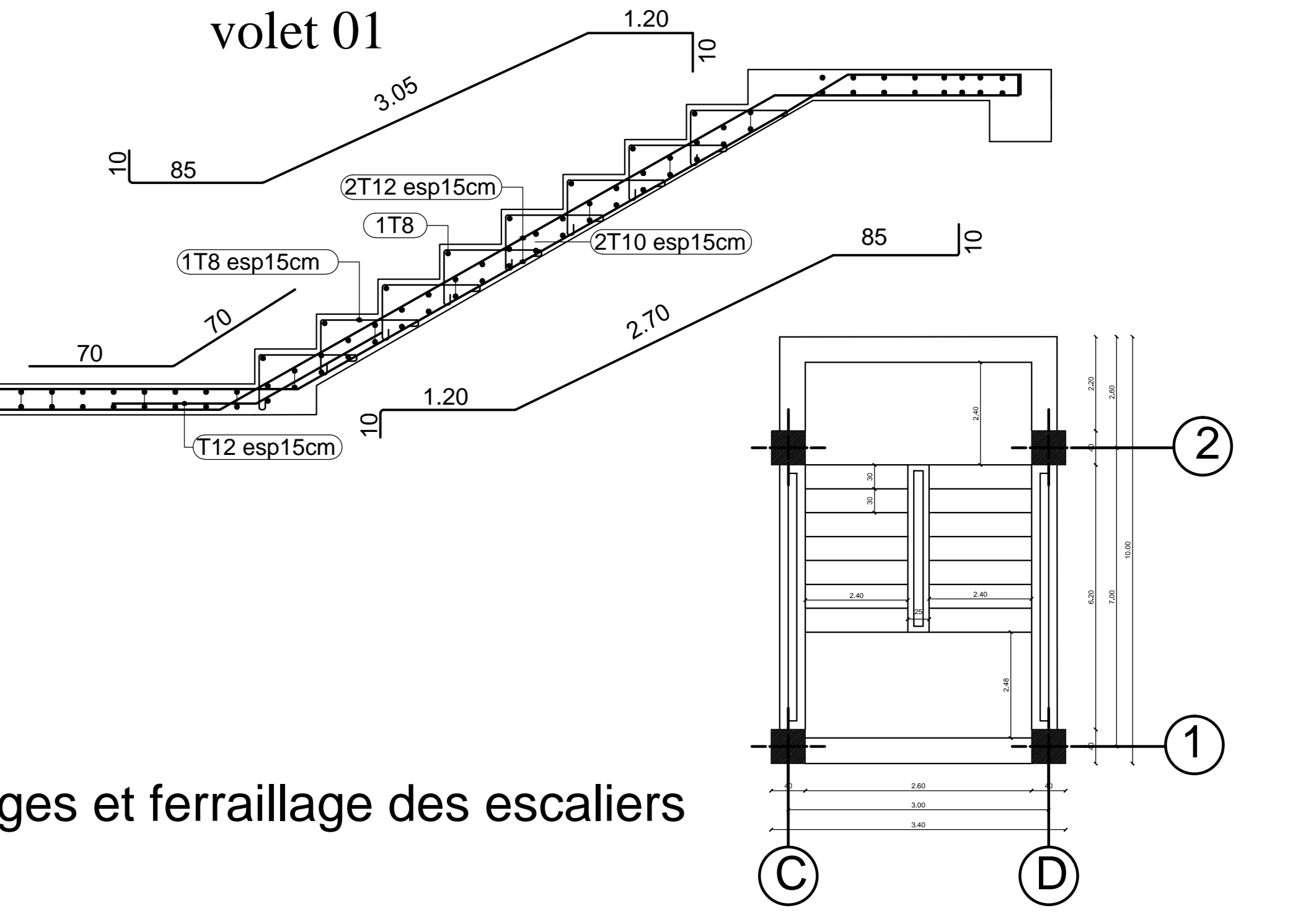
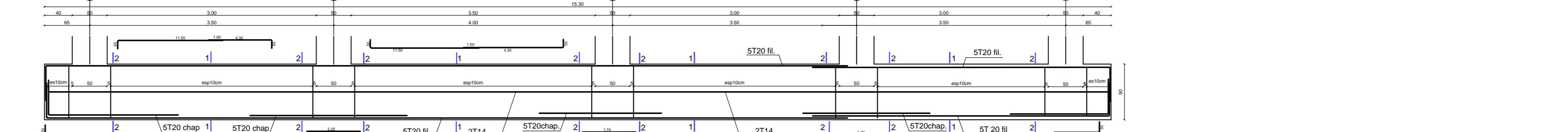
ferrailage du radier sens des FILES (A B C D E F) NIV -5.76



ferrailage des nervures FILES (B C D E) NIV -5.76

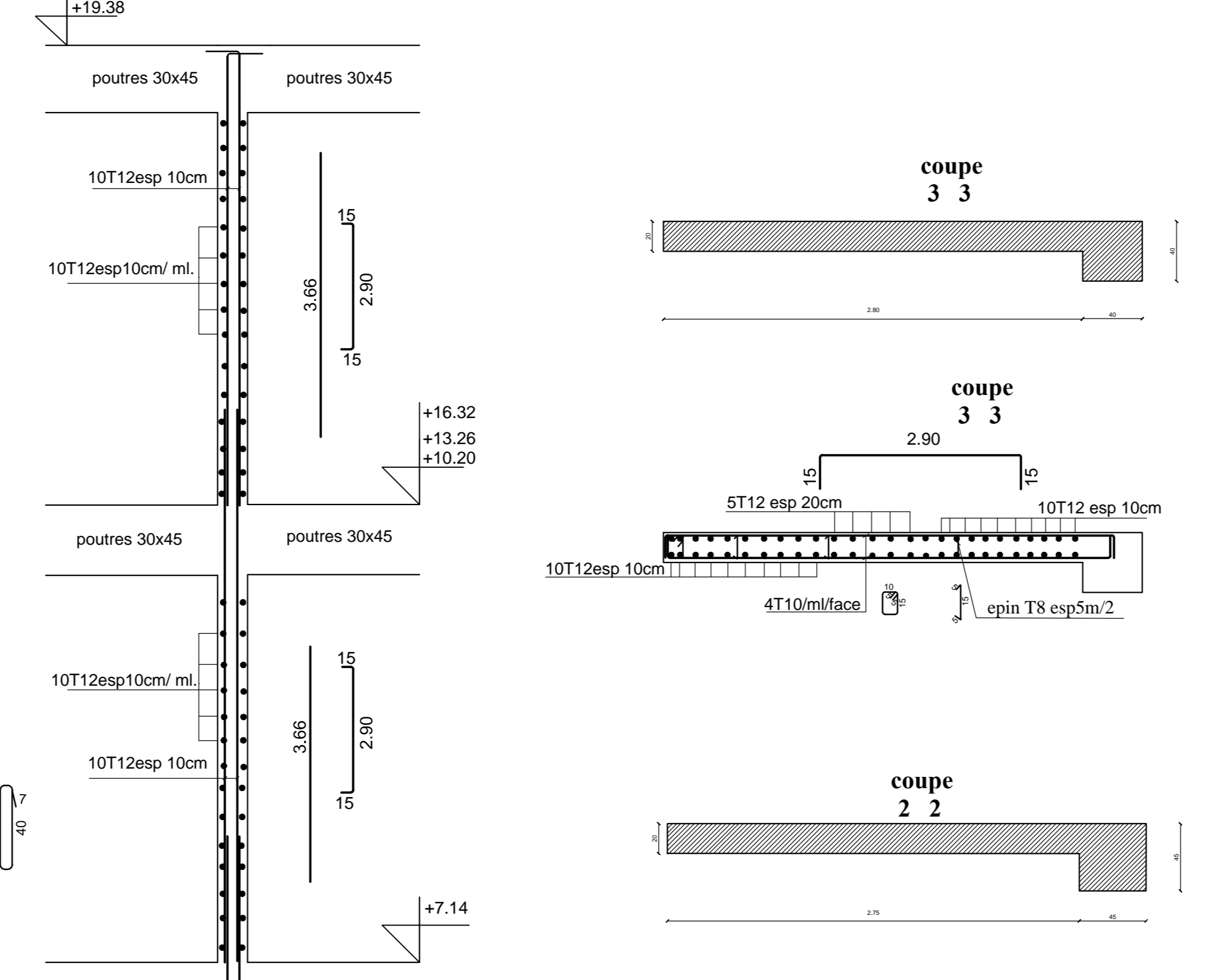


ferrailage des nervures FILES (A F) NIV -5.76

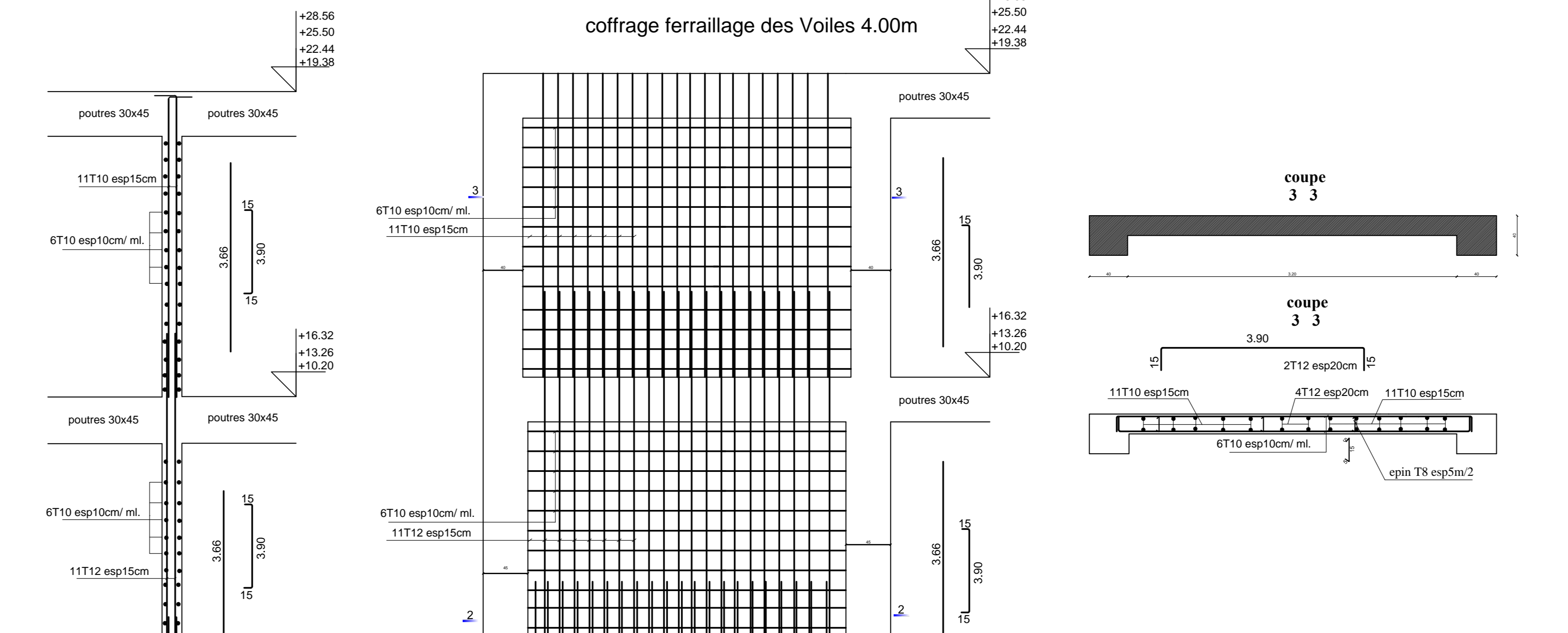


coffrages et ferrailage des escaliers

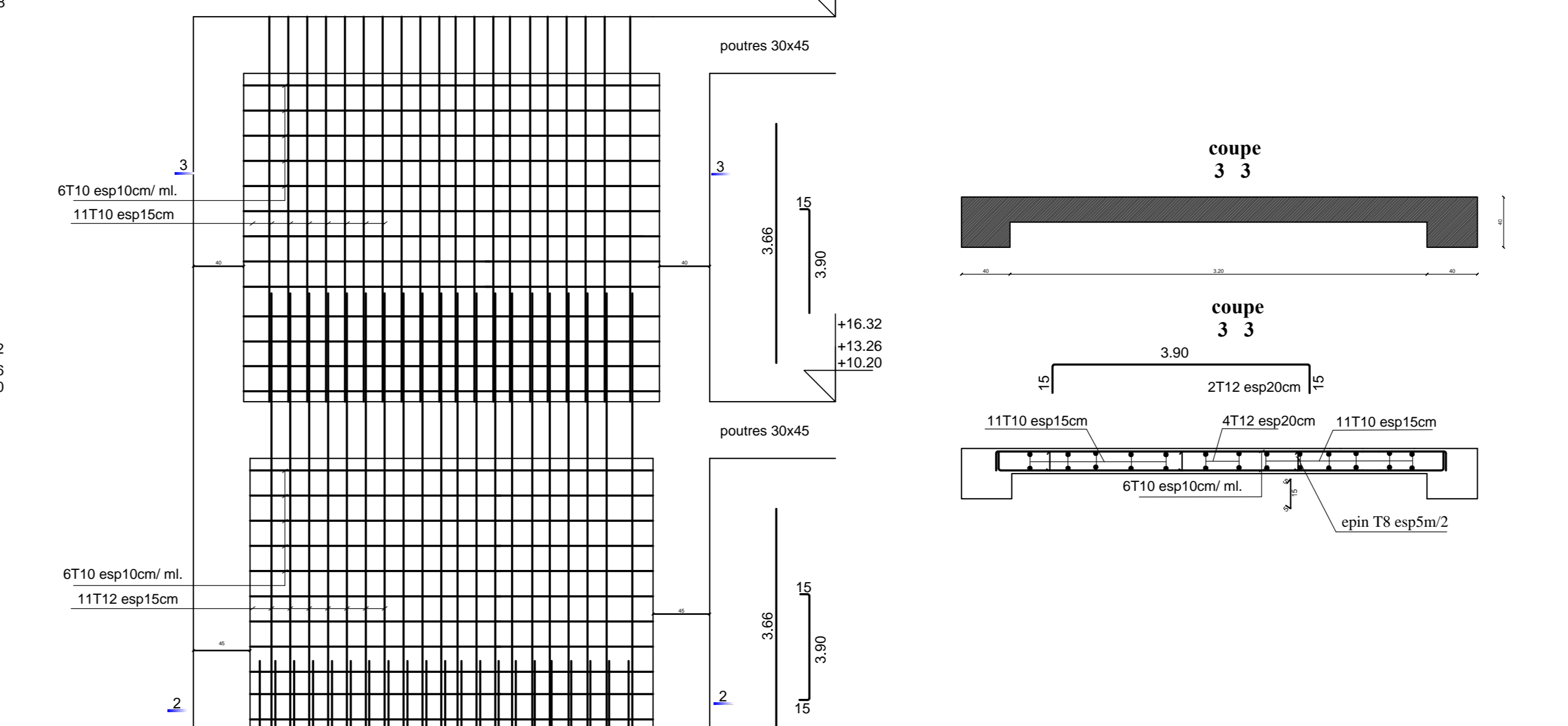
coffrage ferrailage des Voiles 2.90 m (VL1-VL3)



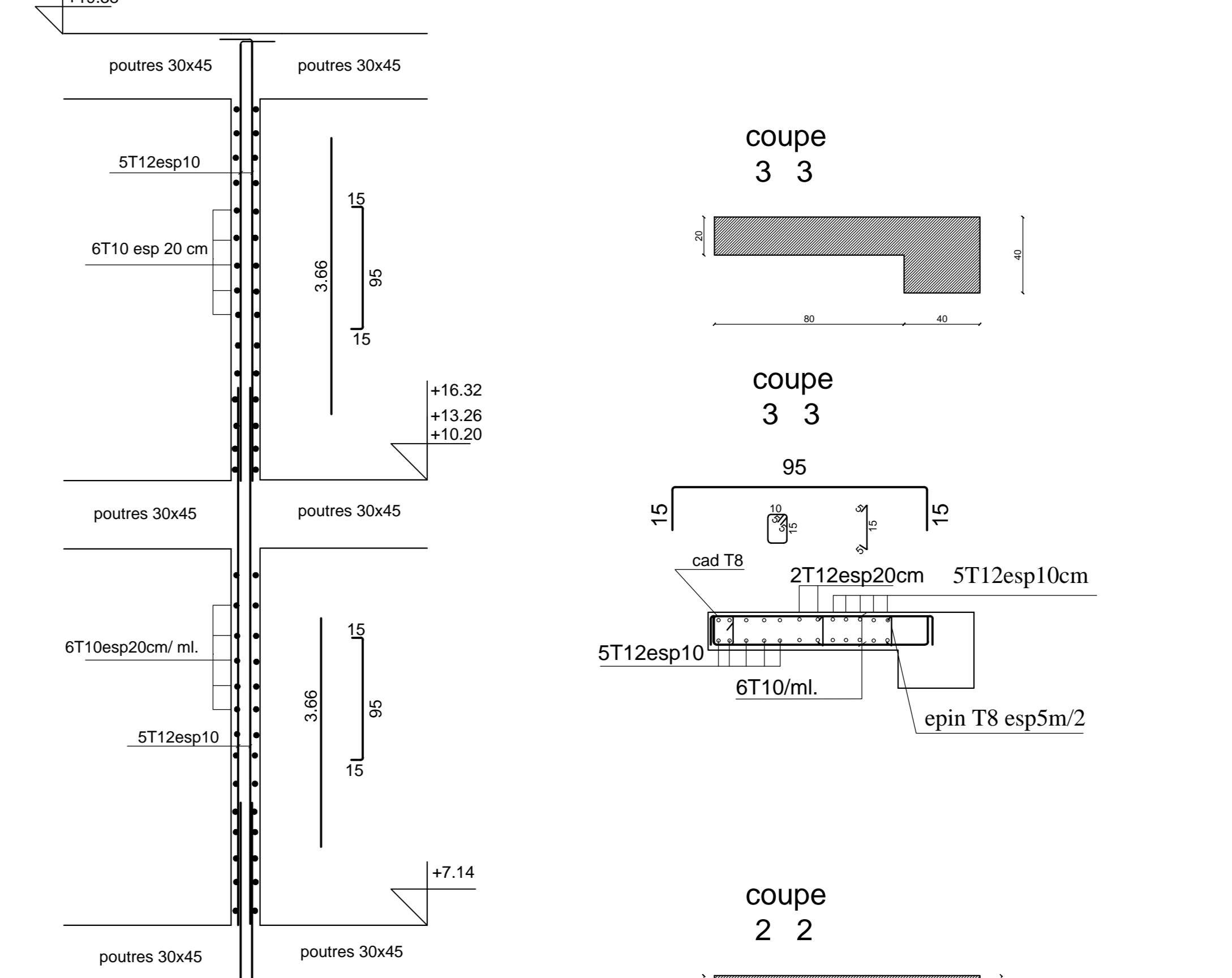
coffrages et ferrailage des Voiles de +4.00 m (VT1-VT6)



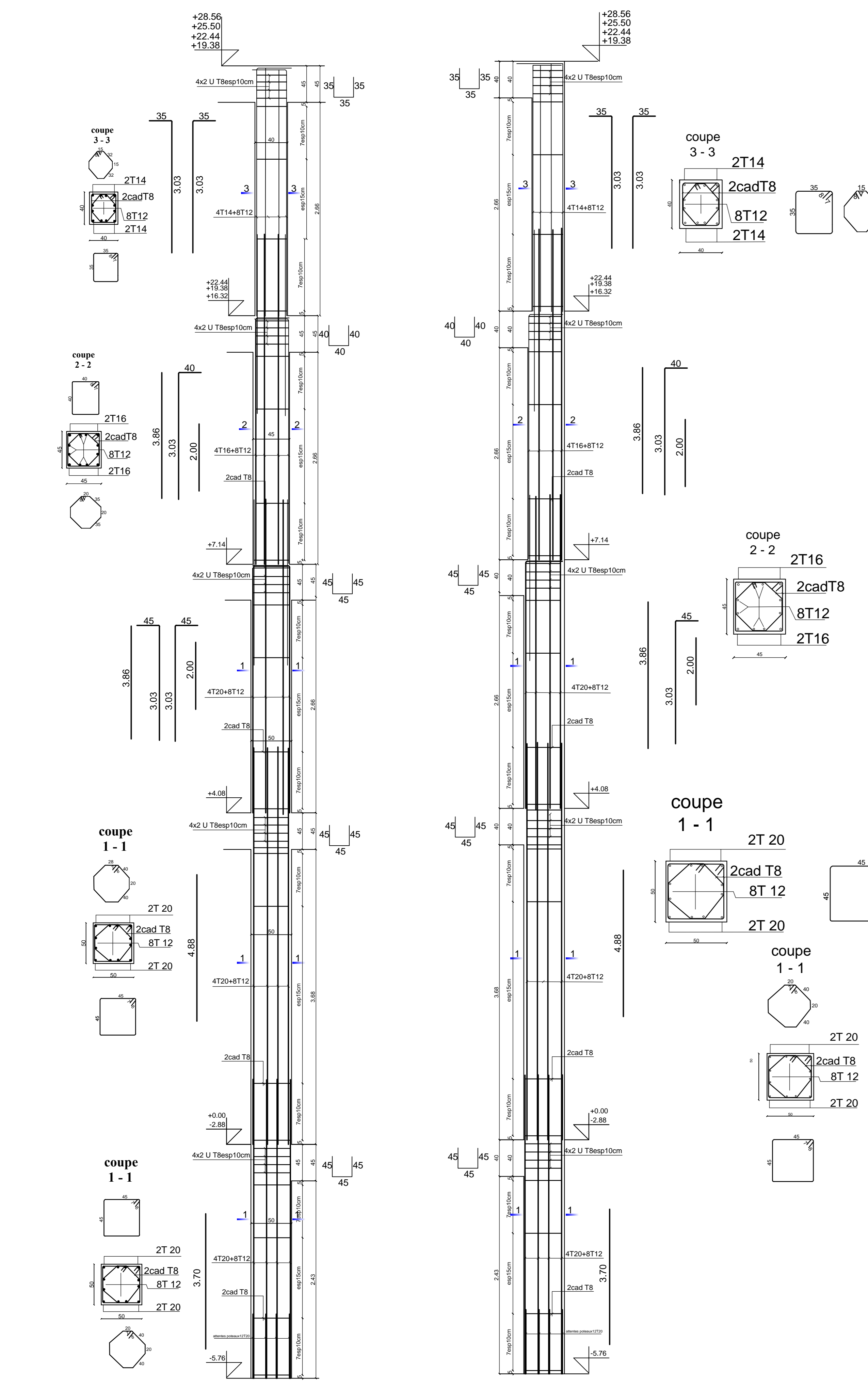
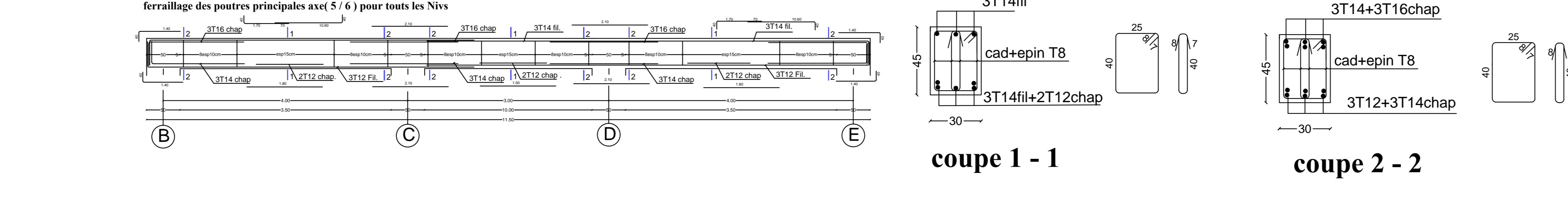
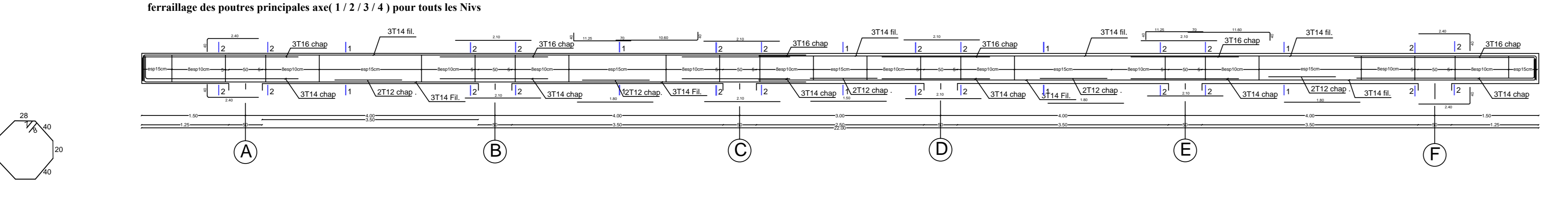
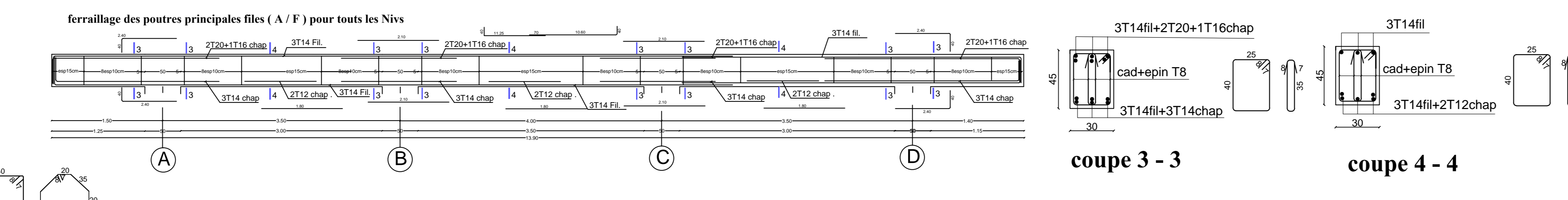
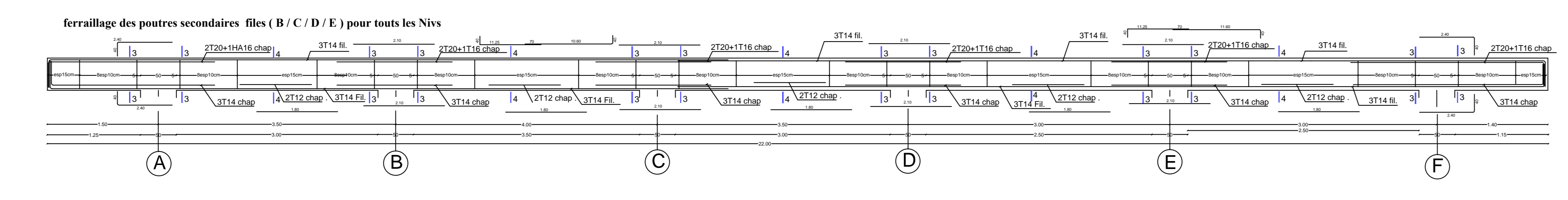
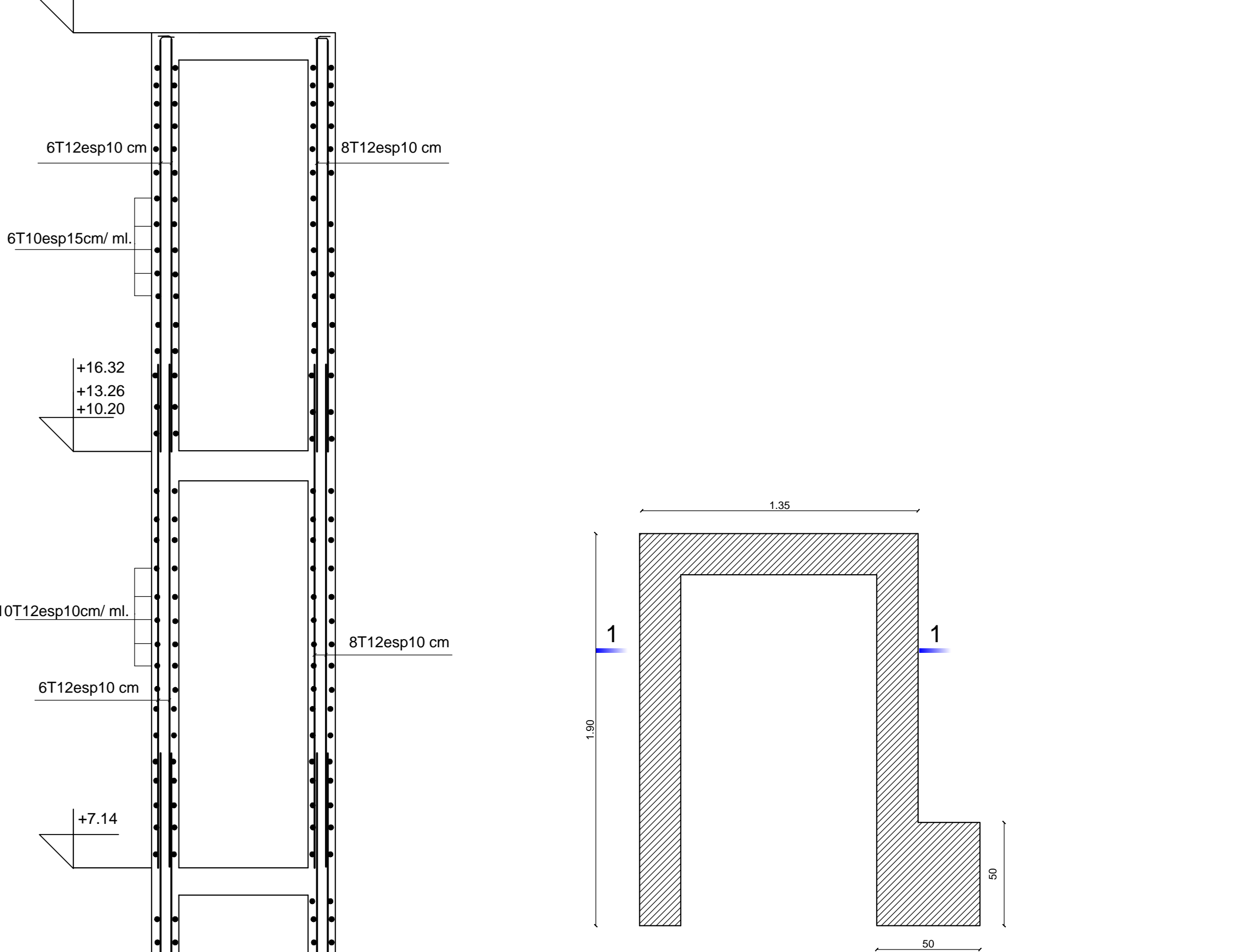
coffrage ferrailage des Voiles 4.00m



coffrage ferrailage des Voiles 1.00 m (VT2-VT5)



coffrage ferrailage des Voiles de L' ASC (VT3-VT4)



coffrages et ferrailage des Poteaux

conclusion

Ce projet, fut tout d'abord une très bonne expérience avant le début de la vie professionnelle.

En effet, celui-ci nous a permis de progresser dans la maîtrise des méthodes de travail d'un ingénieur et de s'approfondir dans des multiples notions et règlement du génie civil tels que le Règlement Parasismique Algérien, le BAEL et des divers Documents Techniques Règlementaires ainsi que leurs applications.

Il nous a également permis de comprendre et d'apprendre l'utilisation de quelques logiciels (ETABS, AOUTOCAD, SOCOTEC...)

Même si le travail effectué lors de ce projet de fin d'études n'a pas, dans l'absolu, répondu à toutes les questions que nous nous sommes posés, il nous a néanmoins permis de sentir la responsabilité d'un ingénieur en génie civil et donc se donner à fond pour assumer cette responsabilité.

Espérons que ce modeste travail va être d'un grand apport pour les prochaines promotions car c'est par la mise en commun des connaissances et de l'avance. Expériences que l'on avance

Liste des figures

Chapitre I:

- Figure I-1: principaux terme relatifs à un escalier.....3
- Figure I-2-: Diagramme de calcul contrainte-déformation du béton à l'ELU.....9
- Figure I-3- : diagramme de calcul contrainte-déformation du béton à l'ELS.....9
- Figure I-4- Diagramme contraintes déformations de l'acier12

Chapitre II :

- Figure II-1: Schéma descriptif d'un plancher.....16
- Figure II-2 : Vue en 3D d'un voile..... 20
- Figure II-3 : dimensionnement des voiles..... 21
- Figure II-4 : schéma des escaliers.....22
- Figure II-6 : coupe terrasse inaccessible.....25
- Figure II-7 : Eléments constituant des planchers d'étage courant.....26
- Figure II-8 : coupe de plancher en dalle pleine.....26
- Figure II-9 : Coupe verticale d'un mur extérieur.....27
- Figure II-10 : coupe verticale de l'acrotère.....27

Chapitre III :

- Figure III-1-1 : Coupe verticale de l'acrotère.....36
- Figure III-1-2 : Schéma statique.....37
- Figure III-1-3 : Schéma statique de la section de l'acrotère.....37
- Figure III-1-4 : Schéma statique des distances.....38
- Figure III-1-5 : Schéma ferrailage de L'acrotère.....41
- Figure III-1-6 : Ferrailage de l'acrotère.....41

Figure III-2-1 : Coupe transversale d'un plancher en corps creux.....	42
Figure III-2-2: Ferrailage de la dalle de compression avec un treillis soudé (15×15) cm...	43
Figure III-2-3 : Diagramme des moments.....	44
Figure III-2-4 : Schéma statique.....	45
Figure III-2-5 : Diagrammes des moments.....	46
Figure III-2-6 : Ferrailage de la poutrelle.....	58
Figure III-3-1 : Schéma statique du balcon.....	59
Figure III-3-2 : Ferrailage du balcon.....	65
Figure III-4-1 : Coupe transversal de la poutre.....	66
Figure III-4-2 : Diagramme des efforts internes à L'ELU.....	67
Figure III-4-3 : Diagramme des efforts internes à L'ELS.....	71
Figure III-4-4 : Ferrailage de la poutre chainage.....	75
Figure III-5-1 : Coupe verticale de l'escalier.....	75
Figure III-5-2 : Le schéma statique d'escalier	76
Figure III-5-3 : diagramme des efforts à l'ELU	79
Figure III-5-4 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU...82	
Figure III-5-5 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS...88	
Figure III-6-1 : Schéma statique de la poutre palière l' ELU.....	93
Figure III-6-2 : - Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELU..94	
Figure III-6-3 : Schéma statique de la poutre palière l'ELS.....	97
Figure III-6-4 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELS.....98	
Figure III-6-5 : ferrailage de la poutre palier.....	100
Figure III-6-6 : coupe A-A.....	100
Figure III-7-1: Schéma de la cage d'ascenseur.....	101
Figure III-7-2: Influence de la charge concentrée « p » au niveau du feuillet moyen de la dalle de la salle machine.....	102

Chapitre IV :

Figure du IV 1 à IV30 mode de fonction ETBS	110-127
---	---------

Chapitre V:

Figure V-1 : Vérification des déplacements selon Ex.....	133
--	-----

Figure V-2 : Vérification des déplacements selon Ey.....	134
--	-----

Chapitre VI:

Figure VI-2-1-a: schéma de ferrailage de la poutre principale en travée (Etage commerce et habitation).....	87
---	----

Figure VI-2-1-b: schéma de ferrailage de la poutre principale aux appuis (Etage commerce et habitation).....	88
--	----

Figure VI-2-2-a: schéma de ferrailage de la poutre secondaire en travée (Etage commerce et habitation).....	89
---	----

Figure VI-2-2-b: schéma de ferrailage de la poutre secondaire aux appuis (Etage commerce et habitation).....	89
--	----

Chapitre VII:

Figure VII-11 diagramme des contraintes du voile VT1;VT2.....	105
---	-----

Figure VII-12-a diagramme des contraintes du voile VL1;VL2	108
--	-----

Figure VII-12-b diagramme des contraintes du voile VL1;VL2	110
--	-----

Figure VII-12-c ferrailage du voile VT1;VT2	115
---	-----

Figure VII-12-d ferrailage du voile VL1;VL2	115
---	-----

Figure VII-12-e Ferrailage des voiles VL1;VL2 pour les autres étage.....	115
--	-----

Chapitre IX:

Figure IX-1: Le chargement à l'ELU.....	200
---	-----

Figure IX-2 : Diagramme des moments fléchissant (ELU).....	200
--	-----

Figure IX -3: Diagramme des efforts tranchants (ELU).....	200
---	-----

Figure IX-4: Le chargement à l'ELS.....	201
---	-----

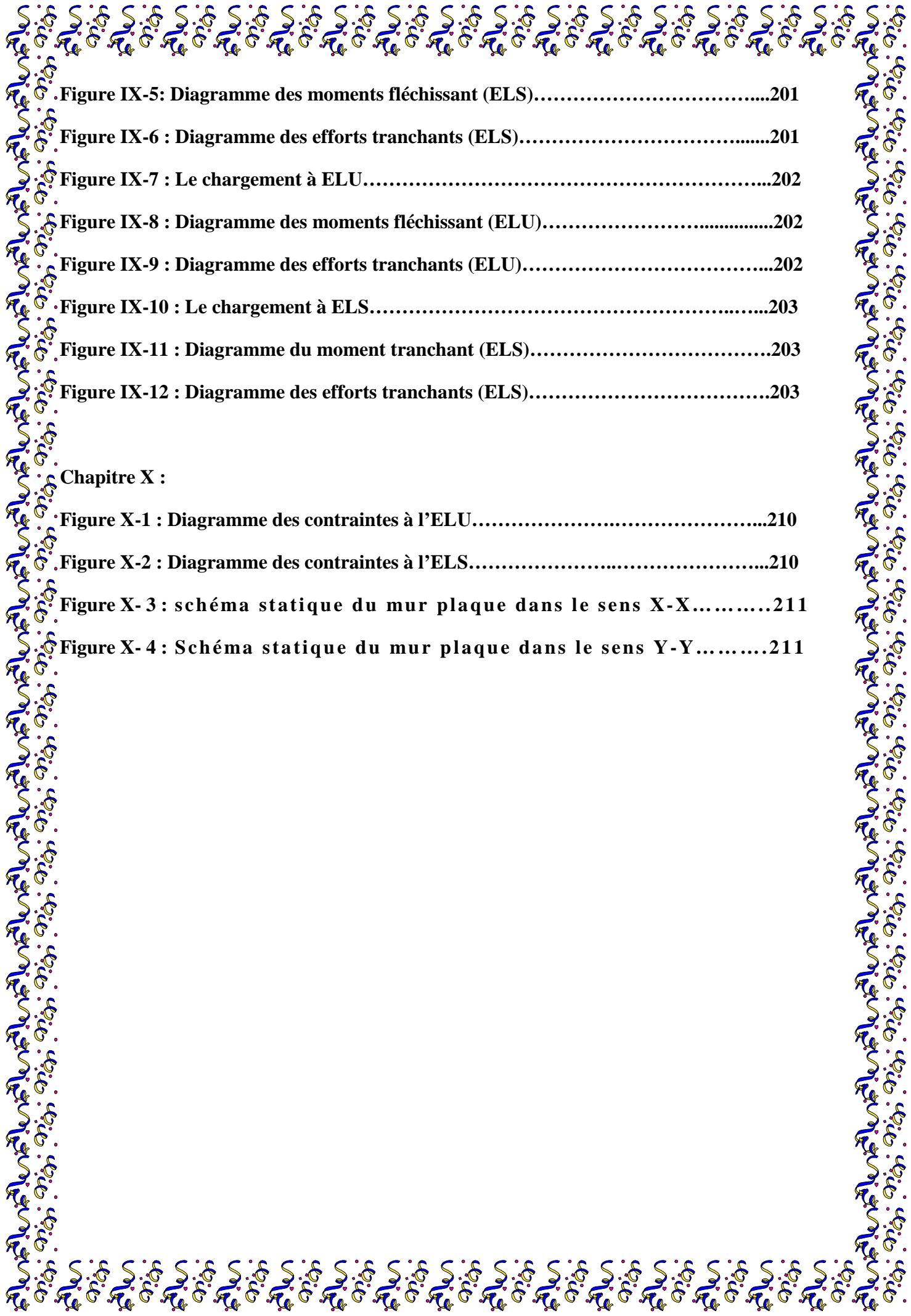


Figure IX-5: Diagramme des moments fléchissant (ELS).....201

Figure IX-6 : Diagramme des efforts tranchants (ELS).....201

Figure IX-7 : Le chargement à ELU.....202

Figure IX-8 : Diagramme des moments fléchissant (ELU).....202

Figure IX-9 : Diagramme des efforts tranchants (ELU).....202

Figure IX-10 : Le chargement à ELS.....203

Figure IX-11 : Diagramme du moment tranchant (ELS).....203

Figure IX-12 : Diagramme des efforts tranchants (ELS).....203

Chapitre X :

Figure X-1 : Diagramme des contraintes à l'ELU.....210

Figure X-2 : Diagramme des contraintes à l'ELS.....210

Figure X- 3 : schéma statique du mur plaque dans le sens X-X.....211

Figure X- 4 : Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y.....211

liste des tableaux

Chapitre I:

Tableau I-1 : valeurs des contraintes admissible de l'acier	10
---	----

Chapitre II:

Tableau II-1 : vérification des conditions exigées par le RPA.....	20
Tableau-II-2 : charges revenant au plancher terrasse inaccessible.....	25
Tableau II-3 : Charges revenant au Plancher étage courants.....	26
Tableau II-4 : Charges revenant à la Dalle plaine.....	26
Tableau II-5 : Charges revenant aux murs extérieurs.....	27
Tableau II-6 : Coefficients de dégression des surcharges en fonction des niveaux.....	30
Tableau II-7 : Résumé des section obtenue par la descente de charges.....	32

Chapitre V :

Tableau V-1 : Vérification de la résultante des forces sismiques.....	131
Tableau V-2 : Déplacements relatifs sous l'action E_x et E_y	132
Tableau V- 3 : Excentricité suivant x-x.....	136
Tableau V-4 : Excentricité suivant y-y.....	136
Tableau V-5 : justification Vis-à-vis De l'effet P- Δ dans les deux Sens.....	137

Chapitre VI:

Tableau VI-1 : caractéristiques mécaniques des matériaux.....	139
---	-----

Tableau VI-2 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA.....	140
Tableau VI-3 : calcul des armatures en la situation durable.....	144
Tableau VI-4 : calcul des armatures en la situation accidentelle.....	145
Tableau VI-5 : calcul des armatures en la situation accidentelle.....	146
Tableau VI-6 : Choix des armatures longitudinales.....	147
Tableau VI-7 : résumé des résultats de calculs	151
Tableau VI-8 : condition de non fragilité sens x-x.....	151
Tableau VI-9 : condition de non fragilité sens y-y.....	152

Chapitre VII :

Tableau VII-1 : caractéristique des matériaux selon la situation	155
Tableau VII-2 : ferrailage de la poutre principale en travée	158
Tableau VII-3 : ferrailage de la poutre principale aux appuis sous le moment négatif...159	
Tableau VII-4: ferrailage de la poutre principale aux appuis sous le moment positif....160	
Tableau VII-5 : ferrailage de la poutre secondaire en travée.....	161
Tableau VII-6: ferrailage de la poutre secondaire aux appuis sous le moment négatif...162	
Tableau VII-7 : ferrailage de la poutre secondaire aux appuis sous le moment positif....163	
Tableau VII-8 : Vérification du ferrailage des poutres principales à l'ELS.....	169
Tableau VII-9 : Vérification du ferrailage des poutres secondaires à l'ELS.....	170
Tableau VII-10 : Vérification de la flèche dans les poutres principale.....	172
Tableau VII-11 : Vérification de la flèche dans les poutres secondaires.....	173
Tableau VII-12 : réduplicatif de ferrailages des poutres.....	174

Chapitre VIII :

Tableau VIII-1 : Ferrailage des voiles VT1 ; VT6.....	180
Tableau VIII-2 : Ferrailage de voile VT4.....	181
Tableau VIII-3 : Ferrailage de voile VT3	182

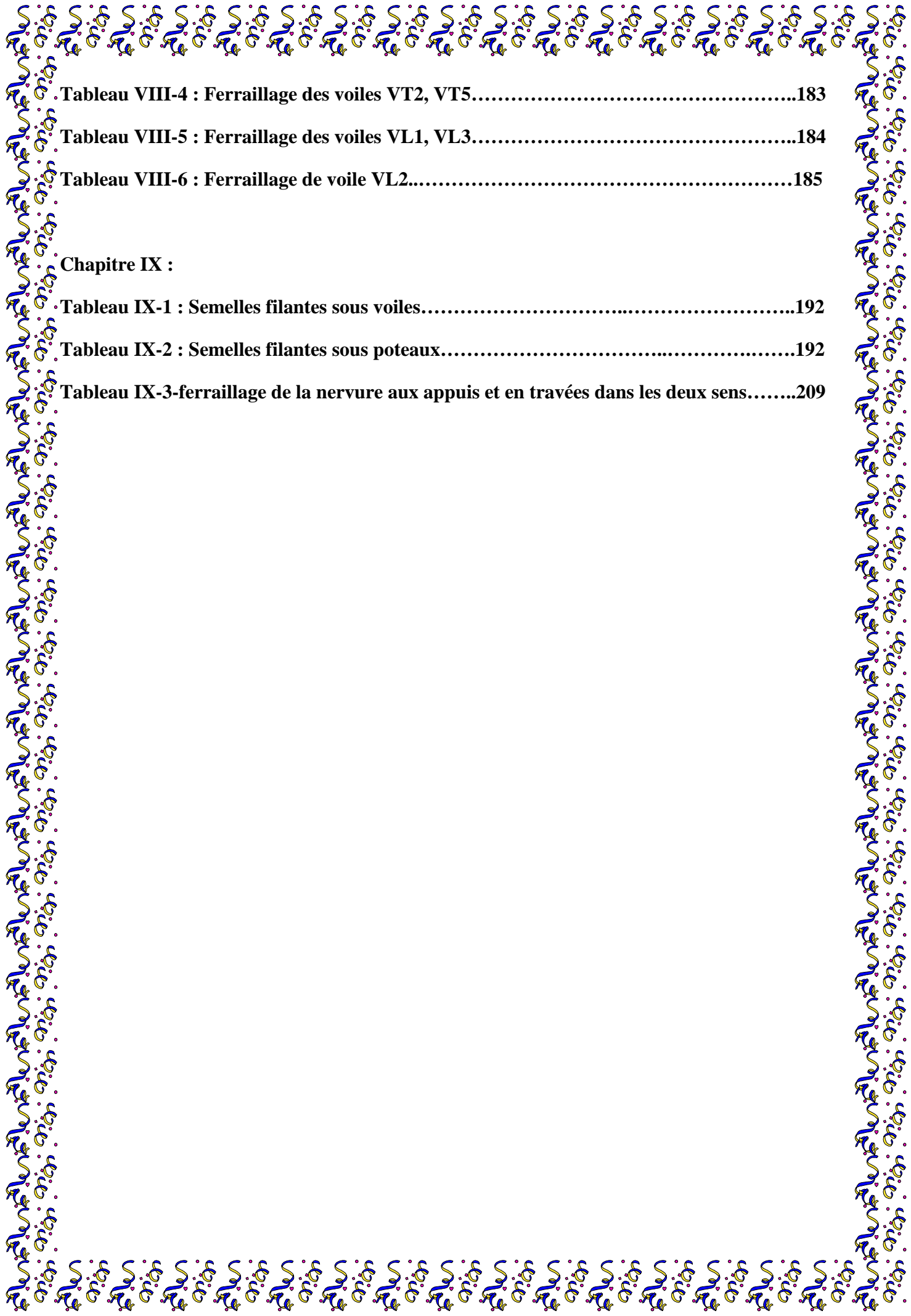


Tableau VIII-4 : Ferrailage des voiles VT2, VT5.....183

Tableau VIII-5 : Ferrailage des voiles VL1, VL3.....184

Tableau VIII-6 : Ferrailage de voile VL2.....185

Chapitre IX :

Tableau IX-1 : Semelles filantes sous voiles.....192

Tableau IX-2 : Semelles filantes sous poteaux.....192

Tableau IX-3-ferrailage de la nervure aux appuis et en travées dans les deux sens.....209