

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'études

En Vue d'Obtention du Diplôme Master en Génie Civil.

OPTION: Constructions Civiles et Industrielles

THEME

*Etude d'une structure en béton armé (R+8 étages) à
usage d'habitation et commercial contreventé par
voiles*

avec l'application de Logiciel ETABS(9.7.0)

Dirigé par : M^r MANSOURIA

Étudié par: M^r BOUINDOUR Nafaa

M^r TESBIA Farid

Promotion : 2019/2020

Remerciement

Nous tenons à remercier ALLAH, le tout puissant, pour nous avoir accordé la santé, le courage, la patience et la volonté jusqu'à l'aboutissement de nos études, et l'accomplissement de ce modeste travail.

Nous exprimons nos sincères remerciements :

*A notre cher promoteur **Mr MANSOURI** pour sa disponibilité permanente, ses orientations, son savoir, son soutien et son guide durant toute la période de la réalisation de notre travail.*

*A notre architecte **M^r IKHERBANE** pour son aide, ses orientations et nombreuses interventions qui ont permis l'aboutissement de ce travail.*

Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail en acceptant de l'examiner et de l'enrichir par leurs propositions.

A tous ceux qui ont aidés de près ou de loin dans la réalisation de ce projet de fin d'étude.

Merci à tous



Dédicaces

C'est avec les sentiments les plus profonds de mon cœur que

Je dédie ce modeste travail à :

*A ma très chère mère, ma source de tendresse et l'exemple de dévouement qui n'a pas cessé
de m'encouragé et de prier pour moi.*

*A mon père, rien au monde ne vaut les efforts fournis jour et nuit pour mon éducation et mon
bien être.*

A mes très chers frères

A mes très chers sœurs

*A tous mes amis et mes collègues spécialement(ZINA ,
MOHAND ,FERHAT ,MOHAND ,KARIM).*

A mon binôme FARID

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans la réussite de ce projet

NAFAA



Dédicaces

C'est avec les sentiments les plus profonds de mon cœur que

Je dédie ce modeste travail à :

*A ma très chère mère, ma source de tendresse et l'exemple de dévouement qui n'a pas cessé
de m'encouragé et de prier pour moi.*

*A mon père, rien au monde ne vaut les efforts fournis jour et nuit pour mon éducation et mon
bien être.*

A mes très chers frères et a toute ma famille.

*A tous mes amis et mes collègues spécialement (KARIM, FATEH, AMAR, REZKI, JUGURTA
et NASSIM).*

A mon binôme NAFAA

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans la réussite de ce projet

FARID

SOMMAIRE

Chapitre I : Introduction et caractéristique des matériaux01

Chapitre II : pré-dimensionnement des éléments

Pré-dimensionnement :

Pré-dimensionnement des planchers14

Pré-dimensionnement des poutres16

Pré-dimensionnement des voiles19

Pré-dimensionnement des poteaux20

Détermination des charges et surcharges21

Chapitre III : calculs des éléments

III 1 Acrotère 33

III 2 Planché43

III 3 Balcons.....69

III 4 Salle machine75

III 5 Escalier 87

III 6 Poutre palière100

Chapitre IV : modélisation et vérification selon les exigences de RPA

Modélisation108

Vérification120

Chapitre V : ferrailage des éléments

Ferrailage des poutres134

Ferrailage des poteaux 155

Ferrailage des voiles176

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Etude des fondations.....197

Chapitre VII : Plaque mur

Plaque mur225

Conclusion

Bibliographie

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	page
Tableau I-1 : Contrainte limite ultime des aciers.....	10
Tableau I-2: Contrainte limite ultime des aciers.....	11
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments	
Tableau II.1: Pré – dimensionnement des poutres	18
Tableau II-2 : Valeur de la charge permanente du plancher terrasse	22
Tableau II-3 : Valeur de la charge permanente du plancher étage courant.....	23
Tableau II-4 : Valeur de la charge permanente de la dalle pleine.....	24
Tableau II-5 : Valeur de la charge permanente du mur extérieur.....	24
Tableau II-6 : Valeur de la charge permanente du mur intérieur.....	25
Tableau II-7 : Valeur des charges d'exploitations.....	26
Tableau II.8: Pré – dimensionnement des poteaux	29
Tableau II.9 : Vérification des sections selon RPA.....	30
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires	
Tableau III.3.1 Charges permanentes revenant à la console	69
Tableau III.3.2 Charges concentres revenant à la console	70
Tableau-III-5.1 Charges permanentes revenant sur le paillasse	89
Tableau-III-5.2 Charges permanentes revenant sur le palier	90
Chapitre IV : Modélisation et vérification des exigences du RPA	
Tab IV.1- Valeurs de pénalités P_q	126
Tableau IV.2 Récapitulatifs des valeurs de A , D, R, T et W_t -	127
Tab IV.3- Déplacements relatifs selon l'action $E_x E_y$	129
Tab IV.4- Vérification de l'excentricité	131
Tab IV.5- justification Vis-à-vis De l'effet $P-\Delta$ dans les deux Sens.....	133
Chapitre V : Ferrailage des éléments :	
V-I : Ferrailage des poutres	
Tableau V-I-1 sollicitations dans les poutres principales	137
Tableau V-I-2 sollicitations dans les poutres secondaires	138
Tableau V-I-3 : caractéristique des situations des calculs	140
Tableau V-I-4: ferrailage des poutres principales	143
Tableau V-I-5: ferrailage des poutres secondaires	144
Tableau V-I-6: Vérification des poutres à l'ELS.....	151

Tableau V-I-7: Récapitulatif de ferrailage des poutres.....	153
---	-----

V-II : Ferrailage des poteaux

Tableau V -II-1 : Calcul des armatures longitudinal	160
Tableau V -II.2: Détermination des armatures transversales.....	164
Tableau V -II.3 : Calcul des contraintes	170
Tableau V -II.4 : Vérification de la condition de non fragilité.....	173

V-III : Ferrailage des voiles

Tableau V-III-1 : Ferrailage des voiles VL1.....	187
Tableau V-III-2 : Ferrailage des voiles VL2.....	189
Tableau V-III-3 : Ferrailage des voiles VL3.....	191
Tableau V-III-4: ferrailage des voiles VT1.....	193
Tableau V-III-5: ferrailage des voiles VT1.....	195

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure :

Tableau VI-1 : surface d'une semelle filante sous voile sens transversale	198
Tableau VI-2 : surface d'une semelle filante sous voile sens longitudinal	199
Tableau VI-3 : surface d'une semelle filante sous poteaux	200
Tableau VI-4 : vérification de la contrainte sens X-X.....	220
Tableau VI-5 : vérification de la contrainte sens Y-Y.....	222
Tableau VI-6 : Ferrailage de radier général	224

Chapitre VII : Etude du mur plaque

Tableau VII-1: Ferrailage du mur plaque.....	230
Tableau VII-2 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	233

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	page
Fig.I.1 : Diagramme des contraintes déformations du béton (ELU)	9
Fig I.2 : Diagramme contrainte-déformation (ELS)	9
Fig-I-3 : Diagramme des contraintes- déformations des aciers(ELS)	13
Chapitre II : Prédimensionnement des éléments	
Figure II-1: Dalle en corps creux.	14
Figure II.2 : Coupes de voiles	19
FigII-3 : Coupe verticale du plancher terrasse.....	22
FigII-4 : Coupe verticale du plancher courant.....	23
FigII-5 : Coupe verticale de la dalle pleine.....	24
FigII-6 : Coupe verticale d'un mur extérieur.....	25
FigII-7 : coupe verticale de l'acrotère	25
FigII-8 : surface d'influence	26
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires	
FigIII.1.1 : coupe verticale de l'acrotère	33
Fig III.1.2 ferrailage de l'acrotère	42
Fig-III-2.1 Plancher au corp creux.....	43
Fig-III-2.2 ; Ferrailage de la dalle de compression.....	44
Fig- III-2.3 Surface revenant aux poutrelles)	45
Fig III.2.4 Dimension de la section en Té	47
Fig-III-2.5 : Différent types des poutrelles.....	48
FigIII.2.6: diagramme des moments d'une poutre continue.....	50
FigIII.2.7: diagramme des moments d'une poutre continue.....	51

FigIII 2.8 : diagramme de l'effort tranchant à l'ELU	52
FigIII.2.9: diagramme des moments d'une poutre continue.....	53
FigIII.2.10: diagramme des moments d'une poutre continue.....	53
FigIII 2.11 : diagramme de l'effort tranchant à l'ELU	54
FigIII.2.12: diagramme des moments d'une poutre continue.....	54
FigIII.2.13: diagramme des moments d'une poutre continue.....	55
FigIII 2.14 : diagramme de l'effort tranchant à l'ELU	56
Fig III.2.5 Dimension de la section en Té	56
FigIII 2.16 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS	60
FigIII 2.17 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS	61
FigIII 2.18 : diagramme de l'effort tranchant à l'ELS	62
FigIII 2.19 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS	62
FigIII 2.20 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS	63
FigIII 2.21 : diagramme de l'effort tranchant à l'ELS	63
FigIII 2.22 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS	64
FigIII 2.23 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU	65
FigIII 2.24 : diagramme de l'effort tranchant à l'ELU	66
Fig -III-2.25 ferrailage du plancher	68
Fig III-3.1 Schéma statique du balcon	69
Fig III-3-2 : ferrailage de la console	74
Fig-III-4.1 Ferrailage de la salle machine.....	86
Fig-III -5.1 : coupe verticale de l'escalier	87
Fig III-5.2 : Les dimensions de paillasse	89
Fig III-5.3 : Les chargements à l'ELU	90
Fig III-5-4 : diagramme des efforts tranchants à l'ELU	92

Fig III-5.5 : Les chargements à l'ELS	95
Fig III-5-6 : diagramme des efforts tranchants à l'ELS	97
Fig III-6.1 Schéma statique de la poutre palier	101
Fig III-6-2 : diagramme des efforts internes à l'ELU	102
Fig III-6-3 : section de la poutre palier	102
Fig III-6-4 : diagramme des efforts internes à l'ELS	105
Fig III-6-5 : ferrailage de la poutre palier	107

Chapitre IV :modélisation et vérification :

FigIV.1-Géométrie de base.....	109
Fig IV.2-Modification des longueurs de trames suivant X-X et Y-Y	110
Fig IV.3-Introduction des propriétés mécaniques du béton.....	110
Fig IV.4-Dimensionnement des éléments.....	111
Fig IV.5-Dimensionnement de la dalle pleine.....	112
Fig IV.6-Dimensionnement des voiles.....	112
Fig IV.7-définition des charges G et Q.....	113
Fig IV.8-Spectre de réponse.....	113
Fig IV.9-Introduction de spectre réponse.....	114
Fig IV.10-Définition du chargement EX et EY.....	114
Fig IV.11-Introduction des charges.....	115
Fig IV.12-Introduction des combinaisons d'actions.....	116
Fig IV.13-Introduction de la masse source.....	116
Fig IV.14-Définition des diaphragmes.....	117
Fig IV.15-Encastremets des appuis.....	117
Fig IV.16-Introduction de nombre de mode.....	118

Fig IV.17 – Modèle de la structure en 3D.....	119
Fig IV.18 – Modèle de la structure en plan.....	119
Fig IV.19 – Justification de la période et la masse participante.....	122
Fig IV.20 – Déplacement max selon y-y.....	130
Fig IV.21 – Déplacement max selon x-x.....	130
Chapitre V : Ferrailage des éléments :	
V-I : Ferrailage des poutres :	
Fig V-I.1- section simplement armée.....	139
Fig V-I.2- section doublement armée.....	140
Figure. V-I-3 : Diagramme des moments de flexion.....	141
Figure. V-I-4 Diagramme des efforts tranchants.....	147
Figure V-I-5 : vérification de la flèche sens x-x.....	152
Figure V-I-6 : vérification de la flèche sens y-y.....	152
V-II : Ferrailage des poteaux :	
Fig V-II.1- section entièrement tendue.....	156
Fig V-II.2- section partiellement comprimée	157
Fig V-II.3- section entièrement comprimée	159
Fig V-II.4- section partiellement comprimée	166
Fig V-II.5- section homogénéisée de béton	168
Fig V-II.6- Coupe transversale de ferrailage des poteaux	175
V-III : Ferrailage des voiles :	
Fig V-III-1) Disposition des voiles.....	177
Fig V-III-2 Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	182

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Figure. VI-1 : Diagramme des contraintes.....	206
Figure. VI-2 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.....	209
Figure : VI.3 Schéma statique de débord.....	216
Figure VI-4.a : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens x-x.....	217
Figure VI-4.b: Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens x-x.....	217
Figure VI-5.: Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens x-x.....	219
Figure VI-5.a : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens y-y.....	220
Figure VI-5.b: Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens y-y.....	220
Figure VI-6.: Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens y-y.....	222

Chapitre VII : Etude du mur plaque

Figure VII-1 : Schéma statique du mur plaque.....	226
Fig VII-2: Diagramme des contraintes à l'ELU et a l'ELS.....	227
Figure VII-3 : Schéma statique du ferraiillage de mur plaque.....	229

Introduction

Notre projet de fin d'étude consiste à l'étude d'un bâtiment (RDC+8étages) à usage d'habitation et commercial contreventé par voiles en béton armé.

Pour cela nos calculs seront conformes aux Règles Parasismiques Algériennes (RPA99 version 2003) et les règles de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant les méthodes des états limites (BAEL91 modifié 99) afin d'assurer au mieux la stabilité de la structure ainsi la sécurité des usagers ,empêcher la rupture brutale et l'effondrement de la structure.

L'Algérie présente une vulnérabilité élevée au séisme, l'implantation d'un ouvrage quelconque nécessite de prendre en compte plusieurs paramètres (degré de sismicité, qualité de sol, forme de la structure, le type de contreventement à choisir...). Face au risque de tremblement de terre et à l'impossibilité de le prévoir, la seule solution valable et efficace reste la construction parasismique pour les bâtiments.

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de la terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique mais aussi par la rigidité de la structure.

Dans notre projet la longueur de la structure et sa largeur sont presque égaux , ce qui engendre un équilibre de rigidité d'un axe à autre ainsi que la présence des ouvertures en deux cotés de la structure sur les plans d'architecture nous mettra en difficulté afin de trouver une disposition optimale des voiles.

Compte tenu de toutes ces exigences de réglementations et respectant les plans d'architectures de la structure, les chapitres suivants montrent les procédures à suivre pour le calcul de chaque éléments de la structure ainsi les solutions adoptés face aux différentes difficultés.

Introduction :

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale du bâtiment à savoir :

- Les caractéristiques géométriques (longueur, largeur, et hauteur totale du bâtiment).
- Les éléments constructifs :(éléments structuraux : poutres, poteaux, voiles...etc et non structuraux)
- Les caractéristiques des matériaux composants le bâtiment.

Le calcul des éléments est basé sur des règlements et des méthodes connues (RPA 99 modifier 2003, BAEL91 modifiée 99, CBA et DTR – BC – 22) en fonction du type des matériaux utilisés, de leurs démentions et caractéristiques.

I.1.Présentation De L'ouvrage :

Notre projet consiste à étudier et calculer les éléments résistants d'un bâtiment en RDC+8 étage à usage d'habitation et commerce. Cet ouvrage est implanté à Tizi-Ouzou classé selon le règlement parasismique algérien RPA 99 (version 2003) comme étant une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Cet ouvrage est composé :

- 08 étages à usage d'habitation.
- Une terrasse inaccessible.
- RDC commerce.
- 01 cage d'escalier.
- 01 cage d'ascenseur.

I.2. Caractéristiques géométriques:

Notre bâtiment a pour dimensions :

• En plan :

Longueur totale du bâtiment: $L = 16.65 \text{ m}$

Largeur totale du bâtiment : $L = 16.40 \text{ m}$

- **En élévation:**

Hauteur de rez-de-chaussée commerce : $H_{RDC}=4.50m$

Hauteur d'étage courant : $H_C=3.06m$

Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) : $H_{(total)} = 28.98 m$

I.3.: Eléments constitutifs de l'ouvrage:

I.3.1: Ossatures :

D'après le RPA 99 (modifier 2003) toute structure dépassant 14 m en zone IIa est une ossature composé de :

- **Contreventement par portique** : 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 verticaux (voiles) en béton armé assurant la

stabilité sous l'action des charges horizontales et reprendre une partie des charges verticales (au plus 20%) et les transmettre aux fondations.

I.3.2: Planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages d'un bâtiment et supportant les revêtements et les surcharges, assurant deux fonctions principales:

- **Fonction de résistance mécanique** : supporte le poids propre et transmet aux éléments porteurs de la

structure (poteaux et voile).

- **Fonction d'isolation** : thermiques et acoustiques.

Dans notre cas on a des planchers en corps creux et en dalle pleine et le plancher terrasse comportera

un complexe d'étanchéité et une forme de pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales

I.3.3: Les consoles :

Sont des plates-formes entourées d'une balustrade ou d'un garde-corps, en saillie sur une façade, ils communiquent avec l'intérieur par des baies.

I.3.4: Escaliers :

Les escaliers permettant le déplacement entre les différents niveaux constitué par une série de marches et contre marches il est composé d'un palier et d'une paillasse, réalisés en béton assurant la circulation sur toute la hauteur du bâtiment .Dans notre ouvrage, il y a une cage d'escalier en béton armé.

I.3.5: Cage d'ascenseur :

Notre bâtiment sera muni d'une cage d'ascenseur.

I.3.6: Maçonnerie :

Deux types de murs se présentent dans notre structure :

- Murs extérieurs : réalisés en double cloisons de brique creuse de 10 cm d'épaisseur séparées par une lame d'air de 5 cm.
- Murs de séparation intérieurs : réalisés en simple cloison de brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

I.3.7: Revêtements :

Les revêtements utilisés sont :

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

I.3.8: Système de coffrage :

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles pour réduire les opérations manuelles et le temps d'exécution.

Quant aux portiques, on opte pour un coffrage classique en bois.

I.3.8: Acrotère :

C'est un élément en béton armé réalisé la périphérie du plancher terrasse il joue un rôle de sécurité et de garde de corps dont la hauteur est de 60 cm, il a pour but de permettre un bon façonnement de l'étanchéité.

I.3.9 Terrasse inaccessible :

Notre bâtiment sera muni d'une terrasse inaccessible compose de :

- Forme de pente de 3% pour faciliter l'écoulement des eaux.
- Revêtement d'étanchéité.
- Protection lourde (gravier roulé).

I.3.10 Fondation :

C'est un élément qui est situé à la base de la structure son rôle est de la transmission des charges et les surcharges au sol est le choix de type de fondation dépend de la nature du sol. On distingue trois types : fondation superficielle, profonde et semi profonde.

I.3.11 Etude de sol :

L'étude géotechnique du site a donné une contrainte admissible de 2 bars.

I.4. Caractéristiques mécaniques de matériaux :

Le béton et l'acier utilisés dans la construction du présent ouvrage seront choisis conformément aux règles (**BAEL 91**) et aux règles parasismiques algériennes (**RPA 99**) **modifié en 2003**.

I.4.1. Le béton :

Le béton est un mélange optimal de :

- liant (ciments artificiels).
- granulats (sables, gravillons, graviers...).
- eau de gâchage.
- éventuellement des adjuvants (entraîneur d'air, plastifiant, hydrofuge,...).

Il sera dosé à 350 kg /M³ de ciment portland artificiel (CPA).

Le béton présente des résistances à la compression assez élevées ; de l'ordre de 25 à 40 MPA mais faible à la traction ; de l'ordre 1/10 de sa résistance en compression. de plus, le béton de ciment à un comportement fragile.

Le béton est défini du point de vu mécanique par sa :

»Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge noté f_{c28} .

La résistance à la compression varie avec l'âge du béton, pour $j \leq 28$ jours, elle est calculée comme suit :

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

(BAEL91/A.2.1,11)

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

Dans les calculs de notre ouvrage, nous adopterons une valeur de $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$.

»Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique du béton à la traction à j jours ; noté f_{tj} ; est donnée conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6+0,06 \times f_{cj} \quad \rightarrow \quad \text{BEAEL91/A.2.1,12}$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25\text{MPA} \rightarrow f_{t28} = 2,1\text{MPA}$

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60 \text{ MPA}$.

»Module de déformation longitudinal du béton :**• Module de déformation longitudinal instantanée du béton :**

Il est utilisé pour les calculs sous chargement vertical de durée inférieure à 24 heures

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{ART A. 2.1, 21BAEL 91})$$

Pour $f_{c28} = 25$ MPA ; on a : $E_{i28} = 32164.2$ MPA

• Module de déformation longitudinal différé du béton :

Il est utilisé pour les chargements de longue durée, on utilise le module différé qui prend en compte les déformations du fluage du béton.

Le module de Young du béton dépend de sa résistance caractéristique à la compression, nous prenons un module égal à :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{ART A.2.1, 22BAEL91})$$

Pour notre cas, $f_{c28} = 25$ [MPA] $E_{v28} = 10819$ [MPA].

»Module de déformation transversale :

Noté G, il caractérise la déformation du matériau sous l'effet de l'effort tranchant. Il est donné par la relation suivante :

$$G = E/2 (1+\nu) \text{ MPA} \quad (\text{ART .A.2.1.3/BAEL91 modifié99})$$

Avec : E : module de Young

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

• Coefficient de poisson :

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et longitudinale.

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

$\Delta d/d$: déformation relative transversale

$\Delta L /L$: déformation relative longitudinale

Il est pris égal à :

- $\nu = 0$ à l'ELU, pour le calcul des sollicitations. (**ART A. 2.1. 3, BAEL 91**)
- $\nu = 0.2$ à l'ELS, pour le calcul des déformations. (**ART A. 2.1. 3, BAEL 91**)

»Fluage du béton :

C'est le phénomène de déformation dans le temps sous une charge fixe constamment appliquée.

Cette déformation différée est égale au double de la déformation instantanée.

Le fluage varie sur tout avec la contrainte moyenne permanente imposée au matériau.

»Phénomène du retrait :

C'est la diminution de longueur d'un élément de béton, il est dû notamment:

- **au retrait avant prise** : c'est une évaporation d'une partie de l'eau que contient le béton ;

- **retrait thermique** : dû au retour de béton à la température ambiante après

Dissipation de la chaleur de la prise de prise du béton ;

- **retrait hydraulique** : dû à une diminution de volume résultant de

L'hydratation et du durcissement de la pâte de ciment.

»Dilatation thermique :

Le coefficient de dilatation thermique du béton est évalué à 1×10^{-5} , pour une variation de ± 20 °C on obtient $\Delta L = \pm 2\% \times L$.

Une variation de température peut entraîner des contraintes internes de traction qui engendrent une dilatation.

Pour éviter des dommages structuraux dus à ce phénomène, on place régulièrement aux éléments ou bâtiments de grandes dimensions des joints de dilatation espacés de 25 à 50 m selon la région.

»Etat limite de contrainte de béton :

Tous les calculs qui vont suivre au cours de cette étude seront basés sur la théorie des états limites.

Un état limite est un état au-delà duquel une structure ou un de ses éléments constitutifs cesseront de remplir les fonctions pour lesquelles ils sont conçus.

On les a donc classés en état limite ultime (ELU) et état limite de service(ELS).

a) les états limites ultimes (E.L.U) :

Sont associés à l'effondrement de la bâtisse. Cet état de ruine de la structure peut mettre en danger la sécurité de la population.

La valeur de calcul de la résistance à la compression du béton est donné par :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad (\text{Art.A4.3.41, BAEL 91 modifié99})$$

γ_b : Coefficient de sécurité $\gamma_b = 1.5$ A situation courante,

$\gamma_b = 1.15$ A situation accidentelle.

θ : Coefficient de durée d'application des actions considérées

$\theta=1$: si la durée d'application est $>24h$,

$\theta=0.9$: si la durée d'application est entre 1h et 24h,

$\theta=0.85$: si la durée d'application est $< 1h$,

▪ Pour $\gamma_b = 1.5$ et $\theta=1$, on aura $f_{bu} = 14.2$ [MPa]

▪ Pour $\gamma_b = 1.15$ et $\theta=1$, on aura $f_{bu} = 18.48$ [MPa]

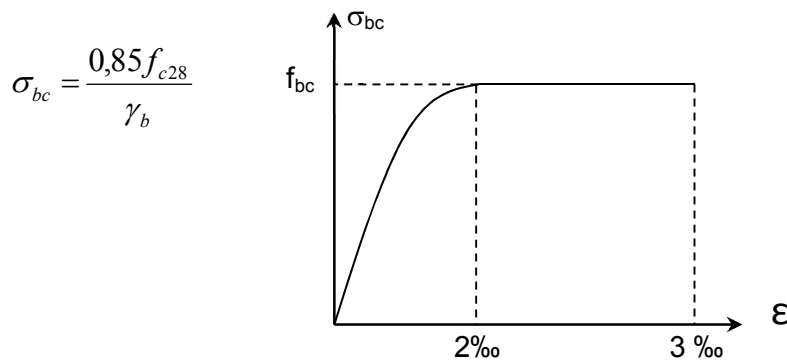


Figure I-1 : Diagramme contrainte - déformation du béton a ELU.

b) les états limites de services (E.L.S) :

Ils correspondent aux états au-delà desquels les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration ne sont plus satisfaites. La contrainte admissible du béton à la compression est donnée par :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28MPa} \quad \text{Art (A.4.5, 2 BAEL 91)}$$

Pour : $f_{c28}=25MPa \rightarrow \sigma_b = 15MPa$ a l'ELS.

La contrainte de cisaillement ultime :

$$u_{\square} = \min \left\{ \frac{0,2x f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right\} \rightarrow \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$u_{\square} = \min \left\{ \frac{0,15x f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa \right\} \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable}$$

- la masse volumique du béton est égale à 25KN/m³

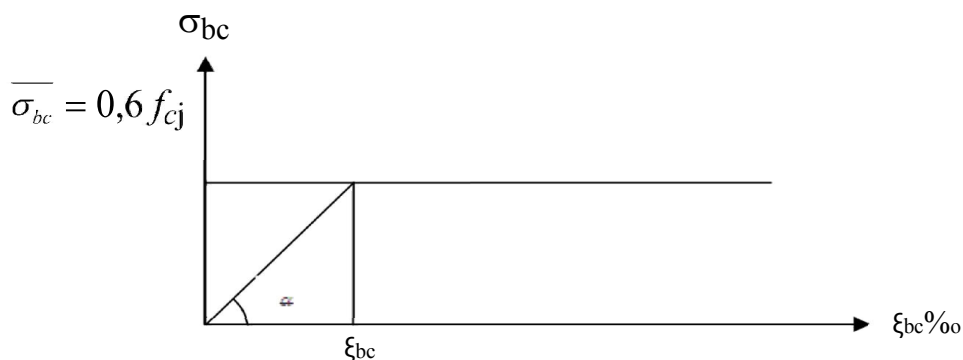


Figure I-2 : Diagramme des contraintes-déformations l'ELS

I.4.2.Acier :

L'acier est un matériau qui présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des structures faiblement élancées), de l'ordre de 500 MPA. Les aciers sont souvent associés au béton pour reprendre les efforts de tractions auxquels ce dernier ne résiste pas. Ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surfaces extérieures savoir :

- -Barres lisses.
- -Barres à haute adhérence (HA).
- -Treillis soudé.

Dans le présent ouvrage, nous auront à utiliser les deux types d'armatures :

Aciers à haute adhérence [feE400] **Fe = 400 MPA,**

Treillis soudés [TL 520] **Fe = 520 MPA.**

-Fe : limite d'élasticité de l'acier.

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Coefficient de fissuration (η)	Coefficient de scellement (ψ)
Acier en barres	Haute adhérence FeE 400	H A	400	1.6	1.5
Aciers en Treillis	Treillis soudés φ 05	T S	520	1.3	1

Tableau I-1: Contrainte limite ultime des aciers

On définit les aciers par:

♦ **Module d'élasticité longitudinale:**

A l'ELS, on suppose que les aciers travaillent dans le domaine élastique. tous les types d'aciers ont le même comportement élastique, donc le même module de Young :

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPA.} \quad \text{Art (A.2.2, 1 BAEL 91)}$$

La déformation à la limite élastique est voisine de 2% et cela en fonction de la limite d'élasticité.

♦ **Contrainte limite ultime des aciers :**

Elle est définie par la formule suivante

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{(Art A.2.1.2, BAEL91/modifié99)}$$

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

• f_e : Limite d'élasticité garantie.

• γ_s : coefficient de sécurité (A 4.3, 2/BAEL91 modifié99)

– $\gamma_s=1,15$ pour les situations durables.

– $\gamma_s= 1$ pour les situations accidentelles.

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
$f_e=400\text{MPA}$	$\bar{\sigma}_{st} =348\text{MPA}$	$\bar{\sigma}_{st} =400\text{MPA}$
$f_e=520\text{MPA}$	$\bar{\sigma}_{st} =452\text{MPA}$	$\bar{\sigma}_{st} =500\text{MPA}$

Tableau I-2: Contrainte limite ultime des aciers

◆ Contrainte ultime de service des aciers :

Afin de limiter l'apparition des fissures dans le béton et donc, d'éviter la corrosion des armatures,

On doit limiter les contraintes dans les aciers.

On distingue trois (03) cas de fissurations :

➤ Fissuration peu nuisible :

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

$$\overline{\sigma}_{st} = f_e \quad (\text{Art .A.4.5, 32 BAEL91})$$

➤ Fissuration préjudiciable :

Lorsque les éléments en cause sont soumis à des condensations et exposés aux intempéries,

la contrainte admissible de la traction dans les aciers est égale a :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ 2/3 f_e , 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \quad (\text{Art. A.4.5, 33 BAEL91})$$

➤ Fissuration très préjudiciable :

Cas des éléments exposés à un milieu agressif (eau de mer).

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ 1/2 f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \quad (\text{Art. A.4.5, 34 BAEL91})$$

Avec:

f_{tj} : résistance caractéristique du béton a la traction

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1$ pour les ronds lisses

$\eta = 1,6$ pour les hautes adhérences.

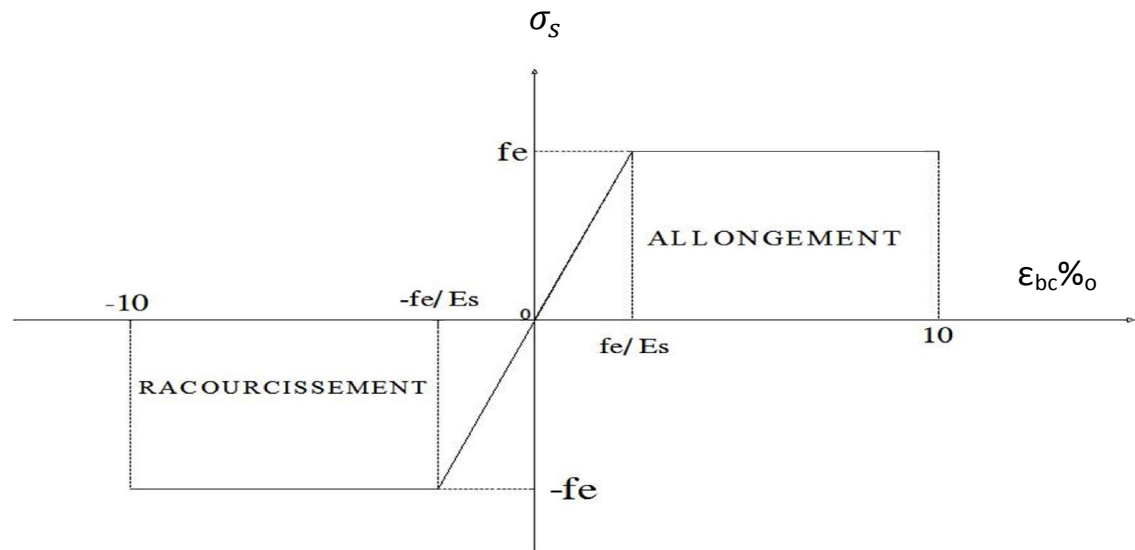


Figure I-3 : Diagramme de calcul contrainte – déformation de l'acier à L'E.L.S

◆ **Protection Des Armatures (Art A.4.5, 34BAEL91) :**

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

On doit donc respecter les prescriptions suivantes :

- **C = 5 cm** pour des ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux tout autre atmosphères très agressives tel les industries chimique ;
- **C= 3cm** pour des parois soumises à des actions agressives ; des intempéries ou à des condensations ;
- **C= 1cm** pour les parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.

Conclusion :

Dans ce premier chapitre on a présenté la structure à étudier, on a défini les différents éléments qui la compose et le choix des matériaux utiliser, à et sa dans le but d'approfondir cette étude et faire un pré-dimensionnement précis des éléments définie afin d'assurer une bonne résistance de la construction.

Introduction :

Le but du Pré-dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du **RPA99V2003** et du **CBA93**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur.

II-1 Pré-dimensionnement des planchers :

Les dalles déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, elles s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux, poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitation. Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux.

Leur épaisseur dépend, le plus souvent des conditions d'utilisations et par conséquent déterminée selon les conditions ci-dessous :

a- plancher en corps creux :

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé (treillis soudé).

Pour le Pré-dimensionnement de la hauteur du plancher on utilise la formule empirique suivante :

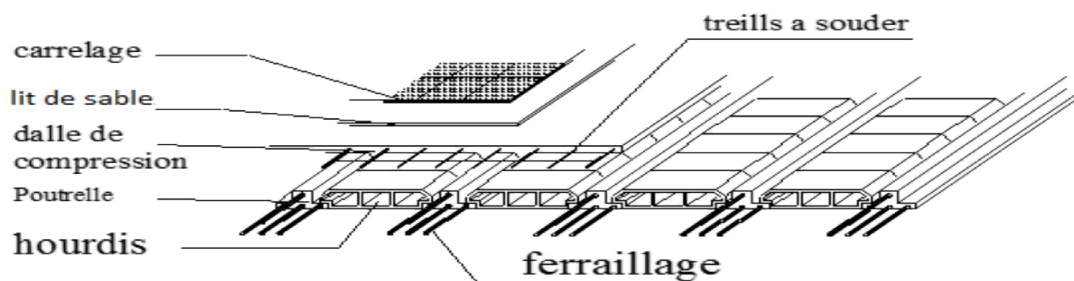


Figure II-1: Dalle en corps creux.

Le dimensionnement se fait en vérifiant la condition de déformation donné par :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad (\text{Art B 6-8-423/BAEL91 modifier 99})$$

Avec :

h_t : épaisseur du plancher.

L_{\max} : la plus grande portée dans le sens des poutrelles entre nus des appuis.

Le RPA exige min $b=25$ cm en zone II_a RPA (A.7.4, 1)

On prend $b = 25$ cm

$$L_{\max} = 400 - 25 = 375 \text{ cm.}$$

$$h_t \geq \frac{375}{22,5} = 16.67 \text{ cm.}$$

✓ **Choix final :**

On adopte un plancher de 20cm.

- Hauteur de corps creux = 16cm.
- Hauteur de la dalle de compression = 4cm.

b- plancher en Dalles pleines :

Ce sont les dalles des balcons (en consoles) qui sont des planchers minces, dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, et qui peuvent reposer sur deux, trois, ou quatre appuis .le pré-dimensionnement des dalles pleines se fait selon trois critères:

Résistance à la flexion:

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule suivante :

$$e_p \geq L_0 / 10 \quad (\text{BAEL91.modifié99, Art B.6.5.1})$$

Avec L_0 : portée libre.

e : épaisseur de la dalle.

Dans notre cas: $L_0 = 130$ cm.

$$\text{Donc } e_p \geq 130 / 10 \quad e_p \geq 13 \text{ cm} = 15 \text{ cm}$$

Résistance au feu :

$e = 07\text{cm}$: pour une (01) heure de coup de feu.

$e = 11\text{cm}$: pour deux (02) heures de coup de feu.

$e = 15\text{ cm}$: pour quatre (03) heures de coup de feu.

Isolation acoustique :

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse :

$$L = 13,3 \log (10M) \quad \text{si } M < 200 \text{ kg/m}^2$$

$$L = 15 \log (M) + 9 \quad \text{si } M > 200 \text{ kg/ m}^2$$

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg/m^2

$$M_p = \rho_{\text{béton}} \cdot E_p \geq 350 \text{ Kg/m}^3 \quad \Longrightarrow \quad E_p \geq \frac{350}{\rho_{\text{béton}}}$$

$$E_p \geq 14 \text{ cm}$$

On adoptera une épaisseur de 15 cm.

II-2 pré-dimensionnement des poutres :

Une poutre est un élément horizontal en béton armé, qui transmet les charges aux poteaux elle est largement utilisée dans les ouvrages de Génie Civil.

Elle a des sections rectangulaire, en T ou en, I déterminées en fonction de la charge qu'elle supporte sur un portée « L » prise entre nus d'appuis.

Le dimensionnement des sections vis-à-vis de moment de flexion s'effectuera en considérant l'état limites de résistance.

Le Pré-dimensionnement des poutres a été fait selon les règlements BAEL 91 tout en respectant les recommandations du Règlement Parasismique Algérienne RPA 99.

*Selon les règles BAEL 91 :

La section de la poutre est déterminée par les formules :

- **Hauteur h** : D'après les règles de CBA 93 on a : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

Avec : L : Longueur de la plus grande portée entre nu d'appuis.

h : hauteur totale de la poutre.

- **Largeur b** : $0,4h \leq b \leq 0,7h$

b : largeur de la poutre.

h : hauteur totale de la poutre.

Le RPA exige également la vérification des conditions suivantes:

- * Hauteur : $h \geq 30$ cm.
- * Largeur : $b \geq 20$ cm.
- * $\frac{h}{b} \leq 4$.

On a deux types de poutres :

- **Les poutres principales :**

Ce sont des poutres porteuses jouant le rôle d'appuis aux poutrelles .Elément porteur horizontal et linéaire faisant partie de l'ossature d'un plancher de bâtiment qui reçoivent les charges transmises par les solives (poutrelles) et les répartie aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

On a:

- * **Hauteur h :**

$$L = 455 - 25 = 430 \text{ cm.}$$

$$\frac{430}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{430}{10}$$

$$28,67\text{cm} \leq h_{pp} \leq 43,00 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \mathbf{h_{pp} = 40 \text{ cm.}}$$

* **Largeur b :**

$$0,4 h_{pp} \leq b_{pp} \leq 0,7 h_{pp}$$

$$16 \text{ cm} \leq b_{pp} \leq 28 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad b_{pp} = 30 \text{ cm.}$$

✓ Donc la section de la poutre principale est **PP (30*40) cm²**.

▪ **Les poutres secondaires:**

Ce sont des poutres parallèles aux poutrelles qui assurent le chaînage. Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculées.

* **Hauteur h :**

$$L = 400 - 25 = 375 \text{ cm.}$$

$$\frac{375}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{375}{10}$$

$$25,00\text{cm} \leq h_{ps} \leq 37,5\text{cm} \quad \Longrightarrow \quad h_{ps} = 35 \text{ cm.}$$

* **Largeur b :**

$$0,4h_{ps} \leq b \leq 0,7h_{ps}$$

$$14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad b = 30 \text{ cm.}$$

✓ Donc la section de la poutre secondaire est **PS (30*35)cm²**.

➤ **Vérification des conditions du RPA:**

* *Hauteur : $h \geq 30 \text{ cm.}$*

* *Largeur : $b \geq 20 \text{ cm.}$*

* *$h/b \leq 4.$*

Conditions	Poutres principales (cm)	Poutres secondaires (cm)	Vérfications
$h \geq 30 \text{ cm}$	40	35	Vérfifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	30	30	Vérfifiée
$h/b \leq 4$	1,33	1,17	Vérfifiée

Tableau II.1:Pré – dimensionnement des poutres

✓ les sections adoptées pour les poutres seront comme suit :

- Les poutres principales (30*40) cm².
- Les poutres secondaires (30*35) cm².

II.3.Pré Dimensionnement Des Voiles :

Les voiles sont des éléments de contreventement rigide en béton armé constitués par une série de murs porteurs pleins coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'une autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales dues au vent et au séisme.

Leur pré-dimensionnement est effectué d'après RPA 2003 (Art 7-7-1 du RPA99).

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

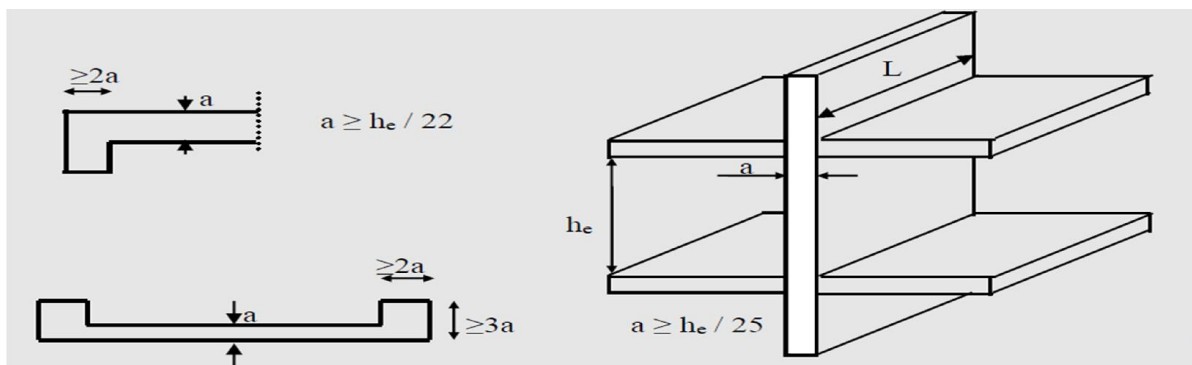


Figure II-2: Coupe du voile.

* **L'épaisseur :**

L'épaisseur minimale est de 15cm, elle est déterminée selon la hauteur libre d'étage **h_e**.

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

Avec: **h_e = h - e_p**

h: hauteur de l'étage.

e_p: épaisseur du plancher.

• Pour le RDC :

$$h_e(\text{RDC}) = 450 - 20 = 430 \text{ cm}$$

$$a \geq 430/20 = 21.50 \text{ cm}$$

• Pour les étages courants :

$$h_e = h_{\text{étage}} - e_{\text{dalle}} = 306 - 20 = 286 \text{ cm} \rightarrow a \geq 286/20 = 14.3 \text{ cm.}$$

$$a \geq \max(a_{\text{emin}}; a_{\text{RDC}}; a_{\text{ec}}) \rightarrow a \geq \max(15; 21.5; 14,3)$$

On adoptera pour une épaisseur de :

- 20 cm pour le RDC.
- 20 cm pour les étages courants.

- Vérification RPA :

a. Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur **L** doit être au moins égale à quatre(4) fois son épaisseur. (ART 7.7.1)RPA99 VERSION 2003.

$$\bullet L_{\text{min}} \geq 4a$$

-La longueur du voile : $L_{\text{min}} = 80\text{cm}$ pour le RDC

-La longueur du voile : $L_{\text{min}} = 60\text{cm}$ pour les étages courants.

b. L'ouvrage sera implanté à Tizi-Ouzou zone de moyenne sismicité (IIa) L'épaisseur minimale exigée est de 15 cm.

- $a_{(\text{RDC})} = 20\text{cm} \geq a_{\text{min}} = 15\text{cm}$ condition vérifiée.
- $a_{(\text{EC})} = 20\text{cm} \geq a_{\text{min}} = 15\text{cm}$ condition vérifiée

II.4. Pré Dimensionnement Des Poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à l'ELS en compression simple, en vérifiant les exigences du RPA qui sont les suivantes pour les poteaux rectangulaires de zone IIa :

$$\min(b_1, h_1) \geq 30\text{cm}$$

$$\min(b_1, h_1) \geq h_e/20$$

$$1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$$

Avec :

b : largeur de la section,

h : longueur de la section,

he : hauteur libre du poteau.

On effectuera le calcul pour le poteau le plus sollicité (ayant la plus grande surface d'influence). En supposant que seul le béton reprend la totalité des charges ; la section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$\text{Avec : } S \geq \frac{N_s}{0.3f_{c28}} \quad N_s = G+Q \quad (\text{Art 7.4.3.1 du RPA/2003})$$

N_s : effort normal revenant au poteau considéré

S : section du poteau

G : charges permanentes

Q : surcharges d'exploitations en tenant compte de la régression des surcharges

f_{c28} : résistance du béton à 28 jours

Remarque : on considère, en premier lieu, pour nos calculs la section du poteau selon le minimum exigé par le RPA qui est de **(25X25) cm²**.

II.5. Détermination des charges et surcharges (DTRB.C.2-2) :

Pour pré dimensionner les éléments (planchers, acrotères, poteaux...), on doit d'abord déterminer le chargement selon le règlement.

II.5.1. Charges permanentes (G)

a) Plancher terrasse :

On a, la charge $G = \rho e$

ρ : Poids volumique

e : l'épaisseur de l'élément

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Couche de gravier	0,05	17	0,85
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Béton en forme de pente	0,06	22	1,32
4	Feuille de polyène	/	/	0,01
5	Isolation thermique	0,04	4	0,16
6	Dalle en corps creux	(16+4)	14	2,8
7	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
				G= 5,46

Tableau II-2 : Valeur de la charge permanente du plancher terrasse

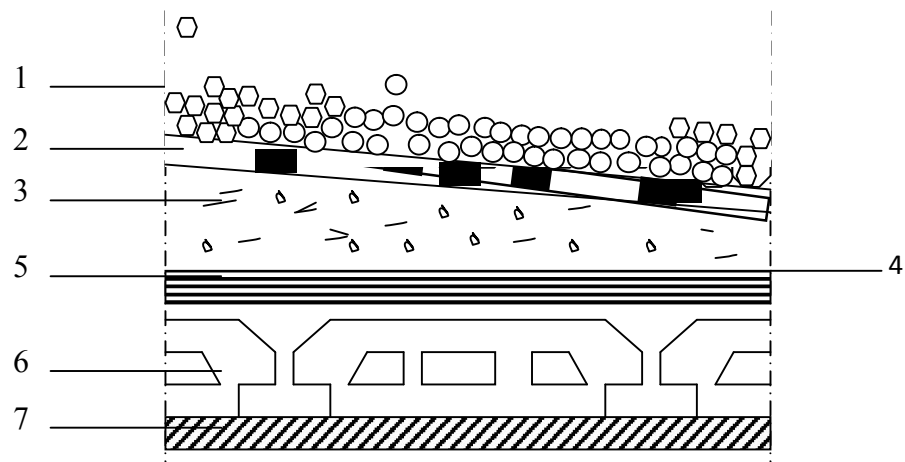
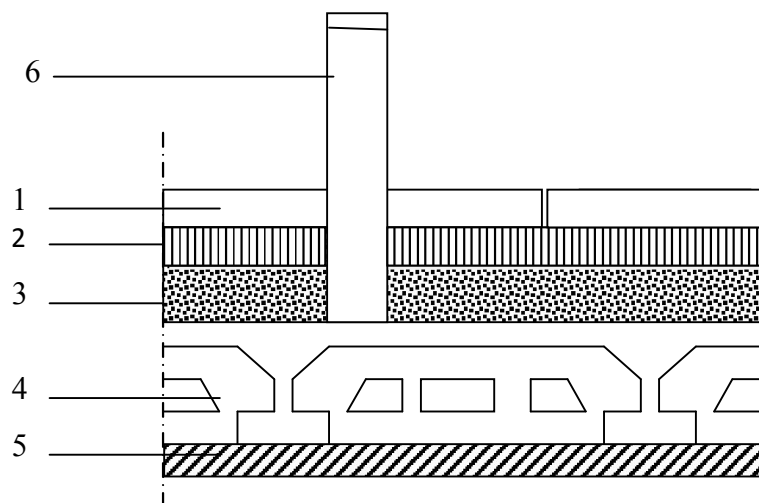


Fig II-3 : Coupe verticale du plancher terrasse

b)Plancher étage courant :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle en corps creux	0,2	14	2,8
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
6	Cloisons de séparation interne	0,1	9	0,9
				G = 5,10

Tableau II-3 : Valeur de la charge permanente du plancher étage courant

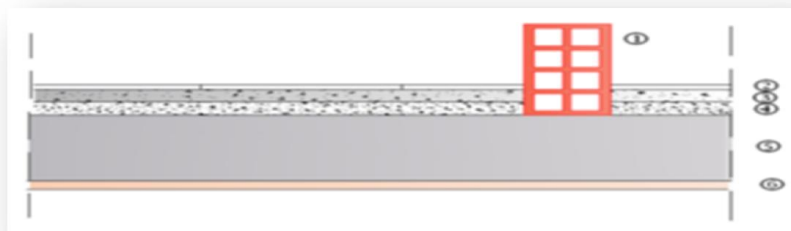


FigII-4 : Coupe verticale du plancher courant

c) Dalle pleine:

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine en béton	0,15	25	3,75
5	Enduit en mortier ciment	0,02	22	0,44
				G = 5,35

Tableau II-4 : Valeur de la charge permanente de la dalle pleine



FigII-5 : Coupe verticale de la dalle pleine

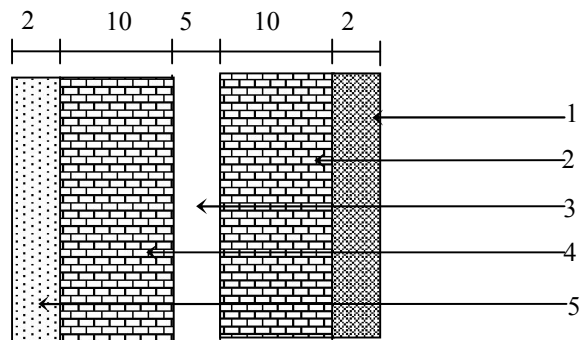
d) Maçonnerie :

Murs extérieurs :

C'est une double cloison en brique creuse de 25 cm d'épaisseur (10+5+10).

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	0,02	22	0,44
2	Brique creuses	0,1	9	0,9
3	Lame d'air	0,05	-	-
4	Briques creuses	0,1	9	0,9
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
				G = 2,44

Tableau II-5 : Valeur de la charge permanente du mur extérieur



FigII-6 : Coupe verticale d'un mur extérieur

Murs intérieurs :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	0,02	10	0,2
2	Brique creuses	0,1	9	0,9
3	Lame d'air	0,02	10	0,2
				G = 1,3

Tableau II-6 : Valeurs de la charge permanente du mur intérieur

e) L'acrotère :

La charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit :

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,05 \times 0,10) - \frac{0,05 \times 0,05}{2}$$

$$s = 0,06375m^2$$

$$G_{ac} = \rho \times S$$

$$G_{ac} = 0,06375 \times 25 = 1.59 \text{ KN/m}$$

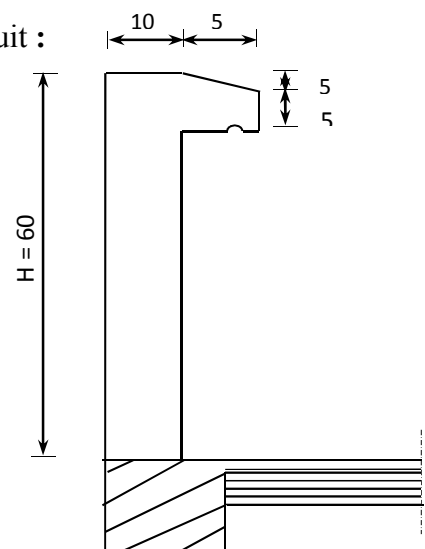


Figure II-7 : Coupe verticale de l'acrotère

II.5.2. Surcharges d’exploitations (Q) :

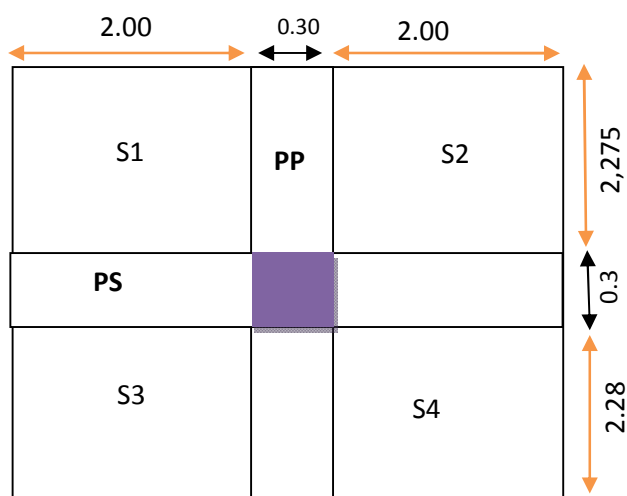
Les surcharges d’exploitation sont données par le DTR (article 7.2 et 7.2.2) comme suit :

Elément	Surcharge kN/m ²
Acrotère	1
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher étage courant (habitation)	1,5
Les escaliers	2.5
Plancher RDC (commerce)	2.5
Balcons	3,5

Tableau II-7 : Valeurs des charges d’exploitations

II.5.3. descente de charge :

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



FigureII-8: Surface d’influence

$$\left. \begin{aligned}
 S1 &= 2.275 \times 2.00 = 4.55 \text{ m}^2 \\
 S2 &= 2.275 \times 2.00 = 4.55 \text{ m}^2 \\
 S3 &= 2.28 \times 2.00 = 4.56 \text{ m}^2 \\
 S4 &= 2.28 \times 2.00 = 4.56 \text{ m}^2
 \end{aligned} \right\} S_n = S1 + S2 + S3 + S4$$

Section nette $\rightarrow S_n = 18,22 \text{ m}^2$

Section brute $\rightarrow S_b = 20,63 \text{ m}^2$

Poids propre des éléments :

Plancher terrasse :

$$PP_T = G_t \times S_n = 5,46 \times 18,22 = 99,48 \text{ KN}$$

Plancher étage courant :

$$PP_c = G_c \times S_n = 5,10 \times 18,22 = 92,92 \text{ KN}$$

Poutres :

Poutres principales :

$$PP_p = 0,40 \times 0,30 \times 4,56 \times 25 = 13,68 \text{ KN.}$$

Poutres secondaires :

$$PP_s = 0,35 \times 0,30 \times 4 \times 25 = 10,50 \text{ KN.}$$

Donc : le poids propre des poutres :

$$P_{\text{tot}} = PP_p + PP_s \rightarrow P_{\text{tot}} = 24,18 \text{ KN.}$$

Poteaux:

Poids de l'étage RDC :

$$PP_{\text{RDC}} = 0,25 \times 0,25 \times 4,50 \times 25 = 7,03 \text{ KN}$$

Poids de l'étage courant :

$$PP_{\text{etage}} = 0,25 \times 0,25 \times 3,06 \times 25 = 4,78 \text{ KN}$$

II.5.4. Dégression verticale des surcharges d'exploitation :

Le document technique réglementaire (DTR .B.C.2.2) nous impose une dégression des charges d'exploitation et ceci pour tenir compte du non simultanité d'application des surcharges sur tous les planchers.

Cette loi s'applique au bâtiment très élancé ; dont le nombre de niveaux est supérieur à ce qui notre cas.

La loi de dégression des surcharges est comme suit :

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

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i

n : numéro de l'étage du haut vers le bas.

Q_n : surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges.

$Q_1 ; Q_2 ; Q_3 ; \dots ; Q_n$: Les charges d'exploitation respectivement des niveaux 1 ; 2 ; 3 ; n numérotés à partir du sommet du bâtiment :

Pour les calculs de la descente de charges, on introduit les valeurs suivantes :

Toiture : $\sum_0 = Q_0$

Niveau 01: $\sum_1 = Q_0 + Q_1$

Niveau 02 : $\sum_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

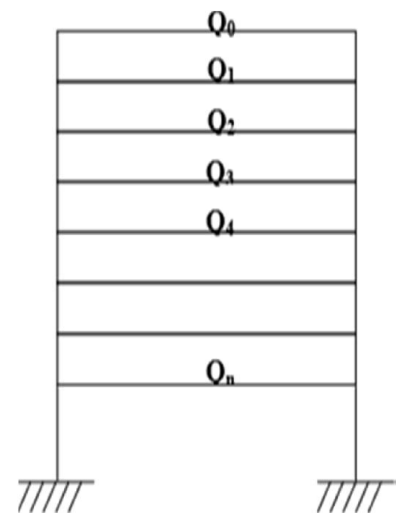
Niveau 03 : $\sum_3 = Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Niveau 04 : $\sum_4 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Niveau n : $\sum_n = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$

Le coefficient $\left(\frac{3+n}{2n}\right)$ étant valable pour les niv ≥ 5 eaux : n

Il est donné par le tableau suivant :



Niveau	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Coeff	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.71	0.69

• Plancher terrasse : $Q_0 = 1 \times 18,22 = 18,22 \text{ KN}$

• Plancher étage courant de 1 à 8 : $Q_1 = \dots = Q_8 = 1.5 \times 18,22 = 27,33 \text{ KN}$

• Plancher RDC commercial : $Q_9 = 2.5 \times 18,22 = 45,55 \text{ KN}$

9^{eme} $Q_0 = 18,22 \text{ KN}$

8^{eme} $Q_0 + Q_1 = 18,22 + 27,33 = 45,55 \text{ KN}$

7^{eme} $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 18,22 + 0.95 (27,33 \times 2) = 70,15 \text{ KN}$

6^{eme} $Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 18,22 + 0.9 (27,33 \times 3) = 92,01 \text{ KN}$

$$5^{\text{eme}} \quad Q_0 + 0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4) = 18.22 + 0.85 (27,33 \times 4) = 111.14 \text{ KN}$$

$$4^{\text{eme}} \quad Q_0 + 0.8 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+ Q_5) = 18.22 + 0.8 (27,33 \times 5) = 127.54 \text{ KN}$$

$$3^{\text{eme}} \quad Q_0 + 0.75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+ Q_5+ Q_6) = 18.22 + 0.75 (27,33 \times 6) = 141.20 \text{ KN}$$

$$2^{\text{eme}} \quad Q_0 + 0.71 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+ Q_5+ Q_6+ Q_7) = 18.22 + 0.71 (27,33 \times 7) = 154.05 \text{ KN}$$

$$1^{\text{eme}} \quad Q_0 + 0.69 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+ Q_5+ Q_6+ Q_7+ Q_8) = 18.22 + 0.69 (27,33 \times 8) = 169.08 \text{ KN}$$

NIV	<u>Charges permanentes [KN]</u>					<u>Surcharges d'exploitation [KN]</u>		<u>Effort normal</u> $N=G+Q$ [KN]	<u>Section du poteau [cm²]</u>	
	Planchs	Poutres	Poteaux	G _{totale}	G _{cumulée}	Q _i	Q _{cumulée}		Section trouvée $S \geq N/0.3xf_{c2}$ s	Section adoptée
8	99,48	24.18	/	123.66	123.66	18.22	18.22	141.88	189.17	<u>30x30</u>
7	92.92	24.18	4,78	121.88	245.54	27,33	45.55	291.09	388.12	<u>30x30</u>
6	92.92	24.18	4,78	121.88	367.42	27,33	70.15	437.57	583.43	<u>30x30</u>
5	92.92	24.18	4,78	121.88	489.30	27,33	92.01	581.31	775.08	<u>35x35</u>
4	92.92	24.18	4,78	121.88	611.18	27,33	111.14	722.32	963.09	<u>35x35</u>
3	92.92	24.18	4,78	121.88	733.06	27,33	127.54	860.6	1147.47	<u>35x35</u>
2	92.92	24.18	4,78	121.88	854.94	27,33	141.20	996.14	1328.19	<u>40x40</u>
1	92.92	24.18	4,78	121.88	976.82	27,33	154.05	1130.87	1507.83	<u>40x40</u>
RDC	92.92	24.18	7,03	124.13	1100.95	45.10	169.08	1270.03	1693.37	<u>45x45</u>

Tableau II-8: pré-dimensionnement des poteaux

Remarque :

Pour conférer aux poteaux une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de concevoir des poteaux forts et de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non pas au niveau du poteau. Ceci nous a conduits à augmenter la section de nos poteaux (pour éviter la rotule plastique), pour cela on doit effectuer des vérifications qui sont exigées par RPA (RPA/A.7.4.1).

Vérification des conditions du RPA (article 7.4.1) :

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

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée	Vérification
6^{ème} et 7^{ème} et 8^{ème} Étage: 30x30	Min (bxh) ≥25	Min (bxh)=30	C.V
	Min (bxh) ≥he/20	306/20=15,3<30	C.V
	1/4 ≤b/h ≤4	0.25 ≤b/h=1 ≤4	C.V
3^{ème} et 4^{ème} et 5^{ème} Étage: 35x35	Min (bxh) ≥25	Min (bxh)=35	C.V
	Min (bxh) ≥he/20	306/20=15,3<35	C.V
	1/4 ≤b/h ≤4	0.25 ≤b/h=1 ≤4	C.V
1^{er} et 2^{ème} Etage: 40x40	Min (bxh) ≥25	Min (bxh)=40	C.V
	Min (bxh) ≥he/20	306/20=15,3<40	C.V
	1/4 ≤b/h ≤4	0.25 ≤b/h=1 ≤4	C.V
RDC: 45x45	Min (bxh) ≥25	Min (bxh)=45	C.V
	Min (bxh) ≥he/20	450/20=22.5<45	C.V
	1/4 ≤b/h ≤4	0.25 ≤b/h=1 ≤4	C.V

Tableau II-9: Tableau de vérification des conditions du RPA

Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures. La vérification consiste à calculer l'élancement λ qui doit satisfaire la condition suivante : $\lambda \leq 50$

Cette instabilité dépend de :

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

Le calcul du poteau au flambement consiste à vérifier la condition suivante:

$$\lambda = L_f / i \quad (\text{BAEL 99 B.8.4.1})$$

Avec:

λ : élancement du poteau.

L_f : longueur de flambement ($L_f = 0.7 L_0 \rightarrow$ poteaux encasté- encasté)

L_0 : La hauteur libre de poteaux ;

i : rayon de giration telle que $i = \sqrt{I/B}$

B : Section transversale du poteau ; $B = b \times h$.

I_x : Moment d'inertie $\rightarrow I_x = \frac{bh^3}{12}$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7 L_0}{\sqrt{I/B}} = \frac{0,7 L_0}{\sqrt{\frac{bh^3}{12bh}}} = \frac{0,7 L_0 \sqrt{12}}{h}$$

Pour :

- Le RDC on a des poteaux de (45x45) : $L_0 = 4.50 \Leftrightarrow \lambda = 24.25 < 50$
- **1^{er}** ; **2^{eme}** étage on a des poteaux de (40x40) : $L_0 = 3.06 \Leftrightarrow \lambda = 18.55 < 50$
- **3^{eme}** ; **4^{eme}** et **5^{eme}** étage on a des poteaux de (35x35) : $L_0 = 3.06 \Leftrightarrow \lambda = 21.20 < 50$
- **6^{eme}** ; **7^{eme}** et **8^{eme}** étage on a des poteaux de (30x30) : $L_0 = 3.06 \Leftrightarrow \lambda = 24.73 < 50$

Pour les poteaux sous toiture on a une section de (30x30)

Conclusion :

La condition étant vérifiée, donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement.

Conclusion du chapitre :

Les différentes règles, lois et documents techniques nous ont permis de pré-dimensionner les éléments de notre structure comme suite :

- **les plancher en corps creux :** (16+4) cm.
- **les poutres principales :** b= 30 cm
h= 40 cm
- **les poutres secondaires :** b= 30 cm
h= 35 cm
- **les poteaux :**
 - -RDC: 45x45 cm²
 - 1^{er} et 2^{ème} étage : 40x40cm²
 - 3^{ème} et 4^{ème} et 5^{ème} étages : 35x35cm²
 - 6^{ème} et 7^{ème} et 8^{ème} étages: 30x30 cm²
 - toiture : 30x30 cm²
- **les voiles RDC :** épaisseur e=20 cm
- **les voiles des étages courants:** épaisseur e=20 cm

Ces résultats nous servirons dans la suite de nos calculs au prochain chapitre.

Introduction :

Après avoir pré-dimensionné les éléments de contreventement, on passera au dimensionnement des éléments non structuraux à savoir l'acrotère, les planchers, les escaliers et les consoles.

Le calcul se fera conformément aux règles **(BAEL 91 modifié 99)** et le **RPA 99/2003**.

III.1. L'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure assimilée à une console encastrée au niveau du plancher dernier étage, elle est soumise à l'effort(G) dû à son poids propre, et un effort latéral ($Q=1\text{KN/ml}$) dû à la main courante, engendrant un moment de renversement(M) dans la section d'encastrement.

Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de largeur.

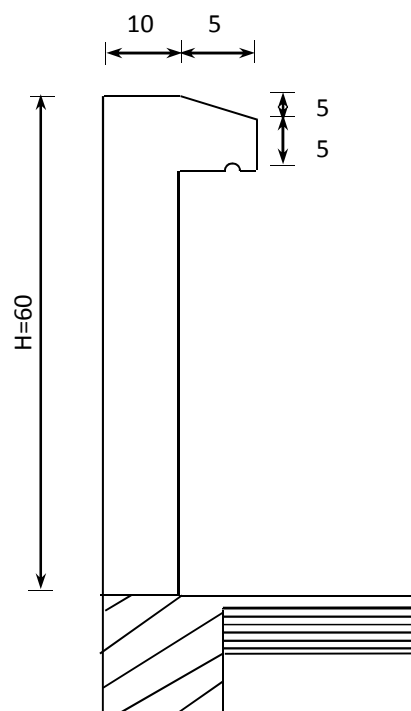


Figure III-1-1 : Coupe verticale de l'acrotère

III-1-1- Calcul des sollicitations :

Effort normal dû au poids propre :

$$N = G_{ac} \times 1 = S \times \rho \times 1m$$

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.05 \times 0.1) - \frac{0.05 \times 0.05}{2}$$

$$S = 0,06375m^2 G_{ac} = \rho \times S$$

$$G_{ac} = 0,06375 \times 25 = 1,59 \text{ KN/m}$$

•L'Effort normale :

$$N = 1.59 \text{ KN}$$

•L'Effort tranchant :

$$T = Q \times 1m = 1 \text{ KN}$$

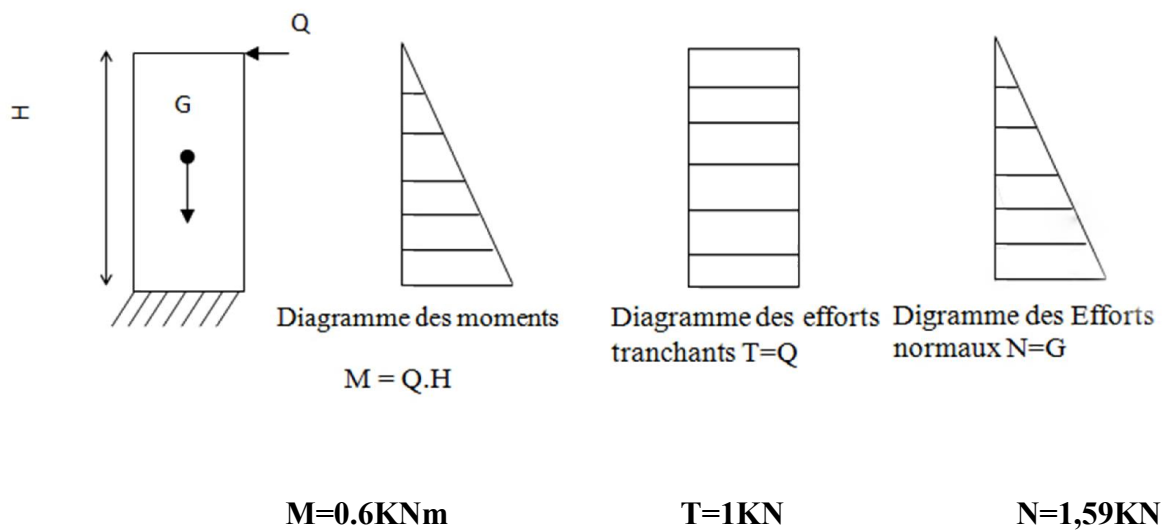
•Moment de renversement dû à l'effort horizontal :

$$M = Q \times H \times 1m.$$

$$M = 1 \times 0,6 \times 1m = 0,6 \text{ kN.m.}$$

$$M = 0,6 \text{ KN.m}$$

Diagramme des efforts internes (M, N, T) :



III.1.2. Combinaisons de charges :**a) Etat limite ultime :**

La combinaison de charge à considérer est : **1.35G + 1.5Q**

Effort normal de compression

$$: N_u = 1,35N = 1,35 \times 1,59 = 2,15 \text{ KN}$$

Effort tranchant :

$$T_u = 1,5T = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

Moment fléchissant :

$$M_u = 1,5M = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$$

b) Etat limite de service :

La combinaison de charge à considérer est : **G + Q**

Effort normal de compression:

$$N_s = N = 1,59 \text{ KN}$$

Effort tranchant :

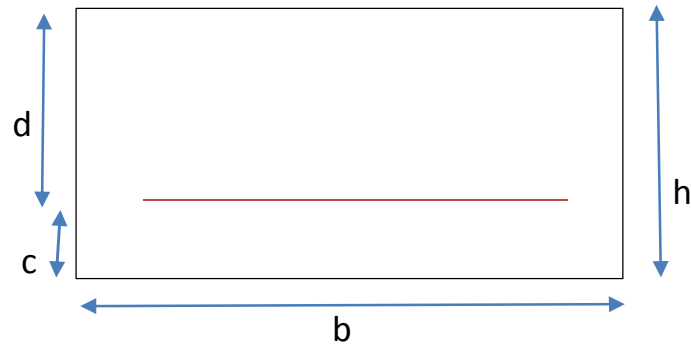
$$T_s = T = 1 \text{ KN}$$

Moment fléchissant :

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

III.1.3. Ferrailage de l'acrotère à L'ELU:

Le calcul sera déterminé en flexion composée à **L'ELU** ; on considère une section rectangulaire (**bxh**), sous un effort normal **N_u** et un moment de flexion **M_u**.



III.1.3.1. calcul à l'ELU :

Position du centre de pression :

- $e_u = \frac{M_u}{N_u}$
- $e_u = \frac{0,9}{2,15} = 0,42m$
- $(h/2 - c) = (0,1/2 - 0,03) = 0,02 m.$

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,15} = 0,42 m \geq (h/2 - c) = (0,1/2 - 0,03) = 0,02 m.$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone délimitée par les armatures, nous avons donc une section partiellement comprimée.

Le calcul des armatures se fera en deux étapes.

$h = 10$ cm (épaisseur de l'acrotère)

$b = 100$ cm (longueur de la section)

$d = 7$ cm

$c = 3$ cm (enrobage)

Etape fictive :

$$g = e_u + (h/2 - c) = 0,42 + (0,1/2 - 0,03) = 0,44 \text{ m.}$$

$$\text{-Moment fictif : } M_f = N_u \times g = 2.15 \times 0,44 = 0,95 \text{ KN.m}$$

Avec :

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\nu_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,95 \times 10^6}{1000 \times (70)^2 \times 14,2} = 0,014$$

$$\mu_b = 0,014 < \mu_1 = 0,392 \quad \Rightarrow \text{S. S. A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,994$$

- Les armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0,95 \times 10^4}{0,994 \times 70 \times 348} = 0,392 \text{ cm}^2$$

$$A_f = 0,392 \text{ cm}^2$$

Etape réelle :

Les armatures en flexion composée :

$$A = A_f - \frac{N_U}{\sigma_s} = (0,392) - \frac{2.15 \times 10}{348} = 0,33 \text{ cm}^2$$

III.1.3.2 Vérification à l'ELS :

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

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,59} = 0,377 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0.23 \frac{100 \times 7 \times 2.1}{400} \left[\frac{37.7 - 0.445 \times 7}{37.7 - 0.185 \times 7} \right] = 0.802 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 0.33 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0.802 \text{ cm}^2$$

La condition n'est pas vérifiée → on adoptera la section minimale d'armatures (A_{\min})

Soit : $A_{\text{adopté}} = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $St = 25 \text{ cm}$.

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

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{\text{adoptée}}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

La contrainte tangentielle : (Art A.5.1.1 / BAEL 91).

la fissuration est préjudiciable on doit donc vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{1.5 \times 10}{7 \times 100} = 0.02 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.02 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement ⇒ les armatures transversales ne sont pas nécessaires

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

Pour contrainte le comportement d'interface entre le béton et l'armature, on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{avec} \quad \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

$$\Psi_s = 1.5 \quad (\text{Acier de haute adhérence})$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 7 \times 12.56} = 0.190 \text{ MPa.}$$

$$\sum u_i : \text{somme des périmètres utiles des barres. } \sum u_i = 4\pi\phi = 5 \times \pi \times 0.8 = 12.56 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = 0.190 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Ancrages des armatures :

Pour avoir un bon ancrage il faut mettre en œuvre un encrage qui est défini par sa longueur de scellement droit (L_s) :

La longueur de scellement droit est :

$$L_s = \frac{\phi e}{4\bar{\tau}_s} = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{ m} \quad \text{soit } L_s = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Avec: } \tau_s = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

III.1.4. Vérification à l'ELS :

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

On doit vérifier que :

- $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$: Contrainte dans les aciers.
- $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte dans le béton

1) Dans les aciers :

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

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

$$\text{avec : } \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287$$

$$\rho = 0.287 \rightarrow \beta_1 = 0.916$$

$$\sigma_{st} = \frac{(0.6) \times 10}{0.916 \times 7 \times 2.01} = 46.55 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}$$

Avec $\eta = 1.6$ pour les barres HA

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; \max(0.5 \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}) \right\} = \min \{266.6 ; 201.63\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 46.55 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2) Dans le béton :

Pour une section rectangulaire (bxh), acier FeE400 en flexion simple, si la relation suivante est satisfaite alors il n'y a pas lieu de vérifier la contrainte dans le béton.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$$

$$\text{on a : } \rho = 0.287 \rightarrow \beta_1 = 0.916 \rightarrow K = 44.52$$

$$\sigma_{bc} = \frac{46.55}{44.52} = 1.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.05 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

(pas de fissuration dans le béton)

Conclusion

Les conditions sont vérifiées. Donc notre ferrailage calculé à l'ELU est vérifié à l'ELS

III.1.5. Vérification de l'acrotère au séisme :

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

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

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

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

W_p : Poids de l'élément considéré.

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

- $A = 0,15$
- $C_p = 0,3$
- $W_p = 1,59 \text{ KN/m}$
- $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,3 \times 1,59 \quad F_p = 0,286 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$.

Conclusion :

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

Ferrailage adopté :

- Armatures principales : $2 \times 5\text{HA}8 = 2,51\text{cm}^2$ \longrightarrow $S_t = 20\text{ cm}$
- Armatures secondaires : $4\text{HA}8/\text{ml} = 2,01\text{cm}^2$ \longrightarrow $S_t = 25\text{ cm}$

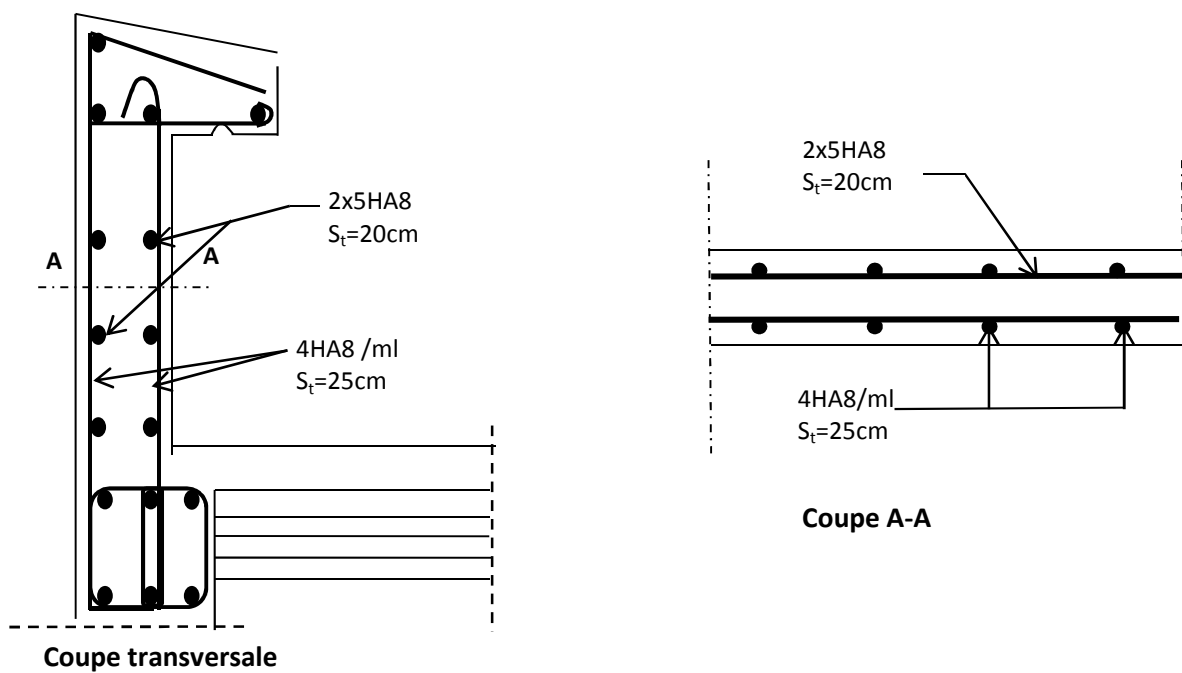


Fig III.1.2 Ferrailage de l'acrotère

III-2 LES PLANCHERS :

Notre structure dispose d'un seul type de plancher qui est en corps creux, il est constitué de :

- Poutrelles préfabriquées de section en T : Elles sont disposées suivant la petite portée, distantes de 65 cm entre axes et assurent la fonction de portance.
- Le corps creux qui se repose sur les poutrelles, il est utilisé comme coffrage perdu et assure la fonction d'isolation thermique et phonique.
- Une dalle de compression de béton armé.

Dans notre cas, nous aurons à étudier trois (03) cas de planchers ayant pour différences leurs charges d'exploitation (habitation, commerce, dernier étage).

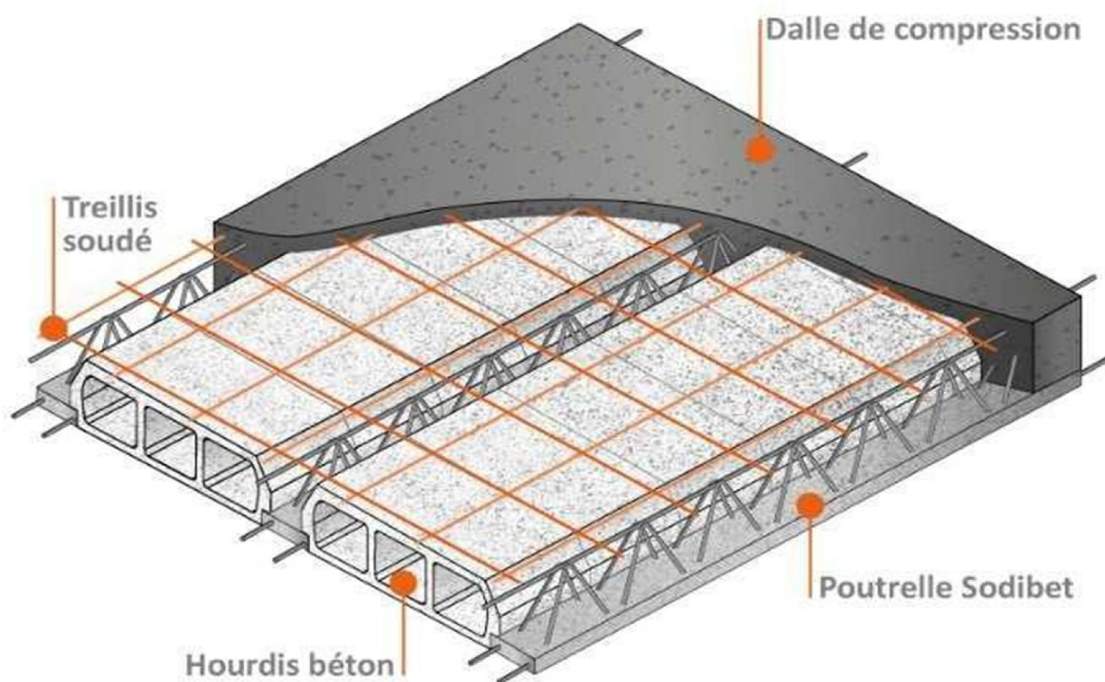


Figure III.2.1 : plancher en corps creux

III-2-1 Ferrailage de la Dalle de compression :

La table de compression de 4 à 5 cm d'épaisseur est coulée sur place, elle est armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE520) dont le but de :

- Limiter les risques de fissurations par retrait ;
- Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites,
- Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines,

Les dimensions des mailles sont au plus égale à celles indiquées par le règlement (BAEL 91/B.6.8, 423) qui sont :

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

Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

A) Les armatures \perp aux poutrelles (BAEL 91/B.6.8, 5) :

$$A_{\perp} \geq \frac{4l'}{Fe}, \text{ avec : } l' = \text{distance entre axes des poutrelles comprises entre 50 et 80cm}$$

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

$$\text{On adoptera } A_{\perp} = \frac{5T6}{ml} = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{avec un espacement } St = 25\text{cm}$$

B) Les armatures // aux poutrelles :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,41}{2} = 0,705 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On adoptera } A_{//} = 5T6/ml = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{avec un espacement } St = 25\text{cm}$$

Conclusion : Pour le ferrailage de la dalle de compression. On adoptera un treillis soudé de mailles (250 x 250) mm², avec 5T6/ml

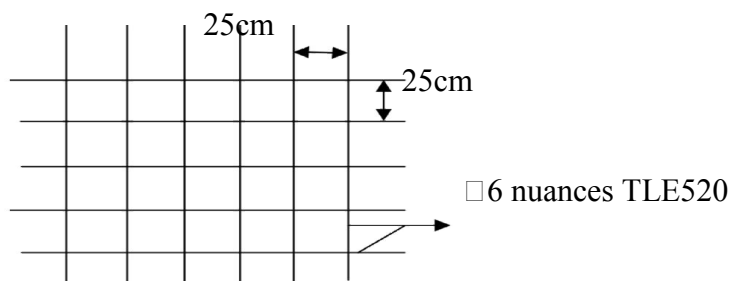


Figure III.2.2 : ferrailage de la dalle de compression

III-2-2 Calcul Des Poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément répartie dont la charge est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives comme le montre la figure ci-dessous :

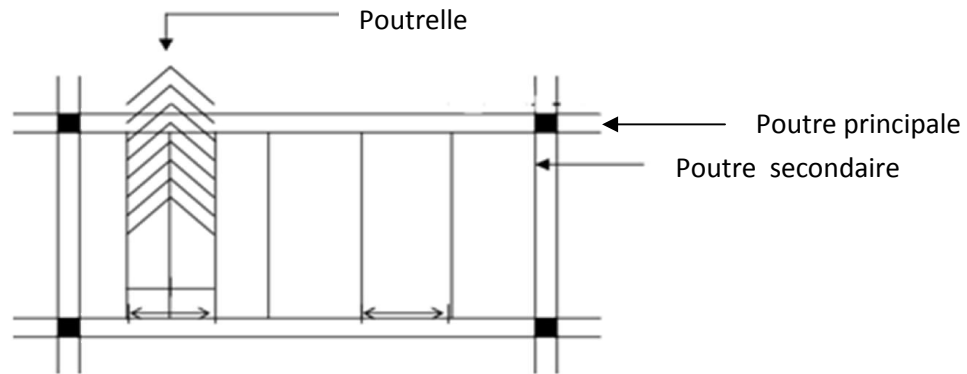


Figure.III.2.3 : surfaces revenant aux poutrelles

III-1-3-1) Calcul avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme une poutre de section rectangulaire (12 x 4) cm² reposant sur deux appuis. Elle est sollicitée par une charge uniformément répartie représentant son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier.

- Poids propre de la poutrelle G_1 : 0.12 x 0.04 x 25 0.12 KN/ml,
- Poids du corps creux G_2 : 0.65 x 0.95 0.62 KN/ml,
- Surcharge due à l'ouvrier 1.00 KN/ml.
- Charge permanente : $G = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74$ KN/ml
 $G = 0.74$ KN/ml.
- Charge d'exploitation : **$Q = 1$ KN/ml.**

Combinaison d'action à l'ELU :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$$

Calcul des efforts interne :

Moment en travée :

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{2.5 \times 4.00^2}{8} = 5 \text{ KNm}$$

Effort tranchant :

$$T = \frac{qxL}{2} = \frac{2.5 \times 4.00}{2} = 5 \text{ KN}$$

Calcul des armatures :

Soit : l'enrobage $c = 2 \text{ cm}$

Hauteur utile : $d = 2 \text{ cm}$.

$$\mu_0 = \frac{M_0}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5 \times 10^3}{12.2^2 \cdot 14.2} = 7.33 > \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{Section doublement armé (SDA)}$$

Sachant que la hauteur des poutrelles est de 4 cm, il nous est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige à prévoir des étais intermédiaire à fin d'aider les poutrelles à supporter les charges et surchargent auxquelles elles sont soumises avant coulage de la dalle de compression (espacement entre étais 80 a120 cm).

A) Calcul après coulage de la dalle de compression :

Dans ce cas, le calcul est conduit en considérant la poutrelle comme une poutre continue, de section T \bar{e} avec une inertie constante reposant sur plusieurs appuis ; les appuis de rives sont considérés comme semi encastré et les appuis intermédiaires comme étant simples.

- **Dimensionnement :**

$b = 65 \text{ cm}$, distance entre axes de deux poutrelles

$h = (16 + 4)$, hauteur du plancher en corps ceux

$h_0 = 4 \text{ cm}$ Épaisseur de la dalle de compression

$b_0 = 12 \text{ cm}$, largeur de la poutrelle

$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{1}{10}; \frac{l_0}{2}; 8h_0 \right\}$$

L : la portée libre entre nus d'appuis (400 cm)

L_0 : distance libre entre deux poutrelles (65-12=53 cm)

D'où :

$$b_1 \leq \min = \{40 ; 26.5 ; 32\} = 26.5 \text{ cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = (2 \times 26.5 + 12) = 65 \text{ cm}$$

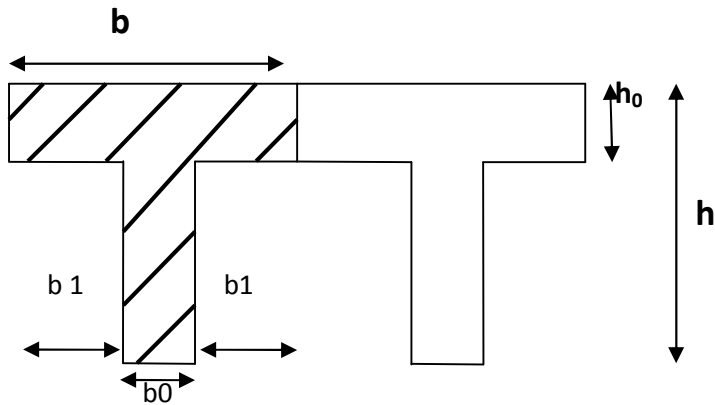


Fig III.2.4 Dimension -de la section en T

- Combinaisons de charges :
 - Poids propre du plancher :

$$G = 5,10 \times 0,65 = 3,32 \text{ KN/ml.t}$$
 - Poids propre du plancher étage terrasse :

$$G = 5,46 \times 0,65 = 3,55 \text{ KN/ml.}$$
 - Sur charge d'exploitation : usage d'habitation

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,98 \text{ KN/ml.}$$
 - Sur charge d'exploitation : RDC (usage commercial) :

$$Q=2.5 \times 0,65=1.63 \text{ KN/ml.}$$
 - Sur charge d'exploitation : étage terrasse :

$$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml.}$$

- Terrasse:

$$\text{ELU} : Qu = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 (3,55) + 1,5 (0,65) = 5,77 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{ELS} : Qs = G + Q = 3,55 + 0,65 = 4,2 \text{ KN/ml.}$$

- Etage courant :

$$\text{ELU} : Qu = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 (3,32) + 1,5 (0,98) = 5,952 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{ELS} : Qs = G + Q = 3,32 + 0,98 = 4,30 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

- RDC:

$$\text{ELU} : Qu = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 (3,32) + 1,5 (3,25) = 9,36 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{ELS} : Qs = G + Q = 3,32 + 3,25 = 6,57 \text{ KN/ml.}$$

Nous avons deux (03) types des poutrelles :

- Le premier comporte un plancher sur 02 appuis ;
- Le deuxième sur 03 appuis.
- Le deuxième sur 05 appuis.

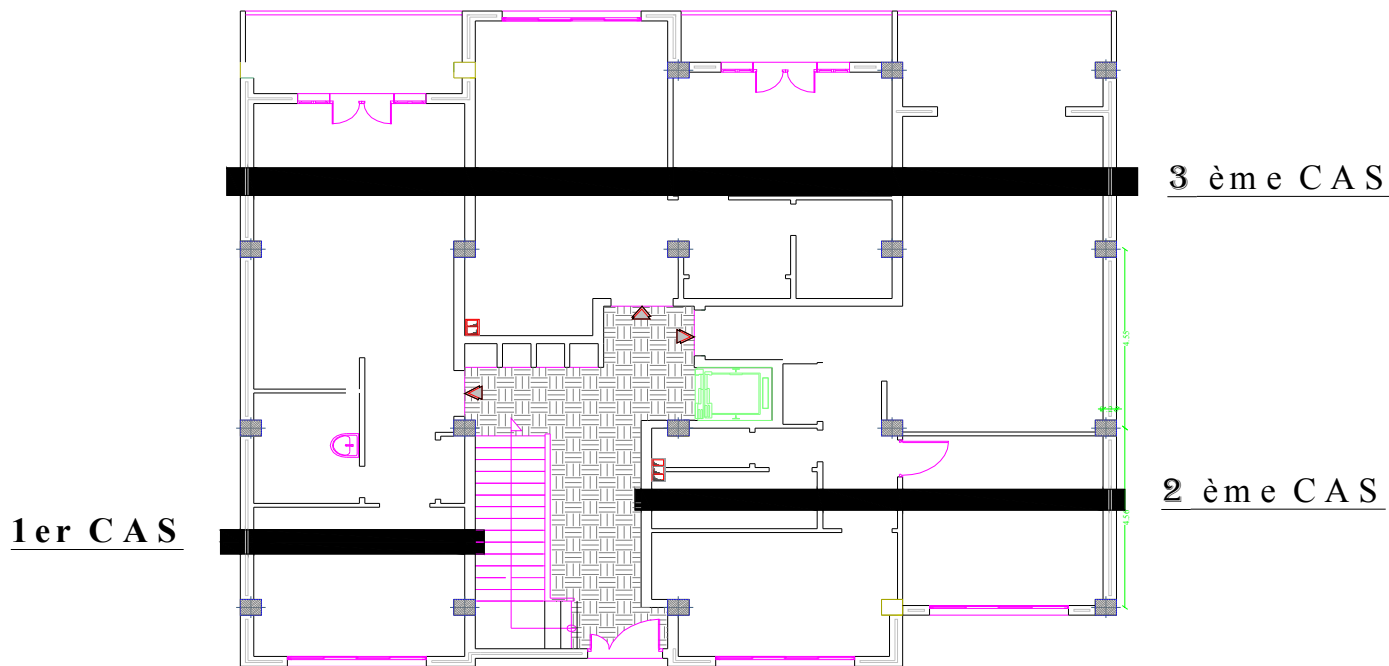


Fig III.2.5 Différent types des poutrelles

- Remarque :

Nous avons étudiés les trois (03) cas de poutrelles et nous exposons ci-dessous le cas le plus défavorables.

- Choix de la méthode :

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

- Méthode forfaitaire.**
- Méthode des 03 moments.**
- Méthode Caquot**

a- Vérifications des conditions de la méthode forfaitaire (ARTB, 6-2, 210/BAEL 91 modifié 99).

1. La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions cartes doit respecter la condition suivante :

$$Q \leq \max \left\{ \begin{array}{l} 2 G \\ 5 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$2 G = 2 \times 3,55 = 7,10 \text{ KN/ml}, 10 / \text{ml}$$

$$Q = 3,25 \text{ KN/ml} < \max\{2G, 5 \text{ KN}\} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2. Le moment d'inertie des sections transversales est le même pour les différentes travées :

$$I_0 = I_1 = I_2 = \dots = I_n \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

3. La fissuration est considérée comme non préjudiciable \rightarrow **Condition vérifiée.**

4. Les portées successives sont dans le rapport compris entre (0,8 et 1,25) :

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{4}{4} = 1 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Conclusion :**

Les méthodes de calcul utiliser dans les 02 cas est : **La méthode forfaitaire.**

Rappel sur la méthode forfaitaire :

Le principe de la méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées à partir de la fraction fixé forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant en travées ; celle-ci étant supposée isostatique de la même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

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

Avec α Le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et d'exploitation non pondérés.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Les valeurs } M_t \geq -\frac{M_w + M_e}{2} + \max\{1,05 M_0; (1 + 0,3 \alpha)M_0\} \\ M_t \geq \frac{1 + 0,3 \alpha}{2} M_0 \text{ Dans une travée intermédiaire} \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3}{2} M_0 \rightarrow \text{ Dans une travée de rive.} \end{array} \right\} \text{ On prend } M_t^{max}$$

Avec :

- M_t : moment maximal en travée considérée ;
- M_e : moment sur l'appui de droite en valeur absolue ;
- M_w : moment sur l'appui de gauche en valeur absolue.

La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}, \text{ Avec } l \text{ longueur entre nus d'appuis}$$

Les valeurs de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

- $0,6 M_0$ pour une poutre à 02 travées ;
- $0,5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de 02 travées ;
- $0,4 M_0$ pour les autres appuis intermédiaires pour une poutre à plus de 03 travées.

➤ **application de la méthode :**

À ELU : $qu = 1,35 G + 1,5 Q = 9,36 \text{ KN/mlml}$

ELS : $qs = G + Q = 6,57 \text{ KN/ml}$

- Calcul du rapport de charge α : $\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{3,32}{3,32+0,98} = 0,77$

$$\rightarrow \begin{cases} 1 + 0,3 \alpha = 1,23 \\ \frac{1+0,3 \alpha}{2} = 0,62 \\ \frac{1,2+0,3 \alpha}{2} = 0,72 \end{cases}$$

➤ **1^{er} Cas :**

On à une poutre sur deux (02) appuis, on aura donc le diagramme suivant

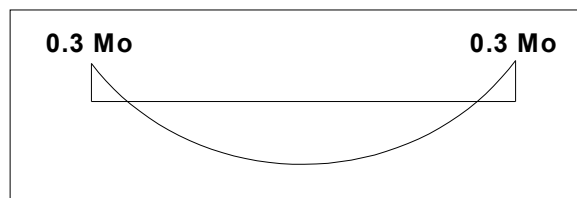


Fig III.2.6 diagramme des moments d'une poutre continue

- **Calcul des moments fléchissant :**

Calcul des moments isostatique M_{oi} à l'ELU :

$$M_{o1} = q_u \frac{l^2}{8} = 9,36 \frac{(4.00)^2}{8} = 18.72 \text{ KNm}$$

- **Calcul des moments sur appuis :**

$$M_1 = 0,3 M_{o1} = 0,3 \times 18.72 = 5,62 \text{ KNm}$$

$$M_2 = 0,3 M_{o1} = 0,3 \times 18.72 = 5,62 \text{ KNm}$$

- **Moments en travées :**

Travée 1 – 2 :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq - \frac{M_1 + M_2}{2} + (1 + 0,3 \alpha) M_0 = - \frac{(5.62 + 5.62)}{2} + 1.23 \times 18.72 = 17.40 \text{ KNm} \\ M_t \geq 0,72 \times 18.72 = 13.48 \text{ KNm} \end{array} \right.$$

Soit : $M_{1-2} = 17.40 \text{ KNm}$

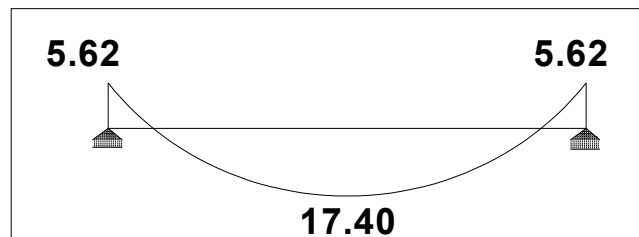


Fig III.2.7 diagramme des moments d'une poutre continue

- **Calcul des efforts tranchants :**

$T_{(x)}$: Effort tranchant sur appui

$\theta_{(x)}$: Effort tranchant de la travée isostatique

M_i et M_{i+1} : moment sur appuis i , $i+1$ respectivement en valeur algébrique.

T_w : Effort tranchant sur appui gauche de la travée.

T_e : Effort tranchant sur appui droit de la travée.

L_i : Longueur de la travée.

Application :

Travée (1 – 2)

$$\begin{cases} T_1 = \frac{q_u \cdot L_{12}}{2} + \frac{M_2 - M_1}{L_{12}} = \frac{9.36 \times 4}{2} + \frac{(-5.62) - (-5.62)}{4} = 18.72 \text{ KN} \\ T_2 = -\frac{q_u \cdot L_{12}}{2} + \frac{M_2 - M_1}{L_{12}} = -\frac{9.36 \times 4}{2} + \frac{(-5.62) - (-5.62)}{4} = -18.72 \text{ KN} \end{cases}$$

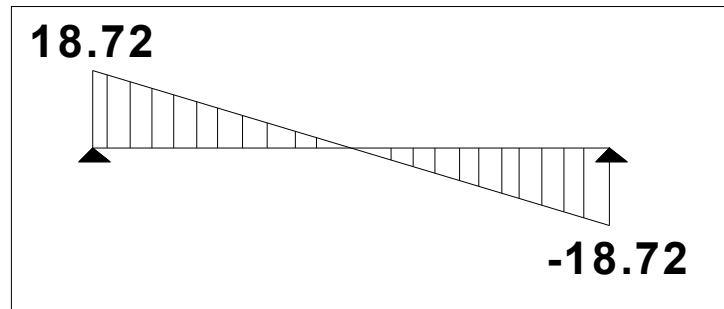


Fig III.2.8 diagramme des efforts tranchants d'une poutre continue à l'ELU

➤ 2^{ème} cas :

On a une poutre sur trois (0 3) appuis, on aura donc le diagramme suivant :

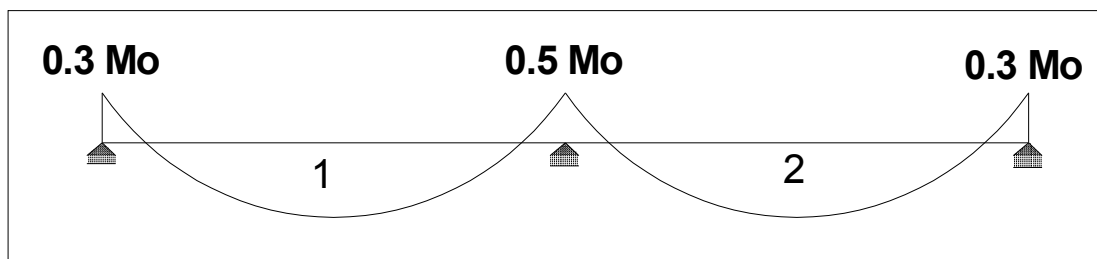


Fig III.2.9 diagramme des moments d'une poutre continue

- Calcul des moments isostatique M_{oi} à l'ELU :

$$M_{o1} = q_u \frac{l^2}{8} = 9,36 \frac{(4.00)^2}{8} = 18.72 \text{ KNm}$$

$$M_{o2} = q_u \frac{l^2}{8} = 9,36 \frac{(4.00)^2}{8} = 18.72 \text{ KNm}$$

- Calcul des moments sur appuis :

$$M_1 = 0,3 M_{o1} = 0,3 \times 18.72 = 5,62 \text{ KNm}$$

$$M_2 = 0,6 M_{o2} = 0,6 \times 18.72 = 11.23 \text{ KNm}$$

$$M_3 = 0,3 M_{o3} = 0,3 \times 18.72 = 5.62 \text{ KNm}$$

- Moments en travées :

Travée (1 – 2):

$$\begin{cases} M_t \geq -\frac{M_1 + M_2}{2} + (1 + 0,3 \alpha)M_0 = -\frac{(5.62 + 11.23)}{2} + 1.23 \times 18.72 = 14.60 \text{ KNm} \\ M_t \geq 0,72 \times 18.72 = 13.48 \text{ KNm} \end{cases}$$

Soit : $M_{1-2} = 14.60 \text{ KNm}$

Travée (2 – 3):

$$\begin{cases} M_t \geq -\frac{M_2 + M_3}{2} + (1 + 0,3 \alpha)M_0 = -\frac{11.32 + 5.62}{2} + 1.23 \times 18.72 = 14.60 \text{ KNm} \\ M_t \geq 0,72 \times 18,72 = 13.48 \text{ KNm} \end{cases}$$

Soit : $M_{2-3} = 14.60 \text{ KNm}$

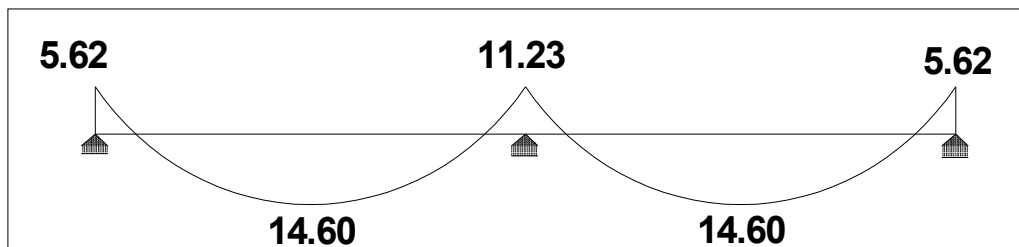


Fig III.2.10 diagramme des moments d'une poutre continue

• Calcul des efforts tranchants :

Travée (1 – 2):

$$\begin{cases} T_1 = \frac{q_u \cdot L_{12}}{2} + \frac{M_2 - M_1}{L_{12}} = \frac{9.36 \times 4}{2} + \frac{(-11.23) - (-5.62)}{4} = 17,32 \text{ KN} \\ T_2 = -\frac{q_u \cdot L_{12}}{2} + \frac{M_2 - M_1}{L_{12}} = -\frac{9.36 \times 4}{2} + \frac{(-11.23) - (-5.62)}{4} = -20.12 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée (2 – 3):

$$\begin{cases} T_2 = \frac{q_u \cdot L_{23}}{2} + \frac{M_3 - M_2}{L_{12}} = \frac{9.36 \times 4}{2} + \frac{(-5.62) - (-11.23)}{4} = 20.12 \text{ KN} \\ T_3 = -\frac{q_u \cdot L_{12}}{2} + \frac{M_2 - M_1}{L_{12}} = -\frac{9.36 \times 4}{2} + \frac{(-5.62) - (-11.23)}{4} = -17,32 \text{ KN} \end{cases}$$

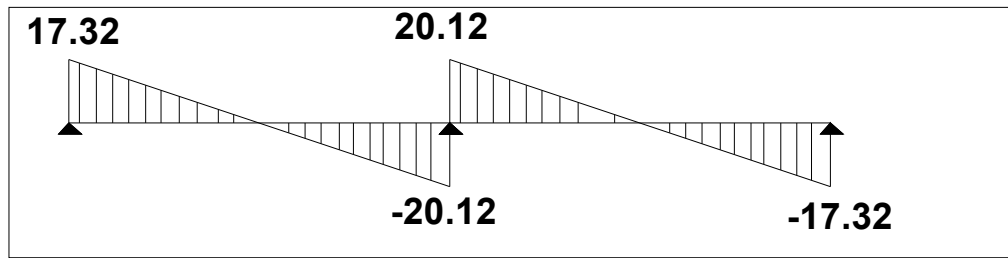


Fig III.2.11 diagramme des efforts tranchants d'une poutre continue a L'ELU

➤ 3^{ème} cas :

On a une poutre sur cinq (05) appuis, on aura donc le diagramme suivant :

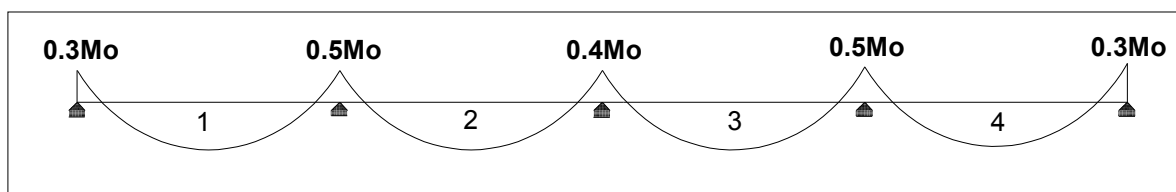


Figure III. 2. 12: diagramme des moment d'une poutre continue

- Calcul des moments isostatiques M_{oi} à l'ELU :

$$M_{o1} = M_{o5} = \frac{q_u l^2}{8} = 9,36 \frac{(4.00)^2}{8} = \boxed{18.72 \text{ KNm}}$$

$$M_{o2} = M_{o4} = \frac{q_u l^2}{8} = 9,36 \frac{(4.00)^2}{8} = \boxed{18.72 \text{ KNm}}$$

$$M_{o3} = \frac{q_u l^2}{8} = 9,36 \frac{(4.00)^2}{8} = \boxed{18.72 \text{ KNm}}$$

- Calcul des moments sur appuis :

$$M_1 = 0,3M_{o1} = 0,3 \times 18.72 = 5.62 \text{ KNm}$$

$$M_2 = 0,5M_{o2} = 0,5 \times 18.72 = 9.36 \text{ KNm}$$

$$M_3 = 0,4M_{o3} = 0,4 \times 18.72 = 7.49 \text{ KNm}$$

$$M_4 = 0,5M_{o4} = 0,5 \times 18.72 = 9.36 \text{ KNm}$$

$$M_5 = 0,3M_{o5} = 0,3 \times 18.72 = 5.62 \text{ KNm}$$

- Moments en travées :

Travée (1 – 2):

$$\begin{cases} M_t \geq -\frac{M_1 + M_2}{2} + (1 + 0,3 \alpha)M_0 = -\frac{(5.62 + 9.36)}{2} + 1.23 \times 18.72 = 15.54 \text{ KNm} \\ M_t \geq 0,72 \times 18.72 = 13.48 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$M_t(1 - 2) = \boxed{15.54 \text{ KNm}}$$

Travée (2 – 3) :

$$\begin{cases} M_t \geq -\frac{M_2+M_3}{2} + (1 + 0,3 \alpha)M_0 = -\frac{(9,36+7,49)}{2} + 1,23 \times 18,72 = 14,60 \text{ KNm} \\ M_t \geq 0,62 \times 18,72 = 11,54 \text{ KNm} \end{cases}$$

Soit : $M_t(2 - 3) = \boxed{14,60 \text{ KNm}}$

Travée (3 – 4) :

$$\begin{cases} M_t \geq -\frac{M_3+M_4}{2} + (1 + 0,3 \alpha)M_0 = -\frac{(7,49+9,36)}{2} + 1,23 \times 18,72 = 14,60 \text{ KNm} \\ M_t \geq 0,62 \times 18,72 = 11,54 \text{ KNm} \end{cases}$$

Soit : $M_t(3 - 4) = \boxed{14,60 \text{ KNm}}$

Travée (4 – 5) :

$$\begin{cases} M_t \geq -\frac{M_4+M_5}{2} + (1 + 0,3 \alpha)M_0 = -\frac{(9,36+5,62)}{2} + 1,23 \times 18,72 = 15,54 \text{ KNm} \\ M_t \geq 0,72 \times 18,72 = 13,48 \text{ KNm} \end{cases}$$

Soit : $M_t(4 - 5) = \boxed{15,54 \text{ KNm}}$

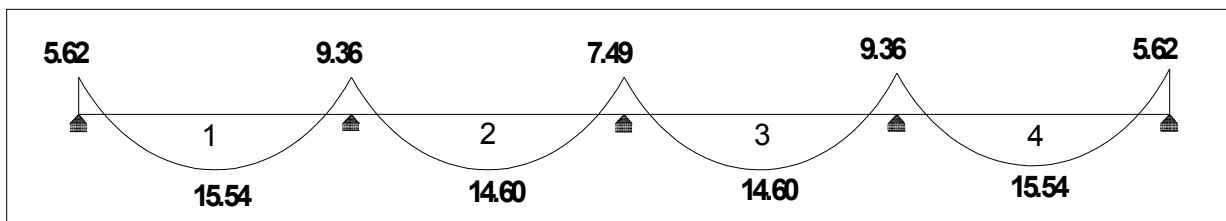


Fig III.2.13 diagramme des moment d'une poutre continue a L'ELU

- Calcul des efforts tranchants :

Travée (1 – 2)

$$\begin{cases} T_1 = \frac{q_u \cdot L_{12}}{2} + \frac{M_2 - M_1}{L_{12}} = \frac{9,36 \times 4}{2} + \frac{(-9,36) - (-5,62)}{4} = \boxed{17,78 \text{ KN}} \\ T_2 = -\frac{q_u \cdot L_{12}}{2} + \frac{M_2 - M_1}{L_{12}} = -\frac{9,36 \times 4}{2} + \frac{(-9,36) - (-5,62)}{4} = \boxed{-19,65 \text{ KN}} \end{cases}$$

Travée (2 – 3)

$$\begin{cases} T_2 = \frac{q_u \cdot L_{23}}{2} + \frac{M_3 - M_2}{L_{23}} = \frac{9,36 \times 4}{2} + \frac{(-7,49) - (-9,36)}{4} = \boxed{19,19 \text{ KN}} \\ T_3 = -\frac{q_u \cdot L_{23}}{2} + \frac{M_3 - M_2}{L_{23}} = -\frac{9,36 \times 4}{2} + \frac{(-7,49) - (-9,36)}{4} = \boxed{-18,25 \text{ KN}} \end{cases}$$

Travée (3 –4)

$$\begin{cases} T_3 = \frac{q_u \cdot L_{34}}{2} + \frac{M_4 - M_3}{L_{34}} = \frac{9,36 \times 4}{2} + \frac{(-9.36) - (-7.49)}{4} = \boxed{18.25 \text{ KN}} \\ T_4 = -\frac{q_u \cdot L_{34}}{2} + \frac{M_4 - M_3}{L_{34}} = -\frac{9,36 \times 4}{2} + \frac{(-9.36) - (-7.49)}{4} = \boxed{-19.19 \text{ KN}} \end{cases}$$

Travée (4 – 5)

$$\begin{cases} T_4 = \frac{q_u \cdot L_{45}}{2} + \frac{M_5 - M_4}{L_{45}} = \frac{9,36 \times 4}{2} + \frac{(-5.62) - (-9.36)}{4} = \boxed{19.65 \text{ KN}} \\ T_5 = -\frac{q_u \cdot L_{45}}{2} + \frac{M_5 - M_4}{L_{45}} = -\frac{9,36 \times 4}{2} + \frac{(-5.62) - (-9.36)}{4} = \boxed{-17.78 \text{ KN}} \end{cases}$$

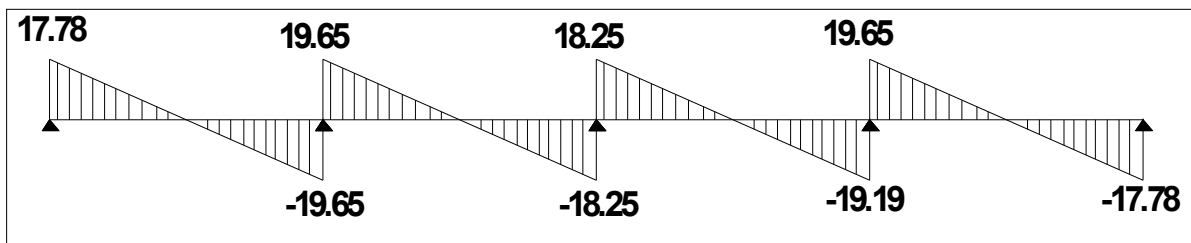


Fig III.2.14 Diagramme des efforts tranchants d'une poutre continue a L'ELU

III-2-3 Calcul des armatures (ELU) :

$$M_0 = bh_0f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \cdot 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

→ $M_0 = 59,07 \text{ KNm}$

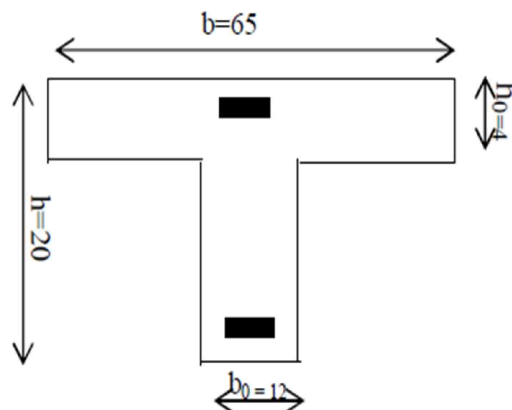


Figure III.2.15 : dimensions de la section en T

- Calcul des armatures longitudinales :

- Aux appuis :

$M_u = 11.23 \text{ KNm} < M_0 = 59,07 \text{ KNm} \rightarrow$ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé.

La table est entièrement tendue, donc le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension $b \times h$

$$b = 65 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} \quad d = 18 \text{ cm}$$

- Moment réduit :

$$U = \frac{M_a^{max}}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{11.23 \cdot 10^5}{65 \times (18)^2 \times 14,2 \cdot 10^2} = 0,038$$

$$\rightarrow U = 0,038 < U_e = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction

$$U = 0,038 \rightarrow B = 0,981$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{b \cdot d \cdot f_e} = \frac{11.23 \cdot 10^5}{0,981 \times 18 \times 348 \cdot 10^2} = 1.83 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{st} = 2 \text{ HA12} = 2,26 \text{ cm}^2$$

- En travée :

$M_u = 17.40 \text{ KNm} < M_0 = 59,07 \text{ KNm} \rightarrow$ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé.

La table est entièrement tendue donc le calcul se fait pour une section rectangulaire $b \times h$

$$U = \frac{M_a^{max}}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{17.40 \cdot 10^5}{65 \times (18)^2 \times 14,2 \cdot 10^2} = 0.058$$

$$U = 0,058 < U_e = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction

$$U = 0,058 \rightarrow B = 0,970$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{b \cdot d \cdot f_e} = \frac{17.40 \cdot 10^5}{0,970 \times 18 \times 348 \cdot 10^2} = 2.86 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{st} = 3 \text{ HA12} = 3.39 \text{ cm}^2$$

- Calcul des armatures transversales (BEAL91 Art A7-2-2) :

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{h_t}{35}; \phi_e; \frac{b_0}{10}\right\} = \min\left\{\frac{20}{35}; 1.2; \frac{12}{10}\right\}$$

Avec :

h_t = étant la hauteur totale du plancher

ϕ_e = Diamètre des barres longitudinales

$$\phi_t \leq \min\{0,57; 1,2; 1,2\}$$

Les armatures transversales seront constituée d'un étrier ;

On opte pour : $A_{st} = 2 HA8 = 1 \text{ cm}^2$

- Espacement des armatures transversales : (Art : A.5-22. BAEL91)

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

$$S_t \leq \min\{16,2; 40 \text{ cm}\} = S_t \leq 16,2 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend : } S_t = 15 \text{ cm}$$

La section d'armatures transversales doit vérifier :

$$\frac{A_{st} \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq 0,4 \text{ MPA (BAEL91 Art A.5-1-23)}$$

$$\frac{1,0 \times 400}{65 \times 15} = 0,41 \text{ MPA} > 0,4 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III-2-4 - Vérification à l'ELU:

a) Condition de non fragilité : BAEL (Art A-4-2-1) :

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

- Aux appuis : $A_{sa} = 2,26 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée
- En travée : $A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée

b) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres : (Art-A.6.1.3 (BAEL91)).

On doit vérifier la condition suivante :

$$Z_{se} \leq \bar{Z}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\sum U_i$ = Étant la somme des périmètres utiles des barres

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 2 \times \pi \times 12 = 75,36 \text{ mm}$$

$$Z_{se} = \frac{V_u^{max}}{0,9 d \sum U_i} = \frac{20.12 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 75,36} = 1,65 \text{ MPa}$$

→ $Z_{se} = 1,65 \text{ MPa} < \bar{Z}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$ → Condition vérifiée

Donc pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

c) Ancrage des barres :

$$Z_{se} \leq \bar{Z}_{su} = 0,6 \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$Z_{se} = 1,65 \text{ MPa} < \bar{Z}_{su} = 2,835 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d) Longueur de scellement droit : (BAEL 91 Art A-6-1-2-3)

$$L_S = \frac{\phi_{trouvé} \cdot f_e}{4 \bar{Z}_{su}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

e) Longueur d'ancrage mesurée hors crochets :

$$L_0 = 0,4 L_S = 0,4 \times 42,33 = 16,932 \text{ cm}$$

f) Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91 Art A.5.1, 322)

$$Z_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 d} \leq \bar{Z}_u = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1,167 \text{ MPa}$$

$$Z_u = \frac{20.12 \cdot 10^3}{120 \times 180} = 0,93 \text{ MPa} < \bar{Z}_u = 1,167 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

g) Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis: (BAEL 91 Art A.5-1-313) :

- Influence sur le béton (Art A.5.1,313/BAEL91 modifiées 99) :

On doit vérifier la condition :

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

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

$$\rightarrow V_u^{max} \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Avec : $a = 0,9 d = 0,9 \times 18 = 16,2 \text{ cm}$

$$V_u^{max} \leq 0,267 \times (16,2 \cdot 10) \times 120 \times 25 \cdot 10^{-3} = 129,762 \text{ KN}$$

→ $V_u^{max} \leq 20,12 \text{ KN} < 129,762 \text{ KN}$ → Condition vérifiée

- Influence sur l'acier :

$$A_a \geq \frac{V_u + \frac{M_a}{0,9d}}{6s} \rightarrow A_a \geq \left(A_a \geq \frac{1}{6s} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) \right)$$

$$A_a \geq \frac{1}{34,8} \left(20,12 + \frac{11,23}{0,9 \times 0,18} \right) = 2,03 \text{ cm}^2$$

→ $A_{sa} = 2,26 \text{ cm}^2 > 2,03 \text{ cm}^2$ → Condition vérifiée.

III- 2-5 Calcul à l'ELS :

- Calcul de moment isostatique :

$$Q_s = G + Q = 3,32 + 3,25 = 6,57 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{5}{5,10+5} = 0,49$$

$$\rightarrow \begin{cases} 1 + 0,3 \alpha = 1,14 \\ \frac{1+0,3 \alpha}{2} = 0,57 \\ \frac{1,2+0,3 \alpha}{2} = 0,67 \end{cases}$$

➤ **1^{er} Cas** : Poutre à 02 appuis :

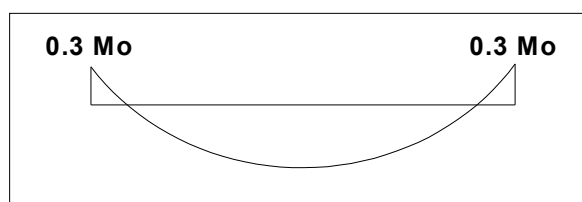


Fig III.2.16 diagramme des moment d'une poutre continue a L'ELS

$$M_{o1} = \frac{q l_{1-2}^2}{8} = \frac{6,57 \times 4,00^2}{8} = 13,14 \text{ KNm}$$

$$M_{o2} = \frac{q l_{1-2}^2}{8} = \frac{6,57 \times 4,00^2}{8} = 13,14 \text{ KNm}$$

- Calcul des moments sur appuis :

$$M_1 = 0,3M_{o1} = 0,3 \times 9,50 = 3.94 \text{ KNm}$$

$$M_2 = 0,3M_{o2} = 0,3 \times 10,06 = 3.94 \text{ KNm}$$

- Moment en travées :

Travée (1 – 2) :

$$\left\{ \begin{aligned} M_t &\geq -\frac{M_1 + M_2}{2} + (1 + 0,3 \alpha)M_0 = -\frac{(3.94 + 3.94)}{2} + 1.14 \times 13.14 = 11.04 \text{ KNm} \\ M_t &\geq 0,67 \times 13.14 = 8.80 \text{ KNm} \end{aligned} \right.$$

Soit : $M_{1-2} = 11.04 \text{ KNm}$

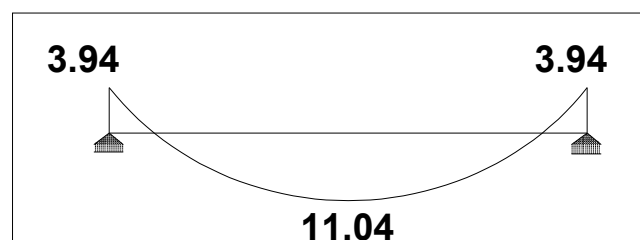


Fig III.2.17 diagramme des moment d'une poutre continue a L'ELS

- Calcul des efforts tranchants :

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donnée par la formule suivante :

$$\bullet T(x) = O(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

$$\bullet T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

$$\bullet T_e = \frac{ql}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

Application :

Travée (1 – 2):

$$\left\{ \begin{aligned} T_1 &= \frac{q_u \cdot L_{12}}{2} + \frac{M_2 - M_1}{L_{12}} = \frac{6.57 \times 4}{2} + \frac{(-3.94) - (-3.94)}{4} = 13.14 \text{ KN} \\ T_2 &= -\frac{q_u \cdot L_{12}}{2} + \frac{M_2 - M_1}{L_{12}} = -\frac{6.57 \times 4}{2} + \frac{(-3.94) - (-3.94)}{4} = -13.14 \text{ KN} \end{aligned} \right.$$

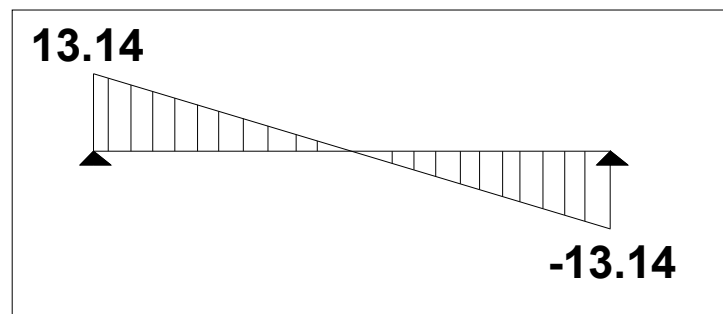


Fig III.2.18 Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

➤ 2^{ème} Cas : Poutre sur 03 appuis :

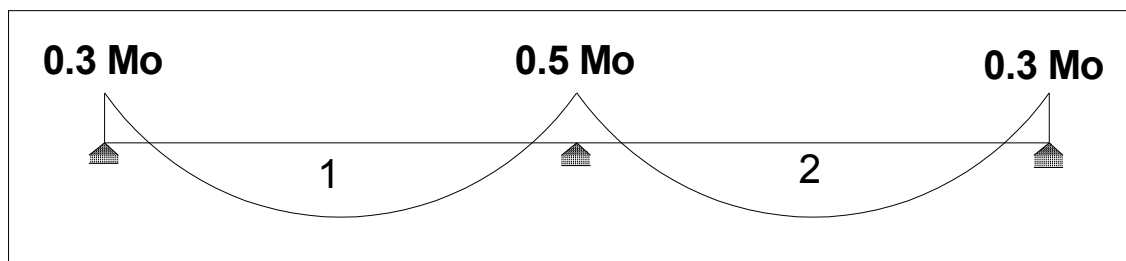


Fig III.2.19 diagramme des moment d'une poutre continue à l'ELS

- **Moment isostatique à l'ELS :**

$$M_{o1} = 13.14 \text{ KNm}$$

$$M_{o2} = 13.14 \text{ KNm}$$

$$M_{o3} = 13.14 \text{ KNm}$$

- **Calcul des moments sur appuis :**

$$M_1 = 0,3 M_{o1} = 0,3 \times 13.14 = 3.94 \text{ KNm}$$

$$M_2 = 0,5 M_{o2} = 0,5 \times 13.14 = 6.57 \text{ KNm}$$

$$M_3 = 0,3 M_{o3} = 0,3 \times 13.14 = 3.94 \text{ KNm}$$

- **Moment en travées :**

Travée (1 – 2) :

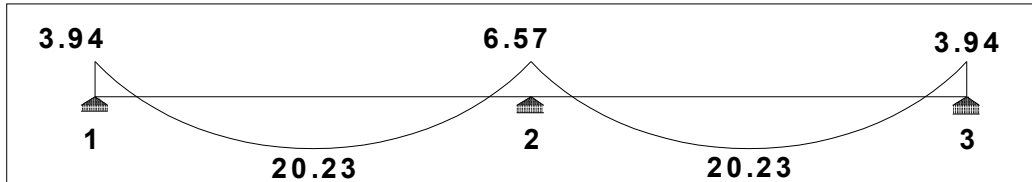
$$\begin{cases} M_t \geq -\frac{(3.94 + 6.57)}{2} + 1,14 \times 13.14 = 20.23 \text{ KNm} \\ M_t \geq 0,67 \times 13.14 = 7.49 \text{ KNm} \end{cases}$$

Soit : $M_{t(1-2)} = 20.23 \text{ KNm}$

Travée (2 – 3) :

$$\begin{cases} M_t \geq -\frac{(6.57 + 3.94)}{2} + 1,14 \times 13.14 = 20.23 \text{ KNm} \\ M_t \geq 0,67 \times 13.14 = 7.49 \text{ KNm} \end{cases}$$

Soit : $M_{t(2-3)} = 20.23 \text{ KNm}$



• Fig III.2.20 diagramme des moment d'une poutre continue a L'ELS

- Calcul des efforts tranchants :

Travée (1 – 2)

$$\begin{cases} T_1 = \frac{q_s \cdot L_{12}}{2} + \frac{M_2 - M_1}{L_{12}} = \frac{6.57 \times 4}{2} + \frac{(-6.57) - (-3.94)}{4} = 12.48 \text{ KN} \\ T_2 = -\frac{q_s \cdot L_{12}}{2} + \frac{M_2 - M_1}{L_{12}} = -\frac{6.57 \times 4}{2} + \frac{(-6.57) - (-3.94)}{4} = -13.79 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée (2 – 3)

$$\begin{cases} T_2 = \frac{q_s \cdot L_{23}}{2} + \frac{M_3 - M_2}{L_{12}} = \frac{6.57 \times 4}{2} + \frac{(-3.94) - (-6.57)}{4} = 13.78 \text{ KN} \\ T_3 = -\frac{q_s \cdot L_{12}}{2} + \frac{M_2 - M_1}{L_{12}} = -\frac{6.57 \times 4}{2} + \frac{(-3.94) - (-6.57)}{4} = -12.48 \text{ KN} \end{cases}$$

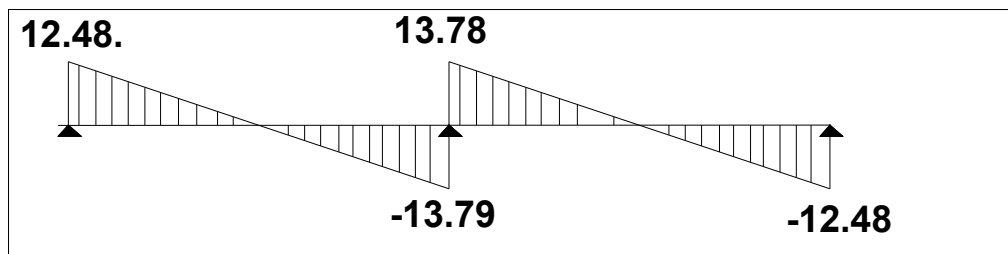
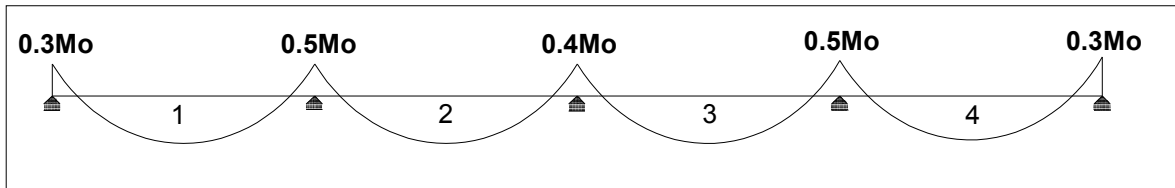


Fig III.2.21 Diagramme des efforts tranchants a L'ELS.

- **3^{ème} cas :** On a une poutre sur cinque (05) appuis, on aura donc le diagramme suivant :



• Fig III.2.22 diagramme des moment d'une poutre continue a L'ELS

- Calcul des moments isostatiques M_{oi} à l'ELU :

$$M_{o1} = M_{o5} = \frac{q_s l^2}{8} = 6.57 \frac{(4.00)^2}{8} = \boxed{13.14 \text{ KNm}}$$

$$M_{o2} = M_{o4} = \frac{q_u l^2}{8} = 6.57 \frac{(4.00)^2}{8} = \boxed{13.14 \text{ KNm}}$$

$$M_{o3} = \frac{q_u l^2}{8} = 6.57 \frac{(4.00)^2}{8} = \boxed{13.14 \text{ KNm}}$$

- Calcul des moments sur appuis :

$$M_1 = 0,3M_{o1} = 0,3 \times 13.14 = 3.94 \text{ KNm}$$

$$M_2 = 0,5M_{o2} = 0,5 \times 13.14 = 6.57 \text{ KNm}$$

$$M_3 = 0,4M_{o3} = 0,4 \times 13.14 = 5.25 \text{ KNm}$$

$$M_4 = 0,5M_{o4} = 0,5 \times 13.14 = 6.57 \text{ KNm}$$

$$M_5 = 0,3M_{o5} = 0,3 \times 13.14 = 3.94 \text{ KNm}$$

- Moments en travées :

Travée (1 – 2):

$$\begin{cases} M_t \geq -\frac{M_1 + M_2}{2} + (1 + 0,3 \alpha)M_0 = -\frac{(3.94 + 6.57)}{2} + 1.14 \times 13.14 = 9.72 \text{ KNm} \\ M_t \geq 0,67 \times 13.14 = 8.80 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$M_t(1 - 2) = \boxed{9.72 \text{ KNm}}$$

Travée (2 – 3):

$$\begin{cases} M_t \geq -\frac{M_2 + M_3}{2} + (1 + 0,3 \alpha)M_0 = -\frac{(6.57 + 5.25)}{2} + 1.14 \times 13.14 = 9.07 \text{ KNm} \\ M_t \geq 0,57 \times 13.14 = 7.49 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$\text{Soit : } M_t(2 - 3) = \boxed{9.07 \text{ KNm}}$$

Travée (3 – 4) :

$$\left\{ \begin{aligned} M_t &\geq -\frac{M_3 + M_4}{2} + (1 + 0,3 \alpha)M_0 = -\frac{(5.25 + 6.57)}{2} + 1.14 \times 13.14 = 9.07 \text{ KNm} \\ M_t &\geq 0.57 \times 13.14 = 7.49 \text{ KNm} \end{aligned} \right.$$

Soit : $M_t(3 - 4) = \boxed{9.07 \text{ KNm}}$

Travée (4 – 5)

$$\left\{ \begin{aligned} M_t &\geq -\frac{M_4 + M_5}{2} + (1 + 0,3 \alpha)M_0 = -\frac{(6.57 + 3.94)}{2} + 1.14 \times 13.14 = 9.72 \text{ KNm} \\ M_t &\geq 0.67 \times 13.14 = 8.80 \text{ KNm} \end{aligned} \right.$$

Soit : $M_t(4 - 5) = 9.72 \text{ KNm}$

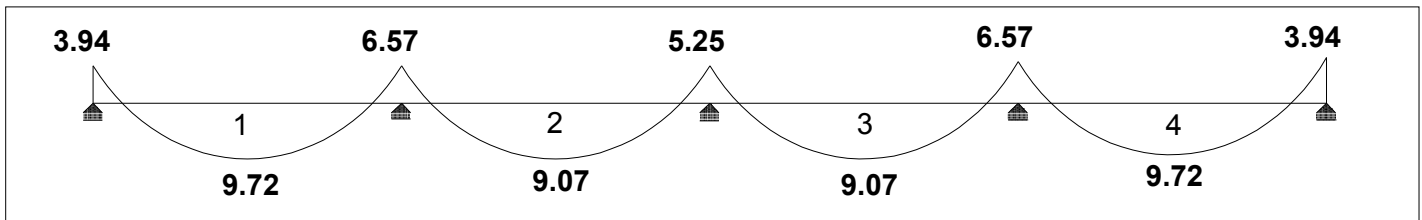


Fig III.2.23 diagramme des moment d'une poutre continue a L'ELS

- Calcul des efforts tranchants :

Travée (1 – 2)

$$\left\{ \begin{aligned} T_1 &= \frac{q_s \cdot L_{12}}{2} + \frac{M_2 - M_1}{L_{12}} = \frac{6.57 \times 4}{2} + \frac{(-6.57) - (-3.94)}{4} = \boxed{12.48 \text{ KN}} \\ T_2 &= -\frac{q_s \cdot L_{12}}{2} + \frac{M_2 - M_1}{L_{12}} = -\frac{6.57 \times 4}{2} + \frac{(-6.57) - (-3.94)}{4} = \boxed{-13.79 \text{ KN}} \end{aligned} \right.$$

Travée (2 – 3)

$$\left\{ \begin{aligned} T_2 &= \frac{q_s \cdot L_{23}}{2} + \frac{M_3 - M_2}{L_{23}} = \frac{6.57 \times 4}{2} + \frac{(-5.25) - (-6.57)}{4} = \boxed{13.47 \text{ KN}} \\ T_3 &= -\frac{q_s \cdot L_{23}}{2} + \frac{M_3 - M_2}{L_{23}} = -\frac{6.57 \times 4}{2} + \frac{(-5.25) - (-6.57)}{4} = \boxed{-12.81 \text{ KN}} \end{aligned} \right.$$

Travée (3 – 4)

$$\left\{ \begin{aligned} T_3 &= \frac{q_s \cdot L_{34}}{2} + \frac{M_4 - M_3}{L_{34}} = \frac{6.57 \times 4}{2} + \frac{(-6.57) - (-5.25)}{4} = \boxed{12.81 \text{ KN}} \\ T_4 &= -\frac{q_s \cdot L_{34}}{2} + \frac{M_4 - M_3}{L_{34}} = -\frac{6.57 \times 4}{2} + \frac{(-6.57) - (-5.25)}{4} = \boxed{-13.47 \text{ KN}} \end{aligned} \right.$$

Travée (4 – 5)

$$\left\{ \begin{array}{l} T_4 = \frac{q_s \cdot L_{45}}{2} + \frac{M_5 - M_4}{L_{45}} = \frac{6.57 \times 4}{2} + \frac{(-3.94) - (-5.25)}{4} = \boxed{13.46 \text{ KN}} \\ T_5 = -\frac{q_s \cdot L_{45}}{2} + \frac{M_5 - M_4}{L_{45}} = -\frac{6.57 \times 4}{2} + \frac{(-3.94) - (-5.25)}{4} = \boxed{-12.81 \text{ KN}} \end{array} \right.$$

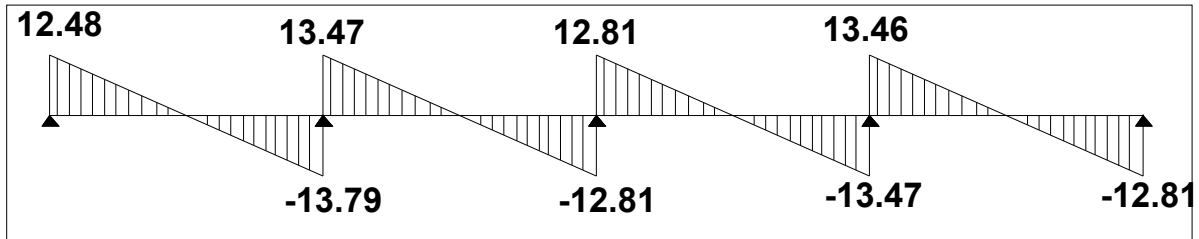


Fig III.2.24 Diagramme des efforts tranchants d'une poutre continue à l'ELS

III-2-6 Vérification à l'ELS :

- Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures : (Art-A-4-5-3/BAEL91).

Fissuration peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

- Vérification à l'état limite de compression du béton: (Art-A-4-5-2/BAEL91).

On peut se dispenser de calcul $Z_{bc} \leq \bar{Z}_{bc}$ si ces conditions sont vérifiées.

On doit vérifier que : $G_{bc} \leq 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Avec : $G_{bc} = K \times G_s$

➤ Aux appuis :

$A_a = 2,26 \text{ cm}^2 ; M_{sa} = 6,04 \text{ KNm}$

$$\varphi = \frac{100 \times A_a}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2,26}{12 \times 18} = 1,05$$

$\rho = 1,05 \rightarrow \beta_1 = 0,858 \rightarrow K_1 = 15,67 \rightarrow K = 1/K_1 = 0,049$

$G_{bc} = K \times G_s = 0,049 \times 173,05 = 8,48 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$

➤ En travée :

$A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2 , M_{st} = 9,72 \text{ KNm}$

$$\varphi = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3,39}{12 \times 18} = 1,569$$

$$\rho = 1.569 \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0.837 \quad \rightarrow \quad K_1 = 15.67 \quad \rightarrow \quad K = 1/K_1 = 0.064$$

$$G_s = \frac{M_{st}}{b_1 \times d \times A} = \frac{9.72 \cdot 10^5}{0.837 \times 18 \times 3.39 \cdot 10^2} = 190.31 \text{ MPa}$$

$$G_{bc} = K \times G_s = 0,064 \times 190.31 = 12.17 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification à la flèche :**
- La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction
- Les règles du **BAEL.91 (article B.5.6.1)**, précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS
- les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :
 - $\frac{h}{L} \leq \frac{1}{22.5}$; $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{f_e}$; $\frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10 M_0}$
 - Avec :
 - h : hauteur totale de la section.
 - L : portée libre maximale.
 - M_t : moment maximum en travée.
 - M_0 : moment maximum isostatique
 - b_0 : largeur de nervure

Selon les règles de **BAEL91 (Art-b-6.8, 424)** le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions ci-après ne sont pas vérifiées.

$$1) \frac{h}{L} > \frac{1}{22,5}$$

$$2) \frac{h}{L} > \frac{M_t}{15 M_0}$$

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

- $\frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0,05 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$
- $\frac{h}{L} = 0,05 > \frac{M_t}{15 M_0} = \frac{9.72}{15 \times 59,07} = 0,0084 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$
- $\frac{A}{b_0 d} = \frac{2,26}{12 \times 18} = 0,0104 < \frac{4,20}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

Toutes les conditions sont vérifiées alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire. Les armatures calcul à l'ELU sont suffisantes pour le ferrailage des poutrelles d'où on adopte le même ferrailage sur tous les niveaux :

Armatures principales :

- Aux appuis : $A_{sa} = 2HA12 = 2,26 \text{ cm}^2$
- En travée : $A_{st} = 3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2$
- Armatures transversales : $A_t = 2HA8 = 1,00 \text{ cm}^2$ (cadre + étrier);

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

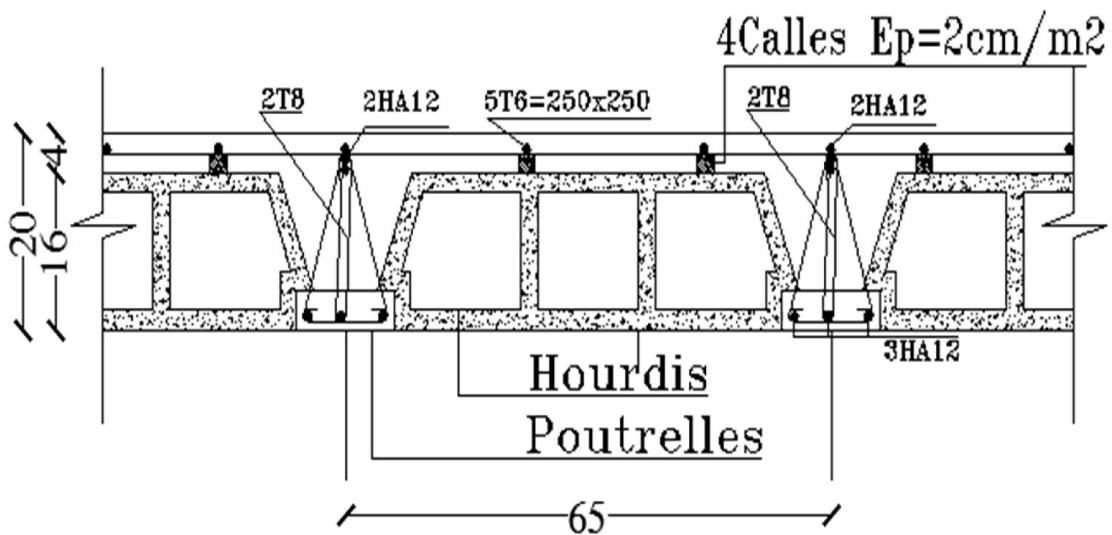


Fig III.2.25 Ferrailage de plancher

III-3 – Les balcons :

Le balcon est un élément constitué d’une dalle pleine, faisant suite à la dalle du plancher. Le balcon travail comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive.

III-3-1 Etude de la Dalle pleine :

La console est calculée telle une poutre encastrée à une extrémité et libre de l’autre, soumise à des charges permanentes G, au poids du garde de corps ainsi qu’aux charges d’exploitations ; ils sont constitués de dalles pleines et sont dimensionnés comme suit :

- Largeur L = 1,30 m
- Longueur l = 4.00 m
- Un garde de corps de hauteur h = 1 m en brique pleine de 10,5 cm d’épaisseur.

Le calcul de ferrailage se fera pour une bande de 1 ml de largeur dont la section est soumise à la flexion simple. Le schéma statique est comme suit :

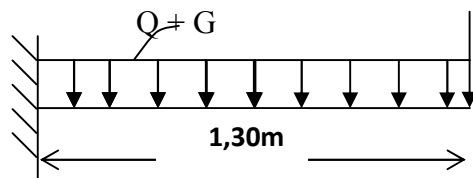


Figure III.3.1 : Schéma statique du balcon

III-3-1-1 Dimensionnement :

L’épaisseur du balcon est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L}{10} ; L : \text{Largeur du balcon.}$$

$$e \geq \frac{130}{10} = 13 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } e = 15 \text{ cm}$$

III-3-1-2 Détermination des sollicitations :

a) Charges permanentes :

Charges permanentes uniformes	Masse Volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtements en carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Couche de sable	18	0,02	0,36
Enduit de mortier de ciment	22	0,02	0,44
La dalle pleine	25	0,15	3,75
		Poids total	G = 5,39

Tableau III.3.1 : Les charges permanentes revenant à la console

b) Charge concentrée du garde de corps

Charges permanentes concentrées poids du corps creux	Masse Volumique (KN/m^3)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m^2)
Murs en briques creuses	9	0,1	0,9
Enduit en mortier de ciment	22	0,02	0,44
Poids total			G = 1,34

Tableau III.3.2 : Les charges concentrées revenant à la console

c) Surcharge d'exploitation :

$Q = 3,5 \text{ Kn/ml}$ (DTR B.C. 2,2 → Surcharges de la console)

d) Combinaisons de charges :

➤ A l'ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q$

- Dalle : $q_{u1} = (1,35 \times 5,39) + (1,5 \times 3,5) = 12,53 \text{ KN/ml}$

- Garde de corps : $q_{u2} = 1,35 \times 1,34 = 1,81 \text{ KN/ml}$

➤ A l'ELS : $q_s = G + Q$

Dalle: $q_{s1} = (5,39 + 3,5) = 8,89 \text{ KN/ml}$

Garde de corps : $q_{s1} = 1,34 = 1,34 \text{ KN/ml}$

III-3-1-3 Calcul à l'ELU :

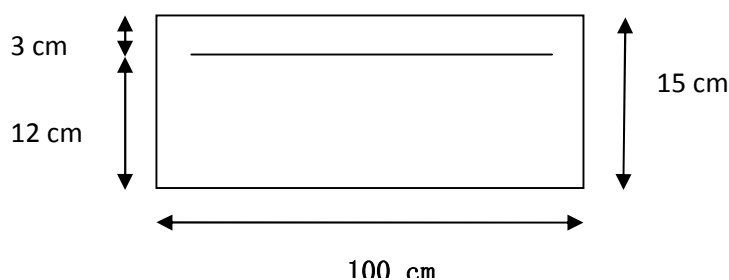
- Le moment provoqué par la charge q_{u1} est :

$$Mq_{u1} = \frac{q_{u1} l^2}{2} = \frac{12,53 \times (1,30)^2}{2} = 10,59 \text{ KNm}$$

- Le moment provoqué par la charge q_{u2} est :

$$Mq_{u2} = q_{u2} l^2 = 1,81 \times 1,30 = 2,35 \text{ KNm}$$

➔ Le moment total est : $M_u = Mq_{u1} + Mq_{u2} = 10,59 + 2,35 = 12,94 \text{ KNm}$



III-3-1-4 Ferrailage :

- Armatures principales :

$$U = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{12,94 \cdot 10^5}{100 \times (12)^2 \cdot 14,2 \cdot 10^2} = 0,063$$

→ $U = 0,063 < U_e = 0,392$ → Section est simplement armée

$U = 0,063$ → $B = 0,9675$

$$A_s = \frac{M_u}{B \cdot d \cdot G_{st}} = \frac{12,94 \cdot 10^5}{0,9675 \times 12 \times 348 \cdot 10^2} = 3,20 \text{ cm}^2$$

Soit : $2 \times 5HA12/ml = 5,65/ml \text{ cm}^2$

Avec : $S_t = 20 \text{ cm}$

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Soit : $2 \times 5HA10/ml = 3,92/ml \text{ cm}^2$

Avec : $S_t = 20 \text{ cm}$

III-3-1-5 Vérification à l'ELU :

- Vérification de la condition de non fragilité: (Art 4.2.1/BAEL91)

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 12 \times 2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 1,45 \text{ cm}^2 < A_{adoptée} = 5,65 \text{ cm}^2$ → Condition vérifiée

- Vérification de la condition de l'adhérence des barres:(Art6.13/BAEL91)

On doit vérifier : $Z_{se} < \bar{Z}_{se}$

$$Z_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \sum U_i} < \bar{Z}_{se}$$

Avec : $\bar{Z}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\sum U_i = n \pi \phi = 5 \times 3,14 \times 1,2 = 18,84 \text{ cm}$$

Calcul de l'effort tranchant :

$$V_u = q_{u2} = 12,53 \times 1,35 + 1,81 = 18,73 \text{ KN}$$

$Z_{se} = \frac{18,73 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 188,4} = 0,92 \text{ MPa} < \bar{Z}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$ → Condition vérifiée.

- **Vérification au cisaillement : (Art-5-2-2/BAEL91)**

On doit vérifier que : $Z_u \leq \bar{Z}_u$

$$Z_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{Z}_u$$

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

$$Z_u = \frac{18,73 \cdot 10^3}{1000 \times 120} = 0,156 \text{ MPa} < \bar{Z}_u = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement \rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de l'écartement des barres :**

Armatures principales :

$$S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Armatures secondaires :

$$S_t = 20 \text{ cm} < \min(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III-3-1-6 Calculé à l'ELS :

La console est exposée aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

- **Calcul des moments :**

$$M_s = M_{q_{s1}} + M_{q_{s2}} = \left(\frac{q_{s1} l^2}{2} + q_{s2} \times l \right) = \frac{8,89 \times (1,30)^2}{2} + 1,34 \times 1,30 = 9,25 \text{ KNm}$$

- **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$G_{bc} \leq \bar{G}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Etat limite de compression de béton : (Art A4.5.2 du BAEL)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans le béton si les conditions suivantes sont satisfaites :

- La section est rectangulaire
- La nuance des aciers est FeE400

Pour une section rectangulaire $b = 100 \text{ cm}$ et $a = 20 \text{ cm}$, armée par des aciers de nuance FeE400 soit à vérifier x :

$$x \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \text{ Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{12,94}{9,25} = 1,4; U = 0,063 \rightarrow \alpha = 0,08145 < \frac{1,4-2}{2} + \frac{25}{100} = 0,45$$

→ Condition vérifiée.

Donc le calcul de G_{bc} n'est pas nécessaire.

• **Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :**

$$G_{st} \leq \bar{G}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400; 100 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\}$$

$$G_{st} \leq \bar{G}_{st} = \min\{266,66; 201,63\} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$G_{st} = \frac{M_s}{B_1 \cdot d \cdot A_s}$$

$$\text{On a : } \varphi = \frac{100 A_s}{b \cdot d} \rightarrow \varphi = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 12} = 0,47 \rightarrow B_1 = 0,896$$

Alors :

$$G_{st} = \frac{9,25 \cdot 10^5}{0,896 \times 12 \times 5,65 \cdot 10^2} = 152,27 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow G_{st} = 152,27 \text{ MPa} \leq \bar{G}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

→ La section est vérifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures.

Vérification de la flèche :

D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{130} = 0,115 > 0,0625 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_s}{10 M_0} \rightarrow \frac{15}{130} = 0,115 > \frac{9,25}{10 \times 17,25} = 0,054 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$3) \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{5,65}{100 \times 12} = 0,0047 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

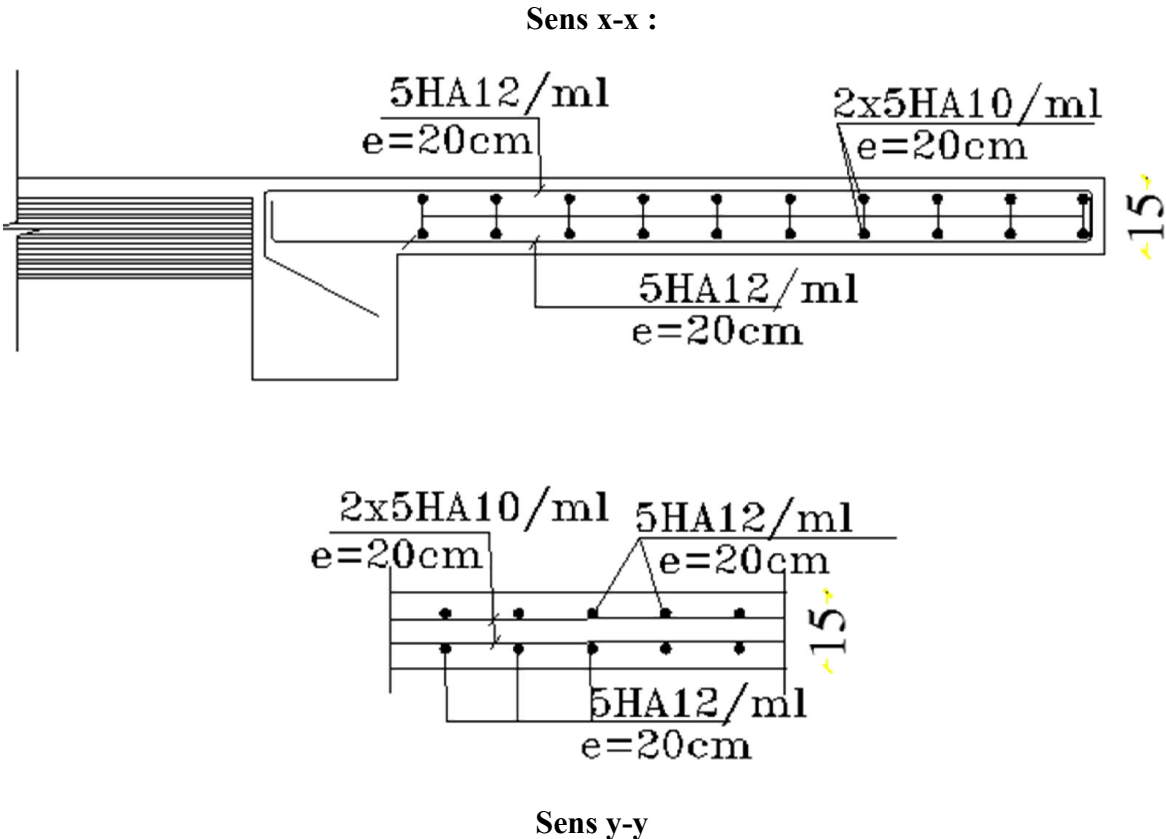


Figure III.3.2: Ferrailage du balcon

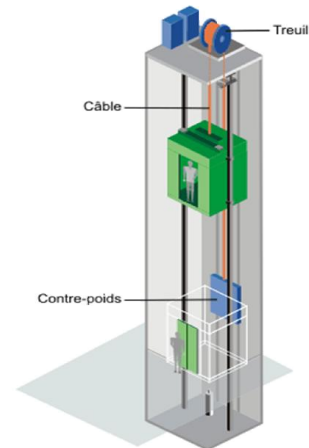
III.4 Salle machine :

Introduction :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

L'ascenseur est composé de ces trois composantes essentielles :

- Le treuil de levage et sa poulie.
- La cabine ou la benne.
- Le contre poids.



III.4.Etude de l'ascenseur :

L'ascenseur qu'on étudie est pour 06 personnes.

- **Les caractéristiques**

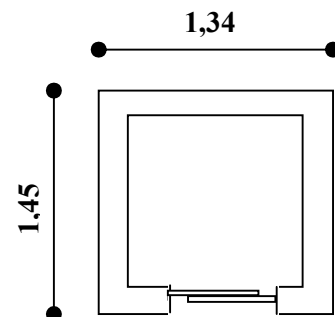
Vitesse de levage: $V = 1,6 \text{ m/s}$.

Charge due à la salle de machine: $P_m = 20 \text{ KN}$

Charge due au poids propre de l'ascenseur: $D_m = 53 \text{ KN}$

Poids maximal levé par l'ascenseur (charge nominale) est de 700 Kg

- Selon les charges on définit deux types de dalles qui sont :
 - 1)- Dalle de salle machine (locale).
 - 2)- Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.



La surface de la cabine $S = (1,34 \times 1,45) = 1,94 \text{ m}^2$

La hauteur de la cabine est de 1,94 m²

La charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargé est :

$$G = P_m + D_m + P_{\text{personnes}}$$

$$G = 20 + 53 + 7 = 80 \text{ KN.}$$

La surcharge d'exploitation $Q = 1 \text{ KN/ml}$

III-4-1) Calcul de la dalle pleine :

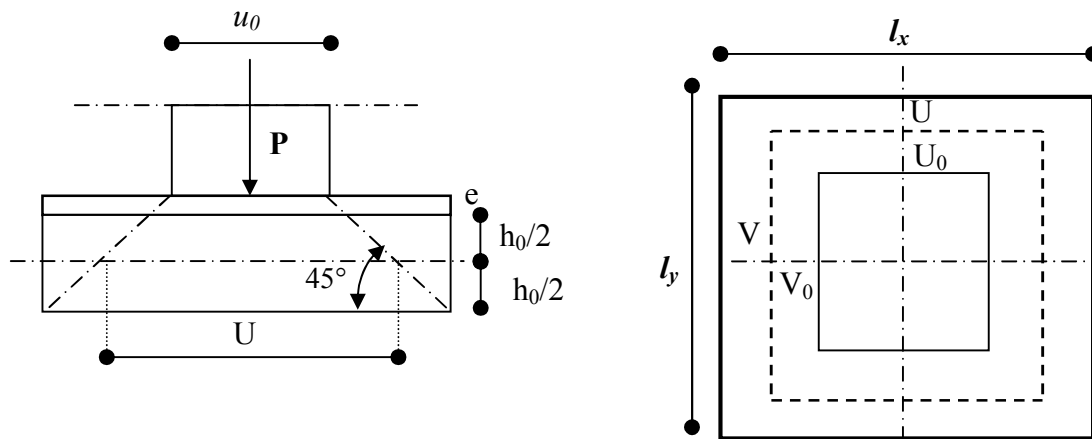
a) Épaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule :

$$h_0 \geq \frac{L_{\text{max}}}{30} = \frac{145}{30} = 4,83 \text{ cm}$$

NB : le RPA 2003 exige une épaisseur $h_0 \geq 12\text{cm}$; on prend : $h_0 = 15\text{cm}$.

La dalle repose sur son contour (4 appuis), soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle ($U \times V$), dite surface d'impact située au niveau du feuillet moyen de la dalle. Le calcul se fera à l'aide des abaques de **PIGEAUD** qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau (voir la figure ci-après).



On a : $U = U_0 + 2\zeta e + h_0$

$V = V_0 + 2\zeta e + h_0$

Avec :

h_0 : épaisseur de la dalle (15cm)

e : épaisseur du revêtement (5 cm).

ζ : dépend de la nature des revêtements (pour les revêtements en béton armé, il est pris égal à 1).

$U_0 = V_0 = 80\text{ cm}$ (côté de rectangle dans laquelle q est concentrée).

$U = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105\text{ cm}$

$V = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105\text{ cm}$

b) Fonctionnement de la dalle:

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{1,34}{1,45} = 0,92 > 0,4$$

La dalle travaille dans les 02 sens.

c) Evaluation du moment M_{x1} et M_{y1} dus au système de levage :

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 les formules suivantes:

$$M_{x1} = q \times (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = q \times (\nu M_1 + M_2)$$

Avec :

ν : coefficient de poisson ($\nu=0$ à l'E.L.U et 0,2 à l'E.L.S)

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 :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,34}{1,45} = 0,92$$

$$\frac{u}{l_x} = \frac{105}{134} = 0,78$$

$$\frac{v}{l_y} = \frac{105}{145} = 0,72$$

En se référant au tableau de PIGEAUD, on trouve (par interpolation) :

$$M_1 = 0,074$$

$$M_2 = 0,037$$

➤ Évaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU :

$$M_{x1} = q \times M_1$$

$$M_{y1} = q \times M_2$$

$$\text{Avec } q = 1,35 \times Q = 1,35 \times 80 = 108 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x1} = 108 \times 0,074 = 7,992 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 108 \times 0,037 = 3,996 \text{ KN.m}$$

➤ **Évaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :**

Les calculs se feront pour une bande de 1m de largeur ;ils sont donnés par les formules

$$M_{x2} = \mu_x q_u (l_x)^2$$

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

$\rho = 0,92 \Rightarrow$ Le panneau travaille dans

les 02sens

Du tableau :

$$\mu_x = 0,0438 ; \mu_y = 0,819$$

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

avec :

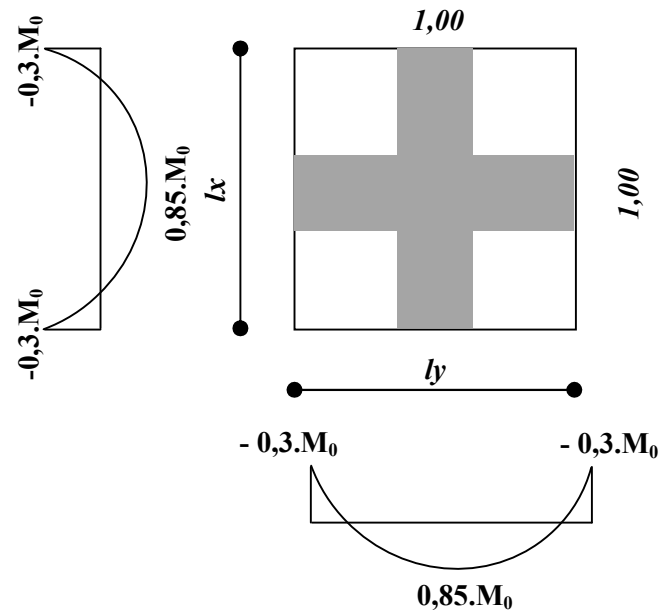
$$G = 25 \times 0,15 + 22 \times 0,05 = 4,85 \text{ KN/m}^2$$

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

$$q_u = 1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1 = 8,05 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x2} = 0,0438 \times 8,05 (1,34)^2 = 0,633 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,819 \times 0,81 = 0,663 \text{ KN.m}$$



d) Superposition des moments:

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7,992 + 0,633 = 8,625 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3,996 + 0,663 = 4,659 \text{ KN.m}$$

Afin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront affectés d'un coefficient **0,85** en travée et **0,3** aux appuis.

❖ **Les moments en travée :**

$$M_x^t = 0,85 . M_x = 0,85 \times 8,625 = 7,331 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 . M_y = 0,85 \times 4,659 = 3,960 \text{ KN.m}$$

❖ **Les moments aux appuis :**

$$M_x^a = - 0,3 \times M_x = - 0,3 \times 8,625 = - 2,588 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = - 0,3 \times M_y = - 0,3 \times 4,659 = - 1,398 \text{ KN.m}$$

Détermination de la section d'armature :

a) Armatures // à X-X :

❖ En travée :

Les calculs seront effectués pour une bande de 1,00m.

 $h_0 = 15\text{cm}$, enrobage $c = 3\text{cm}$. $d = h_0 - c = 15 - 3 = 12\text{cm}$.

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{7,331 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2}$$

$$\mu_b = 0,036 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,036 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,982$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_t = \frac{7,331 \times 10^3}{0,982 \times 12 \times 348} = 1,788\text{cm}^2$$

Soit $2 \times 5\text{HA}12/\text{ml} \Rightarrow A_t = 5,65 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S = 20 \text{ cm}$ ❖ Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{2,588 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2}$$

$$\mu_b = 0,013 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,013 \Rightarrow \beta = 0,994$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_t = \frac{2,588 \times 10^3}{0,994 \times 12 \times 348} = 0,623\text{cm}^2$$

Soit $2 \times 5\text{HA}10/\text{ml} \Rightarrow A_a = 3,92 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S = 20 \text{ cm}$

b) Armatures // à Y-Y :

Le ferrailage suivant ce sens est pris égal à celui adopté dans le sens parallèle à XX' du fait que les sollicitations dans les deux sens sont égales.

❖ **En travée :**

Les calculs seront effectués pour une bande de 1,00m.

$h_0 = 15\text{cm}$, enrobage $c = 3\text{cm}$.

$d = h_0 - c = 15 - 3 = 12\text{cm}$.

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3,960 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,019$$

$$\mu_b = 0,019 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,019 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,991$$

$$A_t = \frac{M_y^t}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_t = \frac{3,960 \times 10^3}{0,991 \times 12 \times 348} = 0,957\text{cm}^2$$

Soit $2 \times 5\text{HA}12/\text{ml} \Rightarrow A_t = 5,65\text{ cm}^2$ avec un espacement $S = 20\text{ cm}$

❖ **Aux appuis:**

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{4,659 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,0108$$

$$\mu_b = 0,023 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,023 \Rightarrow \beta = 0,989$$

$$A_a = \frac{M_y^a}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_a = \frac{4,659 \times 10^3}{0,989 \times 12 \times 348} = 1,128\text{cm}^2$$

Soit $2 \times 5\text{HA}10/\text{ml} \Rightarrow A_a = 3,92\text{ cm}^2$ avec un espacement $S = 20\text{ cm}$

III-4-2) Vérification à L'E.L.U:

a) Condition de non fragilité

✚ Armatures inférieures

$$W_x = W_0 \times \frac{3-\rho}{2}$$

$$W_x = \frac{A_{\min}}{S}$$

Avec :

$$\rho = 0,92$$

A_{\min} : Section minimale d'armatures.

S : section totale du béton.

W_0 : taux d'acier minimal = **0,0008** (acier HA FeE400)

$$W_x = 0,0008 \times \frac{3-0,92}{2} = \mathbf{0,000832}$$

$$A_{\min} = W_x \times S = \mathbf{0,000832 \times (15 \times 100) = 1,25 \text{ cm}^2}$$

✚ Armatures supérieures

$$W_y = W_0 = 0,0008$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times (15 \times 100) = \mathbf{1,2 \text{ cm}^2}$$

❖ En travée :

$$A_x = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,25 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2$$

❖ En appuis :

$$A_x = 3,92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 3,92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2$$

b) Diamètre minimal des barres : (art A-7.21 BAEL91) :

On doit vérifier que :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10}$$

$$\phi_{\max} = 10 \text{ mm} < 15 \text{ mm} \Rightarrow \mathbf{\text{condition vérifiée}}$$

c) Ecartement des barres :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes :

$$\text{Armature } A_x // l_x : S_t \leq \min(3h_0 ; 33 \text{ cm}) = (45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Armature } A_y // l_y : S_t \leq \min(3h_0 ; 33 \text{ cm}) = (45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

d) Poinçonnement : [Art A-5-2-42/BAEL91 modifié 99] :

Ou admet qu'aucune armature transversale n'est nécessaire si la condition suivante est satisfaite.

$$Q_u \leq Q = 0,045 \cdot \mu_c \cdot h_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

Q_u : charge de calcul à l'ELU.

μ_c : Périmètre du contour de la surface sur laquelle agit la charge au niveau de feuillet moyen.

h_0 : épaisseur totale de la dalle.

$$\mu_c = 2(U + V) = 2 \times (1,05 + 1,05) = 4,2 \text{ m.}$$

$$Q = 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 472,5 \text{ KN}$$

$$Q_u = 1,35 \times 80 = 108 \text{ KN}$$

$Q_u = 108 \text{ KN} < Q = 472,5 \text{ KN} \Rightarrow$ **condition vérifiée** \Rightarrow les armatures transversales sont inutiles.

e) Vérification de la contrainte tangentielle :

Les efforts tranchants sont maximum au voisinage de la charge ;

Nous avons $u = v$, donc : Au milieu de u on a :

$$V_u = \frac{P}{2(U + V)} \times 1 \text{ m} = \frac{108}{2 \times (1,05 + 1,05)} = 25,71 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{25,71 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,21 \text{ MPa}$$

Les fissurations étant peu nuisibles :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\} = \{3,33\text{MPa}; 5\text{MPa}\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,21\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

III.4.3. Vérification à l'ELS :

a) Évaluation des moments :

a-1) les moments engendrés par le système de levage :

$$M_{x1} = q_s \times (M_1 + v M_2)$$

$$M_{y1} = q_s \times (M_2 + v M_1)$$

Avec :

$$q_s = 80 \text{ KN} \text{ et } v = 0,2 \text{ à ELS}$$

$$M_{x1} = 80 \times (0,074 + 0,2 \times 0,037) = 6,72 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 80 \times (0,037 + 0,2 \times 0,074) = 4,144 \text{ KN.m}$$

a-2) Les moments engendrés par le poids propre de la dalle :

$$q_s = G+Q = (25 \times 0,15) + (22 \times 0,05) + 1 \quad \Rightarrow \quad q_s = 5,85 \text{ KN/m}$$

$$\rho = 0,92 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0510 \\ \mu_y = 0,875 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0,0510 \times 5,85 \times (1,34)^2 = 0,536 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,875 \times 0,580 = 0,469 \text{ KN.m}$$

a-3) Superposition des moments:

$$M_x = 6,72 + 0,536 = 7,256 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 6,20 + 0,50 = 4,613 \text{ KN.m}$$

➤ **Correction des moments:**

Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0,85), et en appuis par (-0,3) pour tenir compte de la continuité des voiles :

Les moments en travée :

$$M_x^t = 0,85 \times 7,256 = 6,168 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times 4,613 = 3,921 \text{ KN.m}$$

Les moments aux appuis

$$M_x^a = (-0,3) \times 7,256 = -2,177 \text{KN.m}$$

$$M_y^a = (-0,3) \times 4,613 = -1,384 \text{KN.m}$$

Etat limite de fissuration :

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

b) Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

➤ **Sens x-x:**

1-En travée :

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = K. \sigma_{st} \text{ avec } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} ; K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)}$$

$$M_x^t = 6,168 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 12} = 0,47 \Rightarrow k = 33.08 \text{ et } \beta = 0.896.$$

$$\sigma_s = \frac{M_x^t}{\beta_1 d A_a} = \frac{6,168 \times 10^6}{0,896 \times 120 \times 5.65 \times 10^2} = 101.53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{101.53}{33.08} = 3,06 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

2-Aux appuis :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = K. \sigma_{st} \text{ avec } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} ; K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)}$$

$$M_x^a = 2,177 \text{KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 12} = 0,326 \Rightarrow k = 41.18 \text{ et } \beta = 0.911$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta_1 d Aa} = \frac{2,177 \times 10^6}{0,911 \times 120 \times 3,92 \times 10^2} = 64,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{64,63}{41,18} = 1,56 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

➤ sens y-y :

1-En travée :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = K. \sigma_{st} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \quad ; \quad K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)}$$

$$M_y^t = 3,921 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times Aa}{bd} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 12} = 0,47 \Rightarrow \quad k = 33,08 \text{ et } \beta = 0,896.$$

$$\sigma_s = \frac{Mxt}{\beta_1 d Aa} = \frac{6,168 \times 10^6}{0,896 \times 120 \times 5,65 \times 10^2} = 101,53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{101,53}{33,08} = 3,06 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

2-Aux appuis :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = K. \sigma_{st} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \quad ; \quad K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)}$$

$$M_y^a = 1,384 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times Aa}{bd} = \frac{100 \times 3,92}{100 \times 12} = 0,326 \Rightarrow \quad k = 41,18 \text{ et } \beta = 0,911$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta_1 d Aa} = \frac{2,177 \times 10^6}{0,911 \times 120 \times 3,92 \times 10^2} = 64,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{64,63}{41,18} = 1,56 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

c) Etat limite de déformation:

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

✓ Vérification Foisonnement :

$$p_u \leq \frac{0,045.U_c.h.f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$U_c = 2.(u + v) = 2(105 + 105) = 420\text{cm} = 4,20\text{ m} ; \text{ et}$$

$$p_u = 8,05\text{ KN} \leq \frac{0.045 \times 4.20 \times 0.15 \times 25.10^3}{1.5} = 472.5\text{ KN} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

SENS X-X



SENS Y-Y

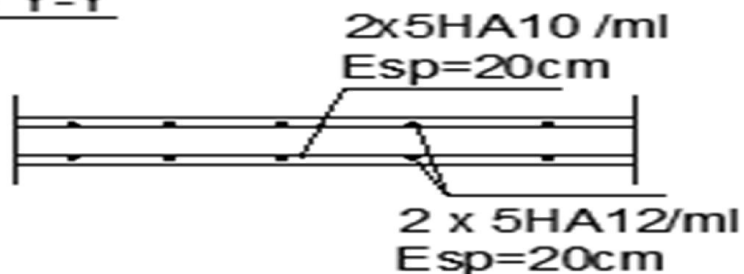


Figure III.4.1 : ferrailage de la dalle salle machine

III.5 l'escalier :

III-5-1) Introduction :

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches échelonné, permet le passage d'un niveau à un autre.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier (à deux volées avec un palier intermédiaire) en BA, coulé sur place.

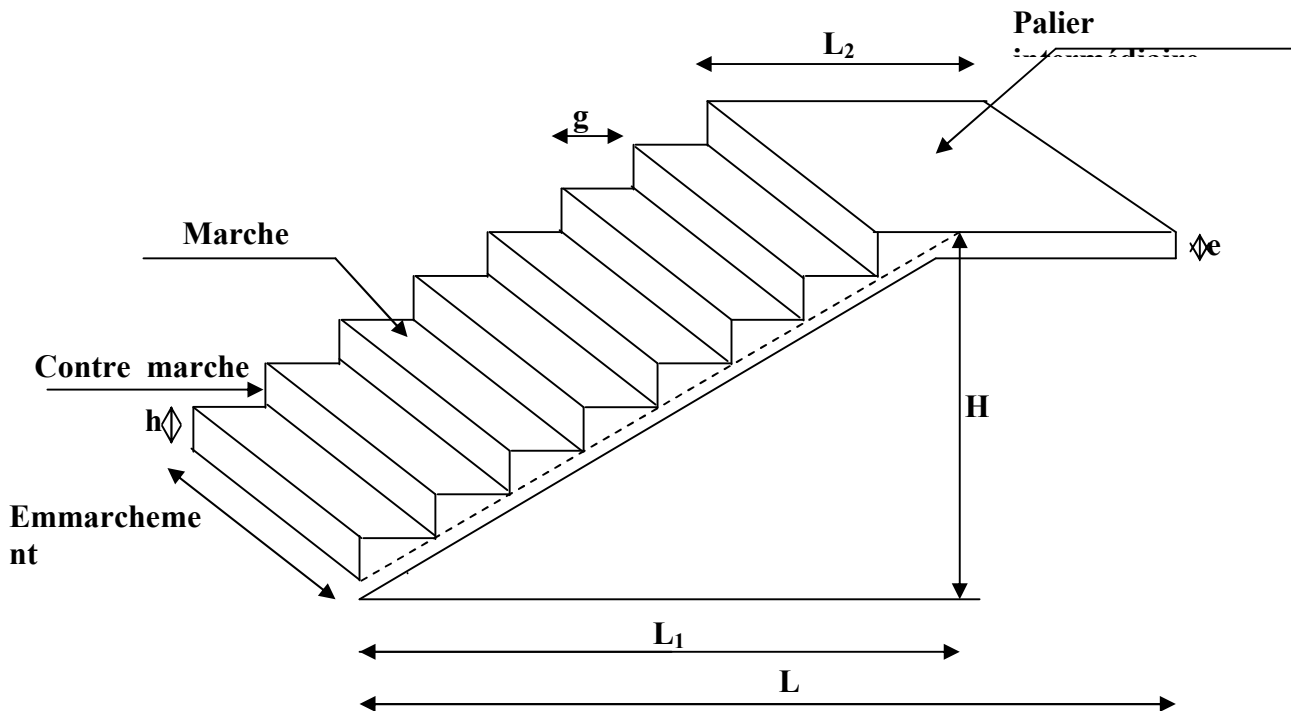


Figure III.5.1 : Coupe verticale de l'escalier

- La marche est la surface plane sur laquelle se pose le pied.
- La contre marche est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur h est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm.
- Le giron g est la distance en plan séparant deux contre marches successives.
- La volée est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers, sa longueur projetée est L_1 .
- La paillasse d'épaisseur e_p , est la dalle en béton armé incorporant les marches et contre marches.
- L'embranchement E représente la largeur de la marche.
- le palier de longueur L_2 , est l'élément intermédiaire entre deux volées

La montée H représente la différence de niveau entre deux paliers consécutifs

III-5-2) Pré dimensionnement de l'escalier :

Les escaliers seront pré dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** en tenant compte des dimensions données sur le plan.

III-5-2 a). marches et contremarches :

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

Où : h : la hauteur de la contre marche $14 \leq h \leq 18$ [cm].

g : le giron $28 \leq g \leq 32$ [cm].

On adopte : $h=17$ cm .

III-5-2 b).. Le nombre de contremarches (n) est donné par :

$$n = H/h.$$

Pour l'étage courant $H = 3.06\text{m}$.

Alors : $n = 3.06/0.17 = 18$.

Comme l'étage courant comporte deux paillasse identiques, on aura alors 9 contremarches et 8 marches par volée.

III-5-2 c) Calcul du giron :

Le giron « g » est donné par la formule suivante : $g = L_1/n-1$.

On à: $L_1=2.4\text{m}$, $L_2=1.75\text{m}$

$$L_1 = 2.4\text{m} \Rightarrow g = 2.4/8 = 0.3\text{m} \Rightarrow g = \mathbf{30\text{cm}}.$$

- **Vérification de la relation de BLONDEL**

$$2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64\text{cm}$$

On remarque bien que $59 \leq 64 \leq 66$ cm \rightarrow **Condition vérifiée.**

III-5-2 d). Pré dimensionnement de la paillasse :

Le palier et la paillasse auront la même épaisseur et sera déterminée par la formule suivante :

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

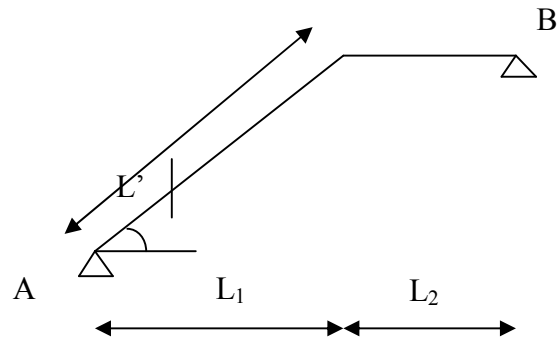
L : longueur projetée du palier et de la paillasse ; $L = L' + L_2$

$$450/30 \leq e_p \leq 450/20 \Rightarrow 15 \leq e_p \leq 22,5$$

Soit $e_p = 15\text{cm}$.

Calcul de α : $\text{tg}\alpha = \frac{h}{g}$

$$\text{tg}\alpha = \frac{17}{30} = 0.567 \Rightarrow \alpha = 29.55^\circ$$



$$\cos\alpha = \frac{L_1}{L'} = 0.87 \Rightarrow L' = 275,86 \text{ cm}$$

Figure III.5.2 Les dimensions de paillasse

III-5-3) Détermination des charges et surcharges :

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de 1m de projection horizontale, considérant une poutre simplement appuyée aux endroits des deux paliers.

➤ **charge permanente :**

Paillasse

Eléments	Poids propre [KN/m ²]
Paillasse	$25 \times \frac{0,15}{\cos \alpha} = 4.31$
Marches	$25 \times \frac{0.17}{2} = 2.125$
Revêtement :	
Carrelage [2cm]	
Mortier de pose	$22 \times 0.02 = 0.44$
Garde-corps	$20 \times 0.02 = 0.40$
Lit de sable	$= 0.30$
Enduit de ciment (1.5cm)	$18 \times 0.02 = 0.36$
	$18 \times 0.015 = 0.27$
	$G_{ps} = 8.326$

Tabl III.5.1: Les charges permanentes revenant sur le paillasse.

Palier

Eléments	Poids propre [KN/m ²]
Palier	$25 \times 0.15 = 3.75$
Revêtement :	
Carrelage [2cm]	$22 \times 0.02 = 0.44$
Mortier de pose	$20 \times 0.02 = 0.40$
Lit de sable	$18 \times 0.02 = 0.36$
Enduit de ciment (1.5cm)	$18 \times 0.015 = 0.27$
	$G_{pl} = 5.34$

Tabl III.5.2: Les charges permanentes revenant sur le palier.

➤ Charges d'exploitation

- Palier : $Q_{pl} = 2.5 \text{ KN/ml}$
- Paillasse : $Q_{ps} = 2.5 \text{ KN/ml}$

III-5-4) Calcul à l'ELU:

III-5-4 1) Calcul des sollicitations :

a) Combinaisons des charges :

- paillasse $q_{ps} = [1.35 \times 8.326 + 1.5 \times 2.5] \times 1 = 14.99 \text{ KN/ml}$
- palier $q_{pl} = [1.35 \times 5.34 + 1.5 \times 2.5] \times 1 = 10.96 \text{ KN/ml}$

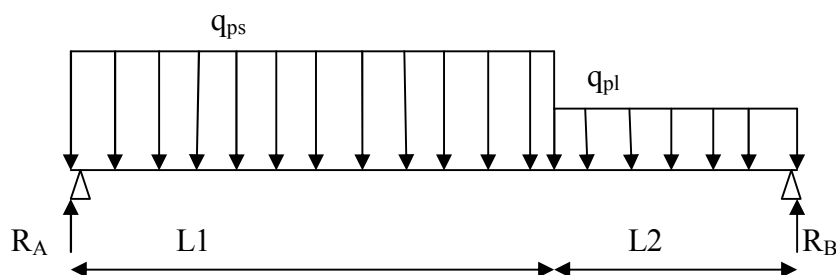


Figure III.5.3: Schéma de chargement à l'ELU.

b) Calcul des réactions d'appuis

$$\Sigma F_x = 0$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 14.99 \times 2.4 + 10.96 \times 1.75$$

$$R_A + R_B = 55.16 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_A = 0$$

$$\Rightarrow 4.15 R_B = 10.96 \times 3.275 \times 1.75 + 14.99 \times 2.4 \times 1.2 \Rightarrow R_B = 25.54 \text{ KN}$$

Ce qui donne $R_A = 29.62 \text{ KN}$

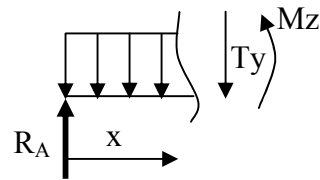
c) Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants

- Pour $0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$

$$T_y = R_A - q_{ps}x$$

$$X = 0 \rightarrow T_y = R_A = 29.62 \text{ KN}$$

$$X = 2.4 \text{ m} \rightarrow T_y = 29.62 - 14.99 \times 2.4 = -6.36 \text{ KN}$$



$$M_Z = R_A x - q_{ps} x^2 / 2$$

$$X = 0 \rightarrow M_Z = 0$$

$$X = 2.4 \text{ m} \rightarrow M_Z = 27.92 \text{ KNm}$$

- Pour $2.4 \leq x \leq 4.15 \text{ m}$

$$T_y = R_A - q_{ps} \times 2.4 - q_{pl} (x - 2.4)$$

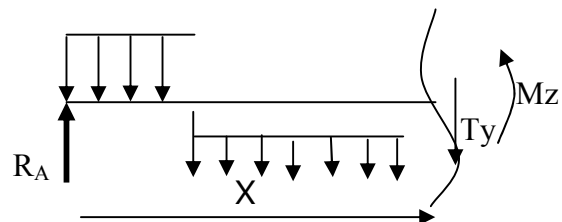
$$X = 2.4 \rightarrow T_y = -6.36 \text{ KN}$$

$$X = 4.15 \rightarrow T_y = -25.53 \text{ KN}$$

$$M_Z = R_A x - (q_{ps} \times 2.4)(x - 1.2) - q_{pl} \frac{(x - 2.4)^2}{2}$$

$$X = 2.4 \rightarrow M_Z = 27.92 \text{ KNm}$$

$$X = 4.15 \rightarrow M_Z = 0 \text{ KNm}$$



Le moment $M_z(x)$ est maximal pour la valeur de $x=1.97m$

d'où $M_z^{max}=29.27KNm$

$$M_0=M_z^{max}=29.27KNm$$

Aux appuis :

$$M_a = -0.3 \times M_z^{max} = -8.78KNm$$

En travée :

$$M_t = 0.85 \times M_z^{max} = 24.88KNm$$

d) Diagramme des efforts :

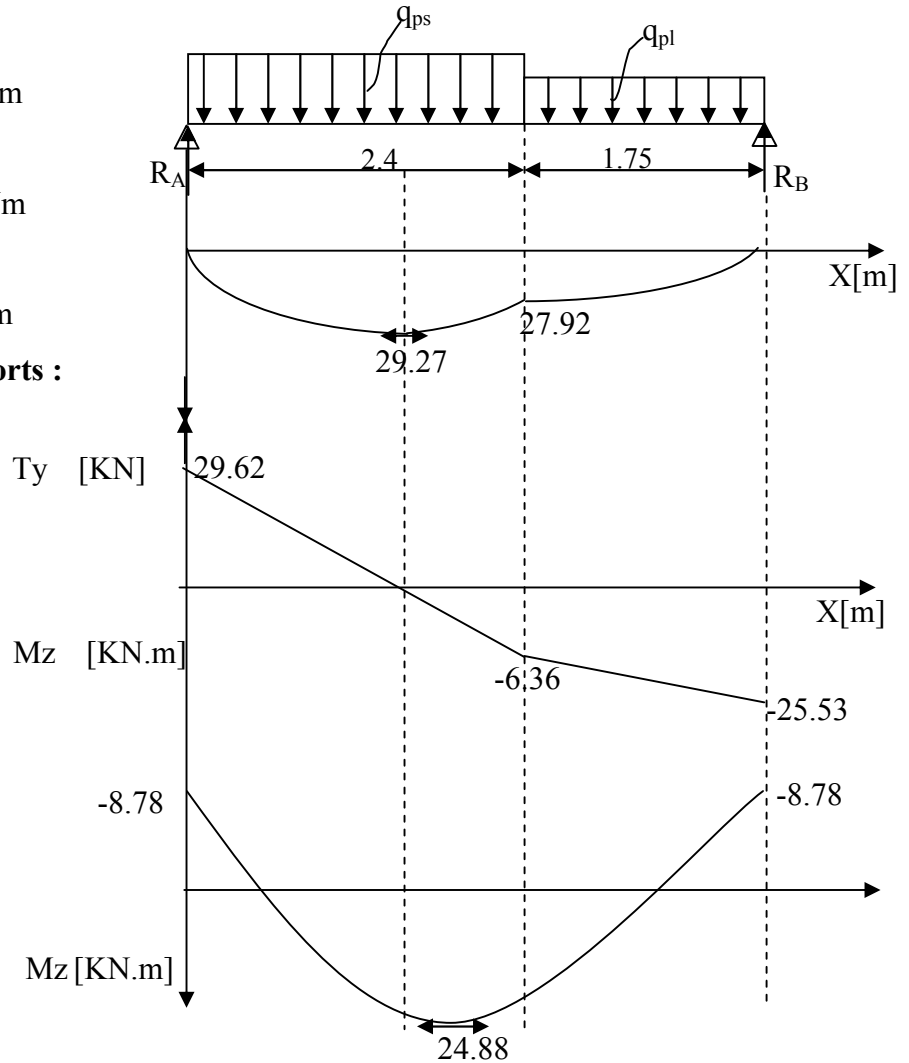


Figure III.5.4: Diagramme des efforts

III-5-5) Calcul des armatures:

III-5-5 1) Armatures principales :

a) **En travée**

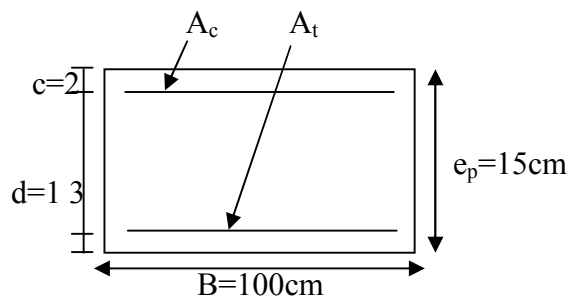
$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{24.88 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.104 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.104 \rightarrow \beta = 0.945$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{24.88 \times 10^6}{0.945 \times 130 \times 348} = 5.82 \text{ cm}^2$$

soit **5HA14/ml = 7.69 cm²/ml**

Avec un espacement de **20cm**



b) Aux appuis

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{8.78 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.036 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.036 \rightarrow \beta = 0.982$$

$$A_a = \frac{8.78 \times 10^6}{0.982 \times 130 \times 348} = 1.98 \text{ cm}^2$$

soit **5HA10/ml = 3.92 cm²/ml.**

Avec un espacement de **20cm.**

III-5-5 2) Armatures de répartition:

$$\text{a) En travée : } A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.69 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } \mathbf{5HA10/ml = 3.92 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\text{b) En appui : } A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } \mathbf{5HA10/ml = 3.92 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Avec un espacement de **20cm.**

III-5-5 3) Vérifications à effectuer :**A : condition de non fragilité : Art.4.2.1 BAEL91**

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

-En travée : $A_t = 7.69 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

-Aux appuis : $A_a = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

B : Ecartement des barres: (Art A.8.2.42 /BAEL91)

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

-Armatures principales : $e \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Travée : } e = 20 \text{ cm} \\ \text{Appuis : } e = 20 \text{ cm} \end{array} \right\} < 33\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

-Armatures de répartition: $e \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Travée : } e = 20 \text{ cm} \\ \text{Appuis : } e = 20 \text{ cm} \end{array} \right\} < 45\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III-5-5 4) Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \min(0.1 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa.}$$

Pour cela il suffit de vérifier la section la plus sollicitée.

Dans notre cas $V_U^{\max}(x) = 29.62 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} = \frac{29,62 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III-5-5 5) Vérification de la condition d'adhérence : (Art .A.6.13 / BAEL 91).

On doit vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \sum U_i = 4 \times \pi \times 8$$

$$\tau_{se} = \frac{29.62 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 4 \times 3.14 \times 8} = 2.52 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

III-5-5 6) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

- **Influence sur le béton :** On doit vérifier que :

$$V_u^{\max} < \frac{0.4 f_{c28} \times 0.9bd}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 2500 \times 0.9 \times 13 \times 100}{1.5} = 780 \text{ KN.}$$

$$V_u^{\max} = 29.62 \text{ KN} < 780 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Influence sur les armatures longitudinales inférieures :**

On doit vérifier que :

$$A_a \geq \left[\frac{1.15}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{Ma}{0.9d} \right) \right] \quad \text{avec } Ma = -8.78 \text{ KN.m}$$

$$A_a \geq \left[\frac{1.15 \times 10}{400} \left(29.62 - \frac{8.78 \times 10^2}{0.9 \times 13} \right) \right] = -1.31 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_a = 3.92 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III-5-5 7) Ancrage des barres :

Longueur de scellement droit (BAEL 91 / Art A.6.1.23)

$$L_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_s} \quad \text{avec : } \tau_s = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{ cm. soit } L_s = 30 \text{ cm.}$$

III-5-6) Calcul à l'ELS :

III-5-6 1) Combinaison de charges :

$$q'_{ps} = G_{ps} + Q_{ps} = 8.326 + 2.5 = 10.826 \text{ KN/ml}$$

$$q'_{pl} = G_{pl} + Q_{pl} = 5.34 + 2.5 = 7.84 \text{ KN/ml}$$

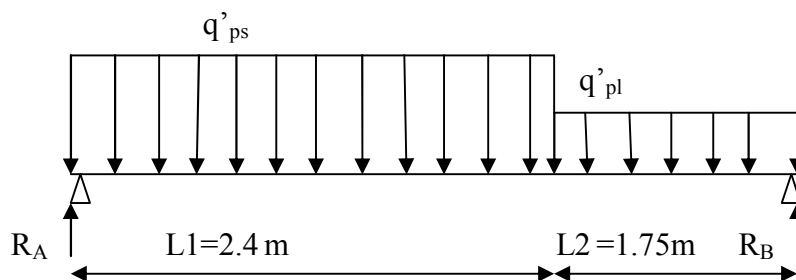


Figure III.5.5 : Schéma statique de calcul à l'ELS

III-5-6 2) Réaction d'appui

$$\Sigma F_x = 0$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 10.826 \times 2.4 + 7.84 \times 1.75$$

$$R_A + R_B = 39.7 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0$$

$$\Rightarrow 4.15 R_B = 7.84 \times 1.75 \times 3.275 + 10.826 \times 2.4 \times 1.2 \Rightarrow R_B = 18.34 \text{ KN}$$

$$\text{Ce qui donne } R_A = 21.36 \text{ KN}$$

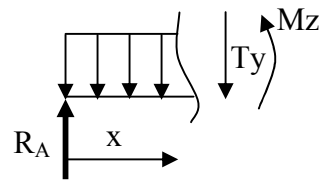
III-5-6 3) Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants

- Pour $0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$

$$T_y = R_A - q'_{ps} x$$

$$X = 0 \rightarrow T_y = R_A = 21.36 \text{ KN}$$

$$X = 2.4 \text{ m} \rightarrow T_y = 21.36 - 10.826 \times 2.4 = -4.62 \text{ KN}$$



$$M_z = R_A x - q'_{ps} x^2 / 2$$

$$X = 0 \rightarrow M_z = 0$$

$$X = 2.4 \text{ m} \rightarrow M_z = 20.08 \text{ KNm}$$

- c) Pour $2.4 \leq x \leq 4.15 \text{ m}$

$$T_y = R_A - q'_{ps} \times 2.4 - q'_{pl} (x - 2.4)$$

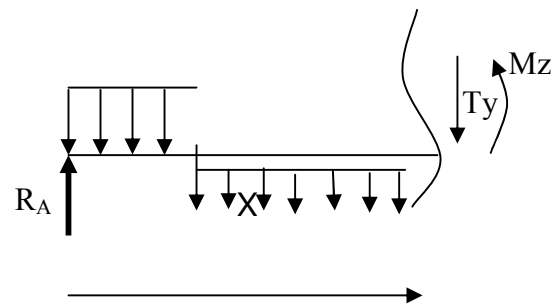
$$X = 2.4 \rightarrow T_y = -4.62 \text{ KN}$$

$$X = 4.15 \rightarrow T_y = -23.57 \text{ KN}$$

$$M_z = R_A x - (q'_{ps} \times 2.4) (x - 1.2) - q'_{pl} \frac{(x - 2.4)^2}{2}$$

$$X = 2.4 \rightarrow M_z = 20.08 \text{ KNm}$$

$$X = 4.15 \rightarrow M_z = 0 \text{ KNm}$$



Le moment $M_z(x)$ est maximal pour la valeur de $x = 1.88 \text{ m}$ d'où $M_z^{\max} = 21.03 \text{ KNm}$

$$M_0 = M_z^{\max} = 21.03 \text{ KNm}$$

Aux appuis : $M_{sa} = -0.3 \times M_z^{\max} = -6.31 \text{ KNm}$

En travée : $M_{st} = 0.85 \times M_z^{\max} = 17.03 \text{ KNm}$

III-5-6 4) Diagramme des efforts :

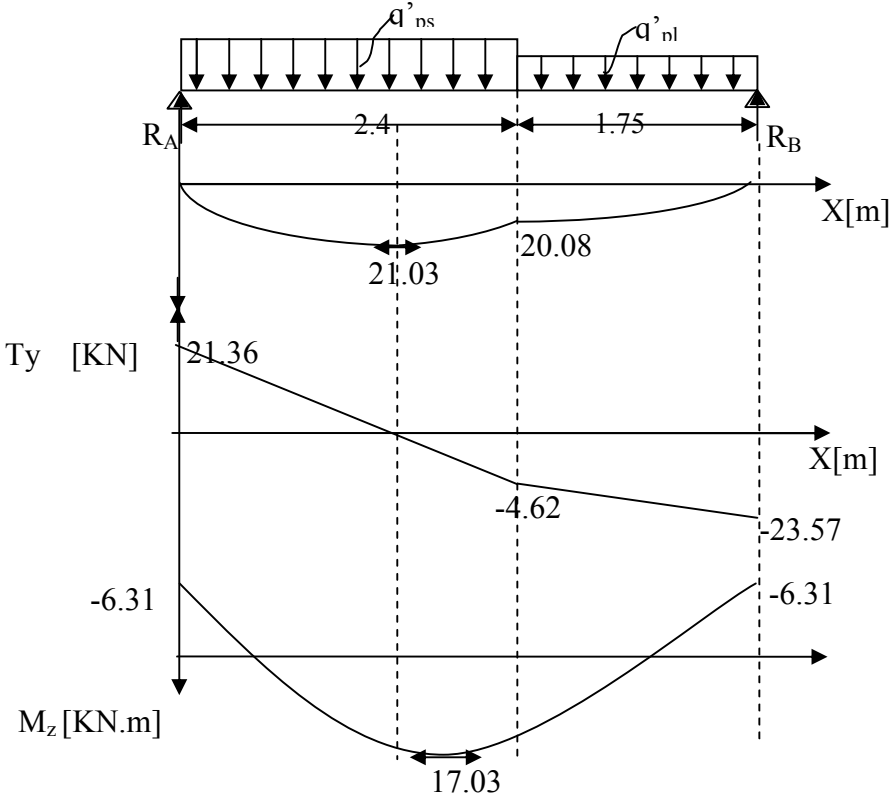


Figure III.5.6: Diagramme des efforts

III-5-7) Vérification à l'ELS:**III-5-7 1) Etat limite d'ouvertures des fissures :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire ; alors la section est justifiée vis avis des ouvertures des fissures.

III-5-7 2) Etat limite de compression dans le béton :

on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$.

- **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 13} = 0.30$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.913 \Rightarrow \alpha_1 = 3(1 - \beta_1) = 0.261 \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0.023$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{6.31 \times 10^6}{0.913 \times 130 \times 392} = 135.62 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0.023 \times 135.62 = 3.11 < 15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 7.69}{100 \times 13} = 0.592$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.886 \Rightarrow \alpha_1 = 3(1 - \beta_1) = 0.114 \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0.0085$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{17.03 \times 10^6}{0.886 \times 130 \times 769} = 192.26 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0.0085 \times 192.26 = 1.63 < 15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III-5-7 3) Etat limite de déformation : [BAEL 91 Art B.6.5.3]

$$1/ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{415} = 0.036 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10.M_0} \Rightarrow \frac{15}{415} = 0.036 \geq \frac{17.03}{10(21.03)} = 0.081 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$3/ \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{7.69}{100 \times 13} = 0.005 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

la 1^{ère} et la 2^{ème} condition ne sont pas vérifiées, alors le calcul de la flèche est nécessaire.

a) Calcul de la flèche

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec : $q_s = \max(q'_{ps} ; q'_{pl}) = \max(10.826; 7.84) = 10.826 \text{ KN/mL}$

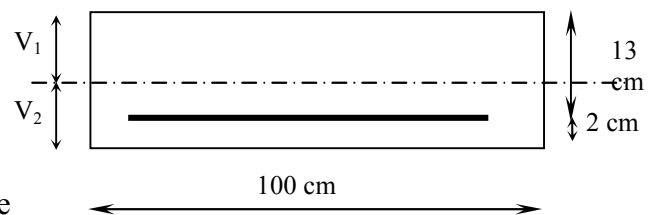
E_v : Module de déformation différé

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

I : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C_2)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$



$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogène

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx'} = \frac{100 \times (15)^2}{2} + (15 \times 7.69 \times 13) = 12749.55 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 15) + (15 \times 7.69) = 1615.35 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{12749.55}{1615.35} = 7.89 \text{ cm} ; V_2 = h - V_1 = 15 - 7.85 = 7.11 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C_2)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times (7.85^3 + 7.15^3) + 15 \times 7.69 \times (7.15 - 2)^2$$

$$I = 3100609 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{10.826 \times 10^3 \times (4.15)^4}{10818,86 \times 10^6 \times 31006.09 \times 10^{-8}} = 0.12 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{415}{500} = 0.83 \text{ cm}$$

$f < \bar{f} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

III-6) Poutre palière :**III-6-1).Introduction :**

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse, semi encastré à ces extrémités dans les poteaux sa portée max est de 3.6 m.

III-6-2).pré dimensionnement :

- **Hauteur de la poutre :**

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{360}{15} \leq h_t \leq \frac{360}{10} \Rightarrow 24\text{cm} \leq h_t \leq 36\text{cm}.$$

On opte pour $h_t = 30 \text{ cm}$

- **La largeur :**

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}.$$

Selon le RPA 2003, $b \geq 20\text{cm}$ et $\frac{h}{b} \leq 4$

Donc la poutre aura pour dimension $b \times h = 20 \times 30\text{cm}^2$

III-6-3).Charges revenant à la poutre :

Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0.20 \times 0.30 = 1.5\text{KN/ml}$

La poutre palière supporte la moitié du mur :

Poids du mur : $G_{\text{mur}} = p_{\text{mur}} \times h_0 / 2$

tel que h_0 : hauteur libre d'étage.

$$G_{\text{mur}} = 2.44 \times 2.91 / 2 = 3.55 \text{ KN/ml}.$$

$$G = G_{\text{mur}} + G_p = (3.55 + 1.5) = 5.05 \text{ KN/ml}.$$

L'effort tranchant a l'appui A : on prend le cas le plus défavorable

$$\text{ELU : } R_B = 25.54 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } R_B = 18.34 \text{ KN}$$

III-6-4).Calcul à L'ELU :**III-6-4-1).Calcul du moment et de l'effort tranchant :**

le calcul se fera pour 1ml de longueur.

$$Q_u = 1.35G + \frac{2R_B}{L} = 1.35 \times 5.05 + \frac{2 \times 25.54}{3.6} = 21.01 \text{ KN/ml.}$$

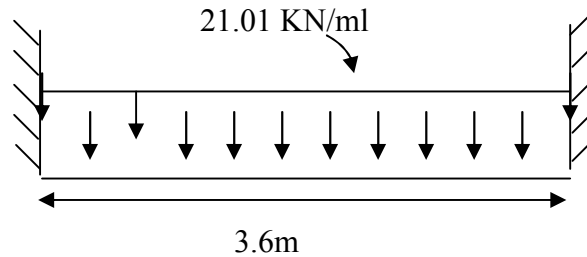


Figure III.6.1 : Schéma statique de la poutre palière

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{21.01 \times 3.6^2}{8} = 34.04 \text{ KN.m}$$

$$\text{L'effort tranchant : } T_u^{\max} = \frac{q_u L}{2} = \frac{21.01 \times 3.6}{2} = 37.82 \text{ KN.}$$

Pour tenir compte de semi encastrement, on affecte M_0 par des coefficients numérateurs, on aura donc les valeurs suivantes :

$$M_a = (-0.3) M_0 = -10.21 \text{ KN.m}$$

$$M_t = (0.85) M_0 = 28.93 \text{ KN.}$$

III-6-4-2).Diagramme de M et T :

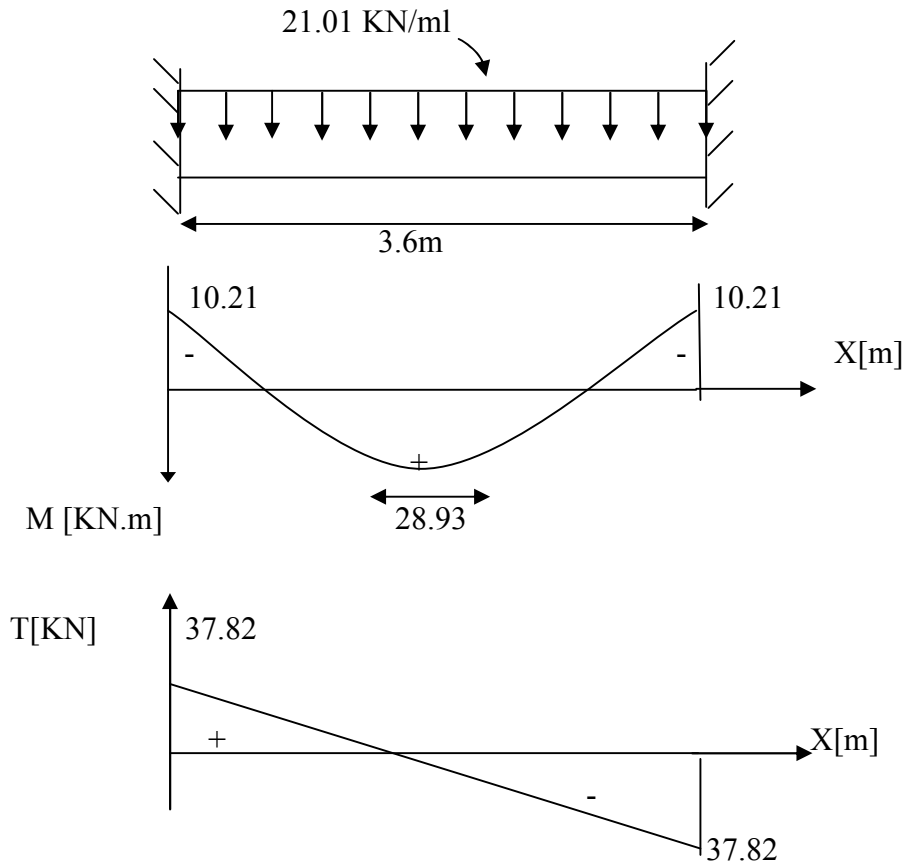


Figure III.6.2 : Diagramme des efforts internes

III-6-4-3).Ferrailage :

- En travée :

$$u_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{28.93 \times 10^6}{200 \times (270)^2 \times 14.2} = 0.140$$

$$u_b < u_r = 0.392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$u_b = 0.140 \Rightarrow \beta = 0.924$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{28.93 \times 10^3}{0.924 \times 27 \times 348} = 3.33 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$.

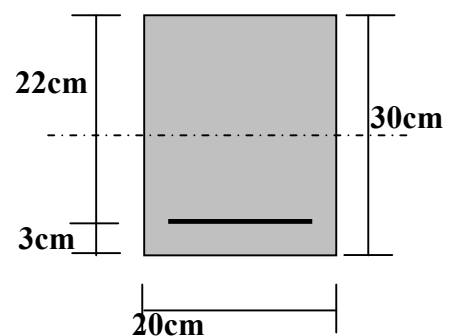


Figure III.6.3 section de la poutre palier

- **Aux appuis :**

$$u_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10.21 \times 10^6}{200 \times (270)^2 \times 14.2} = 0.049$$

$$u_b = 0.049 < u_r = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$u_b = 0.049 \Rightarrow \beta = 0.976$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{10.21 \times 10^3}{0.976 \times 27 \times 348} = 0.38 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$

III-6-4-4). Vérifications :

a/ Condition de non fragilité : (BAEL91/Art4.2.1)

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 20 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.65 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.65 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$A_a = 1.5 > 0.65 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b/ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{37.82 \times 10^3}{200 \times 270} = 0.7 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

c/ Vérification de l'adhérence aux appuis :

On doit vérifier :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = \sum n \pi \Phi = 3.14(2 \times 14 + 12) = 113.04 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{37.82 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 113.04} = 1.38 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifié.}$$

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

d/ Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\Phi f_c}{4 \bar{\tau}_s}, \text{ avec } \bar{\tau}_s = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 423.28 \text{ mm} = 42.328 \text{ cm.} \Rightarrow \text{Soit } L_s = 50 \text{ cm.}$$

Pour des raisons pratiques il est nécessaire d'adopter un crochet normale, d'après le BAEL91 ; la longueur nécessaire pour les aciers HA est $0.4L_s = 0.4 \times 50 = 20\text{cm}$

Soit un crochet de 20cm.

d/ les armatures transversales :

$$\varphi_t = \frac{\varphi}{3} = \frac{12}{3} = 4\text{ mm} \quad \text{On prend } \varphi_t = 8\text{mm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8.

1) Vérification du diamètre des armatures transversales :

$$\varphi_t \leq \min\left(\varphi_i \frac{b}{10}, \frac{h}{35}\right) = \min(12, 20, 8.57)\text{mm}$$

$$\varphi_t = 8\text{mm} < 8.57\text{mm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

2) Espacement des armatures transversales :

D'après le RPA2003 Art (7,5.2.2) on obtient ce qui suit :

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi, 30\right) = \min\left(\frac{30}{4}, 12 \times 1.2, 30\right) = 7.5\text{cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 7\text{cm}$$

- **En dehors de la zone nodale :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15\text{cm}, \text{ Soit : } S_t = 15\text{cm}.$$

III-6-5)Etat limite de service L'ELS :

III-6-5 1)Calcul des moments et de l'effort tranchant

$$Q_s = G + \frac{2R_B}{L} = 5.05 + \frac{2 \times 18.34}{3.6} = 15.24 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Moment isostatique : } M_{os} = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{15.24 \times (3.6)^2}{8} = 24.69 \text{ KN.m}$$

$$\text{L'effort tranchant : } T_s^{\max} = \frac{q_s L}{2} = \frac{15.24 \times 3.6}{2} = 27.43 \text{ KN}$$

Tenant compte du semi encastrement on aura :

$$M_{sa} = (-0.3) \times M_{os} = -7.41 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = (0.85) \times M_{os} = 20.99 \text{ KN.}$$

III-6-5 2) Diagramme de M et T :

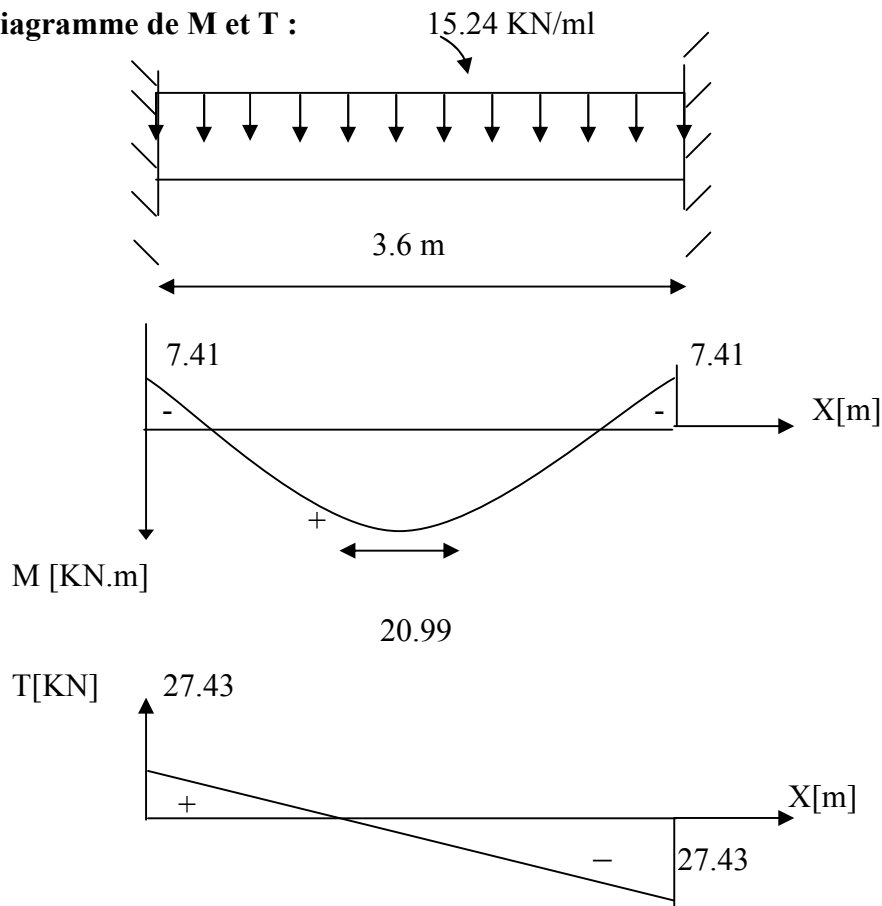


Figure III.6.4: Diagramme des efforts internes

III-6-5 3) Vérification des contraintes:

a/ Etat limite de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

➤ Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 1.5}{20 \times 27} = 0.253 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 47.50 \\ \beta_1 = 0.920 \end{cases}$$

• La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{7.41 \times 10^6}{0.920 \times 270 \times 1.5 \times 10^2} = 198.87 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• La contrainte dans le béton :

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.892 \Rightarrow \alpha_1 = 3(1 - \beta_1) = 0.324 \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0.032$$

$$\sigma_b = Kx\sigma_s = 0.021 \times 198.87 = 4.18 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{20 \times 27} = 0.628 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 28.16 \\ \beta_1 = 0.884 \end{cases}$$

• **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{20.99 \times 10^3}{0.884 \times 27 \times 3.39} = 259.41\text{MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_b = \sigma_s/k = 0.0355 \times 259.41 = 9.21 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b/ Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{360} = 0.083 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$2/ \frac{h}{L} \leq \frac{M_{st}}{10.M_0} \Rightarrow \frac{30}{360} = 0.083 \leq \frac{20.99}{10(24.69)} = 0.085 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$3/ \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{20 \times 27} = 0.0095 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

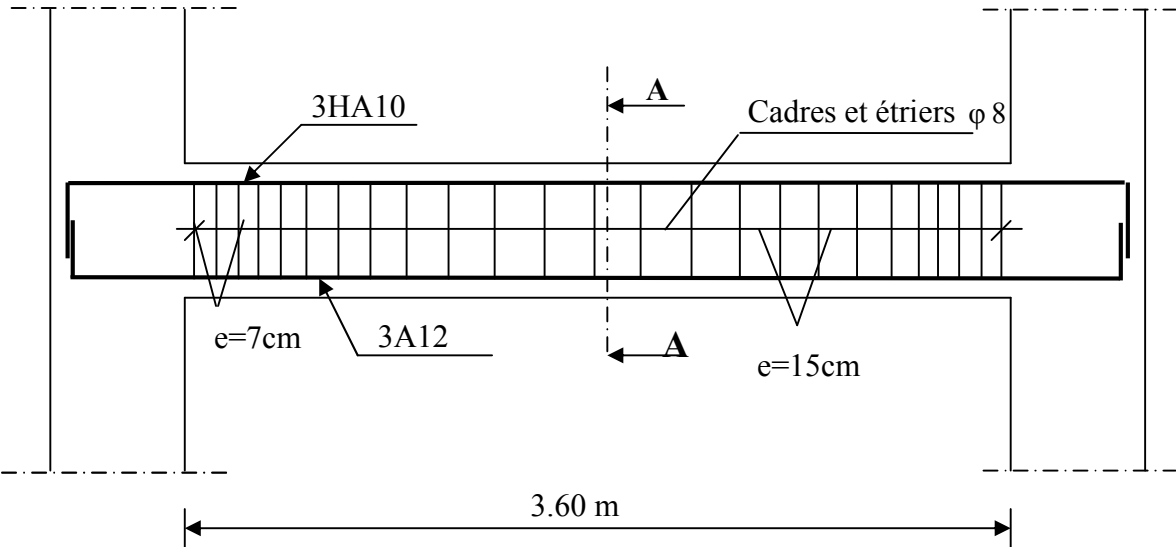


Figure III.6.5: Plan de ferrailage de la poutre palière.

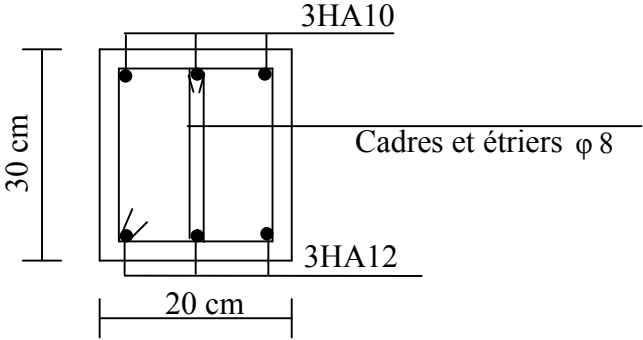


Figure III.6.6: Coupe A-A

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.1-Principes de la MEF:

La modélisation de la structure se fait par la méthode des éléments finis, qui est une généralisation de la méthode des déformations, pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments. La structure peut être considérée comme un assemblage d'éléments indépendants.

La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée. Pour chaque type d'élément, une fonction de déformation de forme polynomiale (fonction de forme) détermine la relation entre la déformation et la force nodale. Cette fonction peut être dérivée sur la base du principe de l'énergie minimale. Cette relation est connue sous le nom de « matrice de rigidité de l'élément ». Un système d'équations algébriques linéaires peut être établi, en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant inconnues les déformations au niveau des nœuds.

Enfin, la solution consiste à déterminer ces déformations. Puis, les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

IV.2 Présentation du logiciel ETABS :

L'**ETABS** est un logiciel de calcul et de conception des structures, il permet la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures, le logiciel offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures, il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration... Etc.

IV.3-Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail, nous avons utilisé la version ETABSv9.

Pour choisir l'application ETABS, on clique sur l'icône de l'ETABS

1. Etapes de modélisations :

a- Première étape :

Elle consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

-Choix des unités :

Le choix du système d'unités pour la saisie de données dans ETABS, se fait 

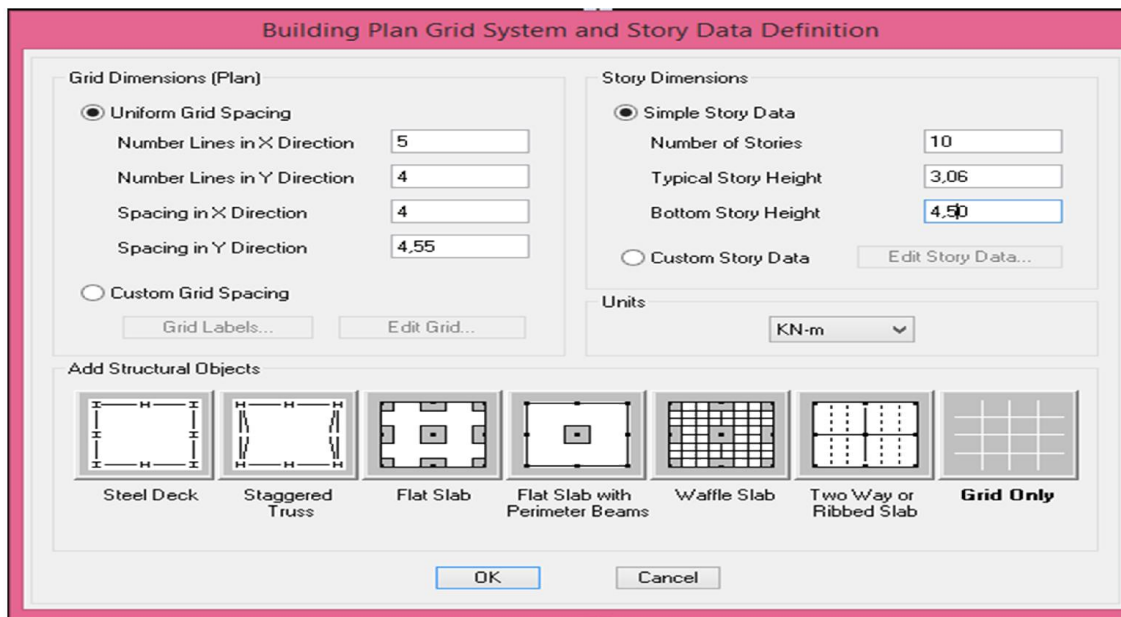
Du bas de l'écran, on sélectionne **KN-m** comme unités de base pour les forces et déplacements :

-Géométrie de base :

Dans le menu en haut de l'écran on sélectionne **File New model Default.edb**.

Cette option permet d'introduire :

- ✓ Le nombre de portiques suivant x-x, (dans notre cas nous avons 5 lignes suivant x-x)
- ✓ Le nombre de portique suivant y-y, (dans notre cas nous avons 4 lignes suivant y-y)
- ✓ Le nombre des étages, (10 niveaux , R+8)



FigIV.1-Géométrie de base.

-Modification de géométrie de base : Pour modifier les longueurs des trames en clique sur bouton droit on choisir **Edit grid data**

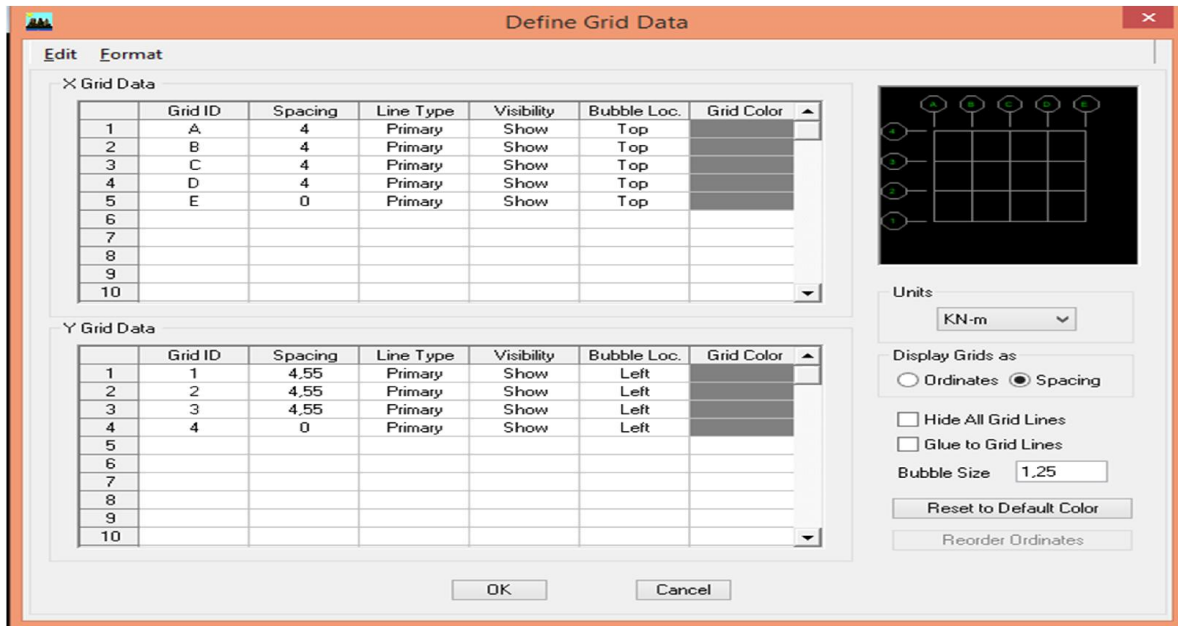


Fig IV.2-Modification des longueurs de trames suivant X-X et Y-Y

b- Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à la définition des *propriétés mécaniques* des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** \implies **Material proprietes** nous sélectionnant **Add new material** et on écrit **BETON** dans la case **Material name**.

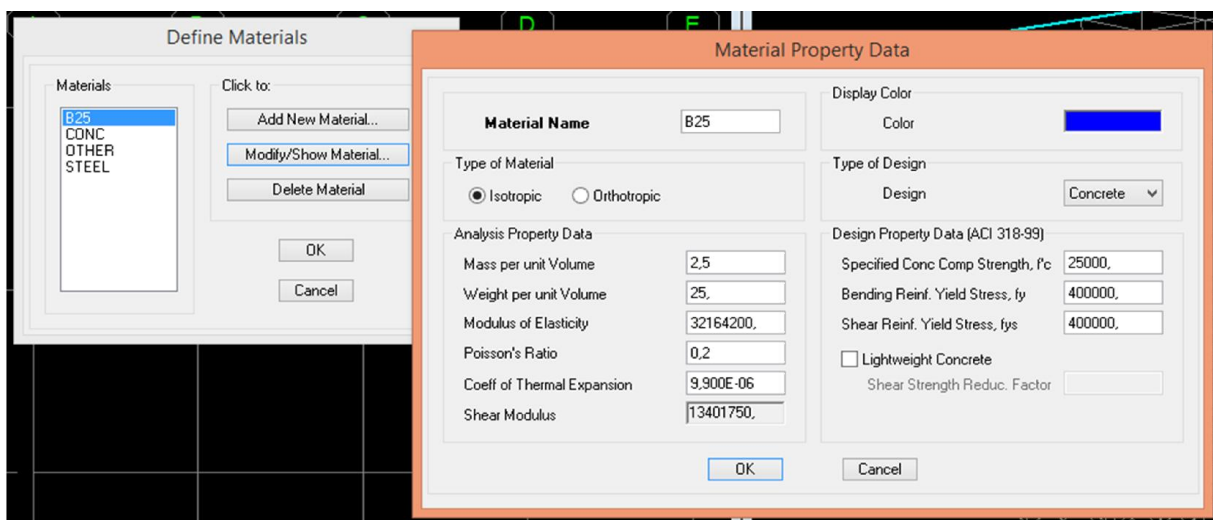



Fig IV.3-Introduction des propriétés mécaniques du béton.

c-Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (poutre, poteaux et voile)

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales (**PP**) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** \implies **Frame sections** (), On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires)

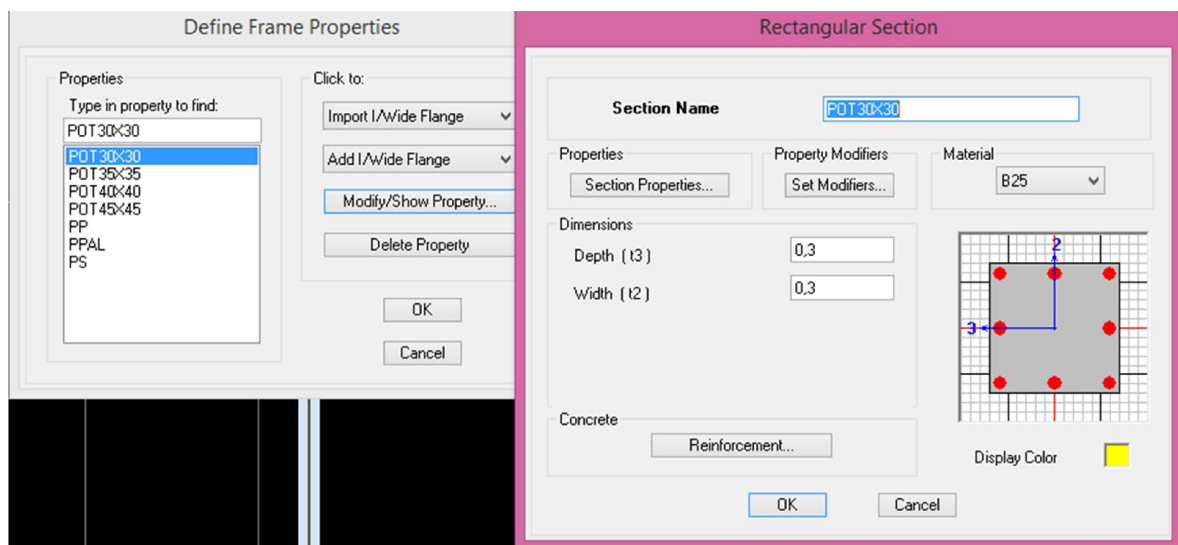


Fig IV.4-Dimensionnement des éléments

Nous procéderons de la même manière pour les autres éléments. Après avoir fini de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments **plaques** (voile, planché, palier,...)

On choisit le menu :

Define \implies **wall/slab/deck section** \implies **Add new Wall** pour le dimensionnement du voile

Define \implies **wall/slab/deck section** \implies **Add new deck** pour le dimensionnement du plancher

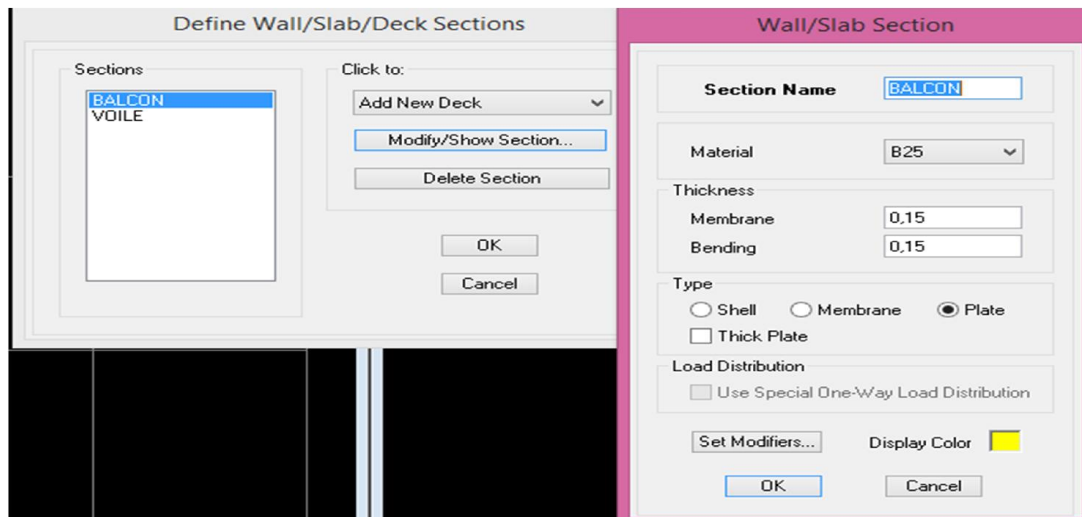


Fig IV.5-Dimensionnement de la dalle pleine.

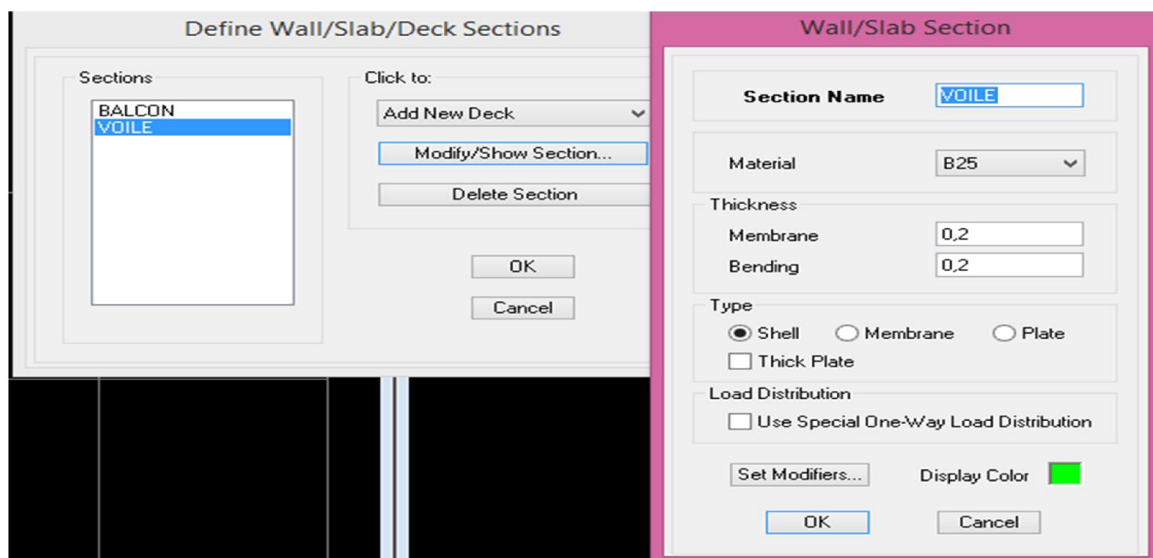


Fig IV.6-Dimensionnement des voiles.

c- Quatrième étape :

Définir les charges appliquées à la structure modélisée.

□ Charges statiques (GetQ):

La structure est soumise à

Des charges permanentes (**G**) et des surcharges d'exploitation **Q**, pour les définir on clique sur : **Define** \implies **Static Load Cases**, Ou bien l'icône :



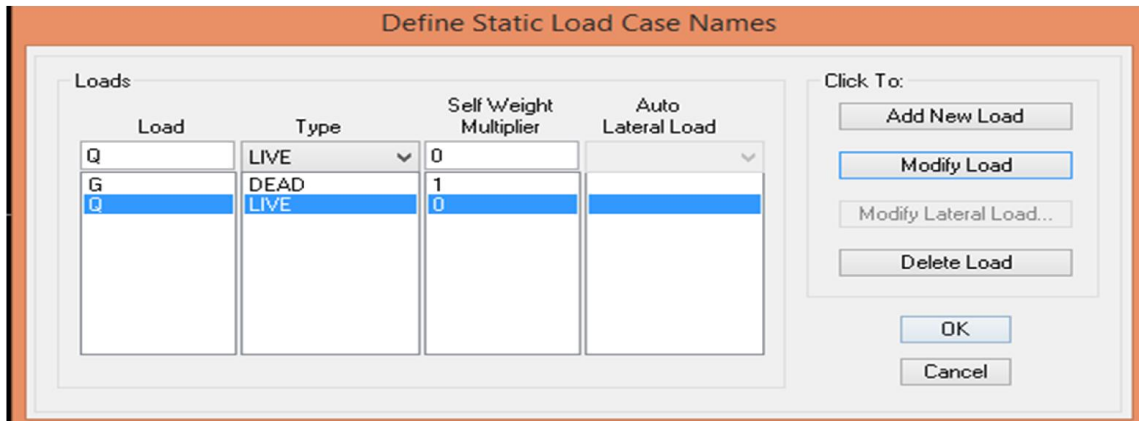


Fig IV.7-définition des charges G et Q.

Charge dynamique (E):

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélération (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

Données à introduire dans le logiciel :

Zone : IIa (Zone à sismicité moyenne,

voir Annexe1 du RPA 2003) Groupe d'usage 2

(bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du RPA 2003)

Coefficient de comportement :

A= 5 (contreventement mixte)

Remplissage : Danse

Site : S3 (site meuble)

Facteur de qualité (Q): $Q=1+\sum q$; $Q=1,20$

Coeff. D'amortissement : $\xi = 8\%$

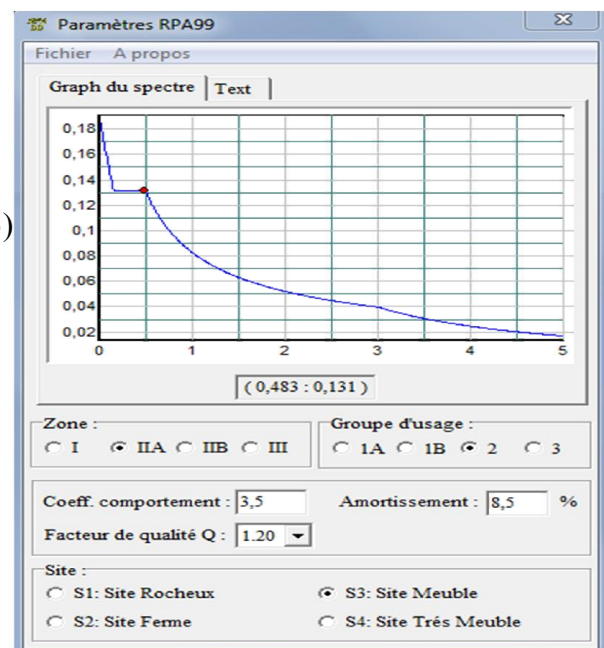


Fig IV.8-Spectre de réponse

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **Texte** et on enregistre. Ensuite on introduit le spectre dans le logiciel **ETABS** par :

Define \implies **Response Spectrum Functions** (ou ) **Add Spectrum from file.**

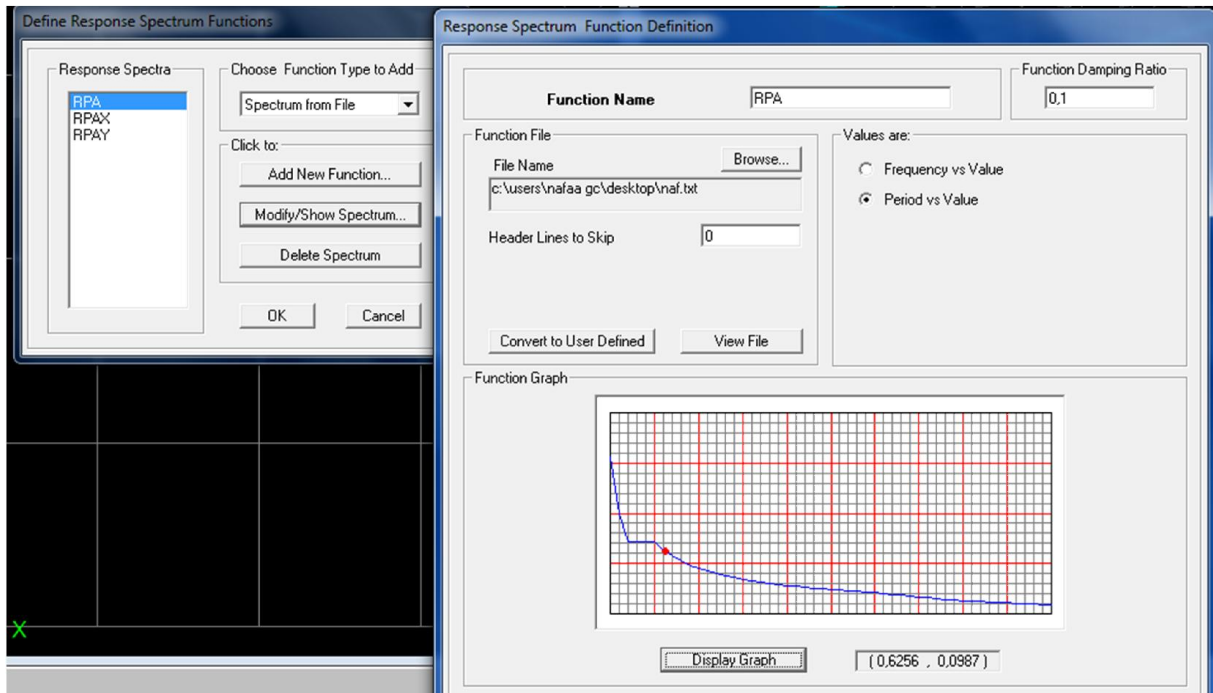


Fig IV.9-Introduction de spectre réponse.

Après l'introduction du spectre, la prochaine étape consiste en la définition du chargement **EX** et **EY** (séisme), pour cela on clique sur :

Define \implies **Reponses spectrum cases** \implies **Add New Spectrum.**

Dans la partie **Input Response Spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dont les deux direction principales sont **X(U1)** et **Y(U2)**.

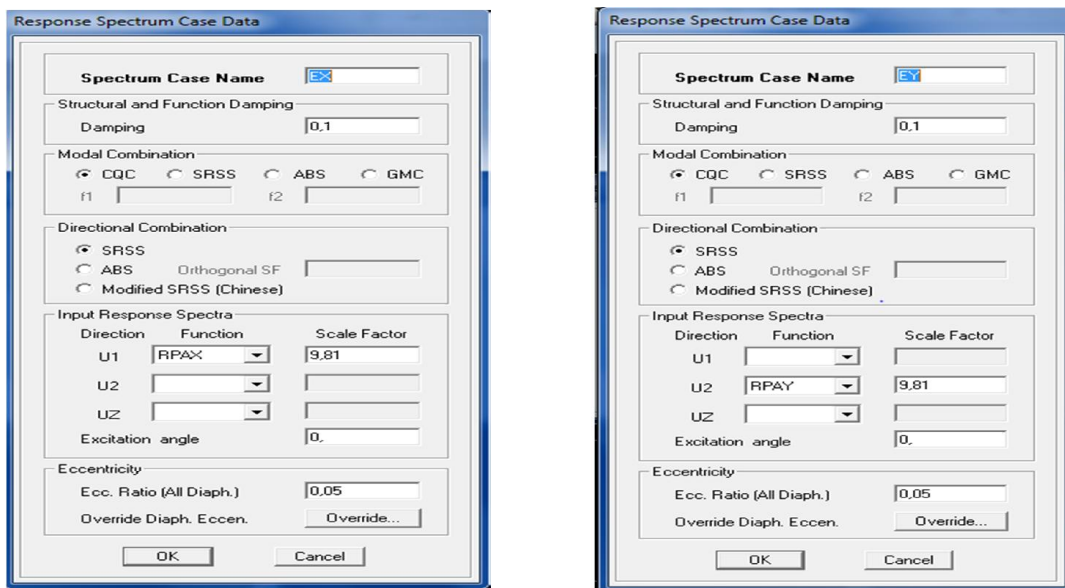


Fig IV .10-Définition du chargement EX et EY.

d- Cinquième étape : Chargement du plancher

Les charges statiques étant définies, on sélectionne les plancher et on introduit le chargement surfacique qui lui revient en cliquant sur

Assign \Longrightarrow **Shell/Area loads** \Longrightarrow **Uniform**

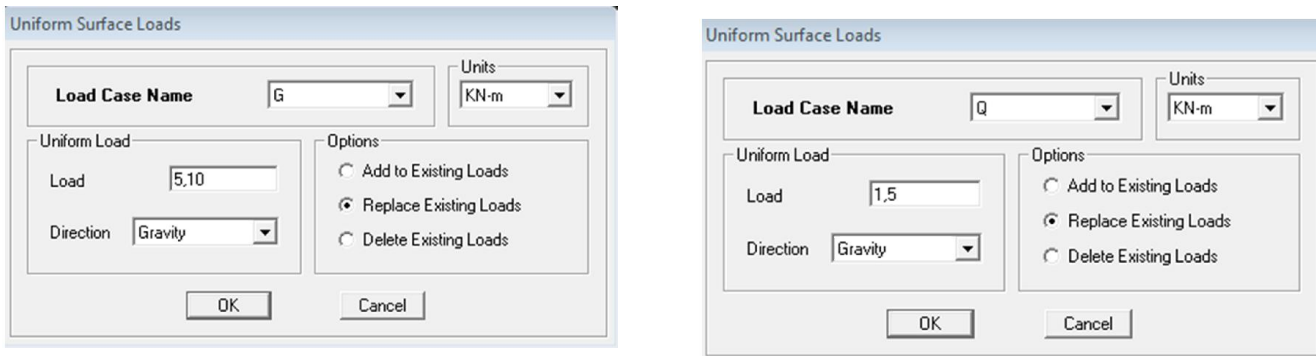


Fig IV.11-Introduction des charges.

f- Sixième étape : Introduction des combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

Combinaisons aux états limites (ELU/ELS) :

ELU : $1,35 G + 1,5 Q$

ELS : $G + Q$

Combinaisons accidentelles du RPA :

GQEx : $G+Q\pm Ex$

GQEy : $G+Q\pm Ey$

0,8GEx : $0,8G\pm Ex$

0,8GEy : $0,8G\pm Ey$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define \Longrightarrow **load Combinations** \Longrightarrow **Add New Combo**

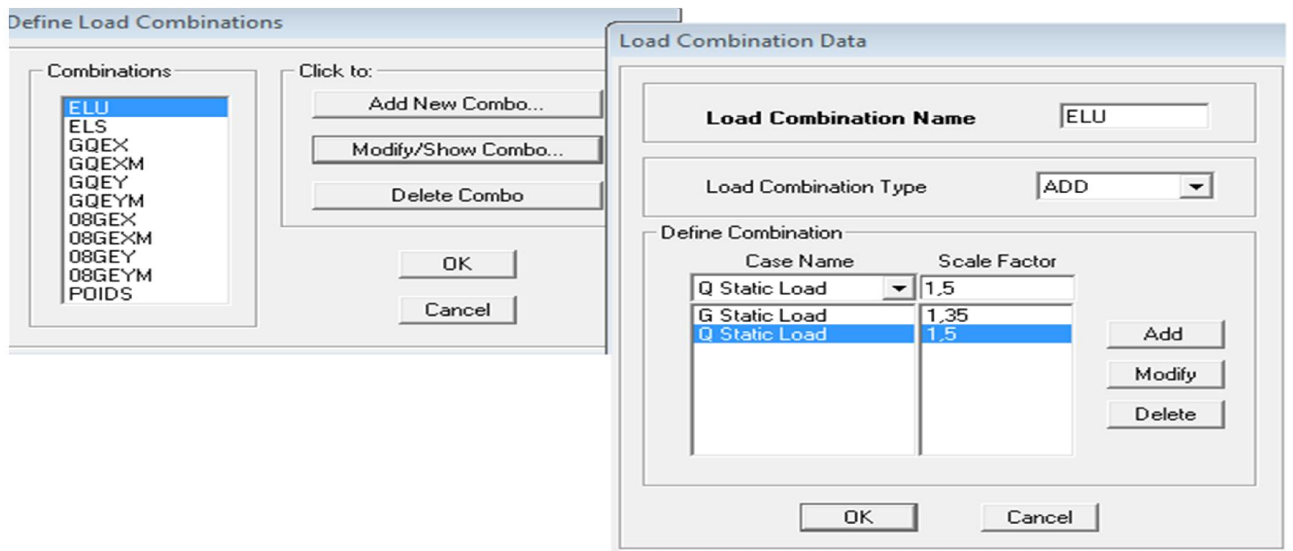



Fig IV.12-Introduction des combinaisons d’actions

g-Septième étape:

Mass-Source :

La masse des planchers est supposée concentrée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de Mass-Source. On donne la valeur **1** pour la charge permanente, on donne la valeur de β suivant la nature de la structure, dans notre cas $\beta=0.2$ (Bâtiments d’habitation, bureaux ou assimilés). Introduire la masse sismique **G+0,2Q** par :

Define \Rightarrow **Mass source** (ou )

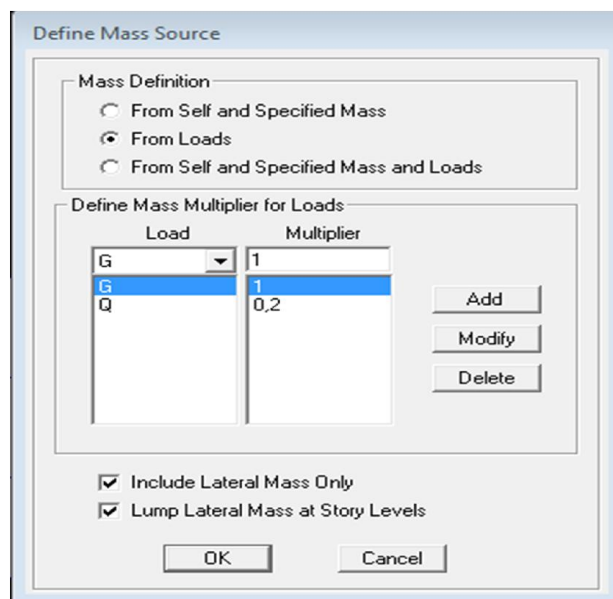


Fig IV.13-Introduction de la masse source

-Diaphragme :

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign \Rightarrow **Joint/point** \Rightarrow **Diaphragme** \Rightarrow **Add New Diaphragm**

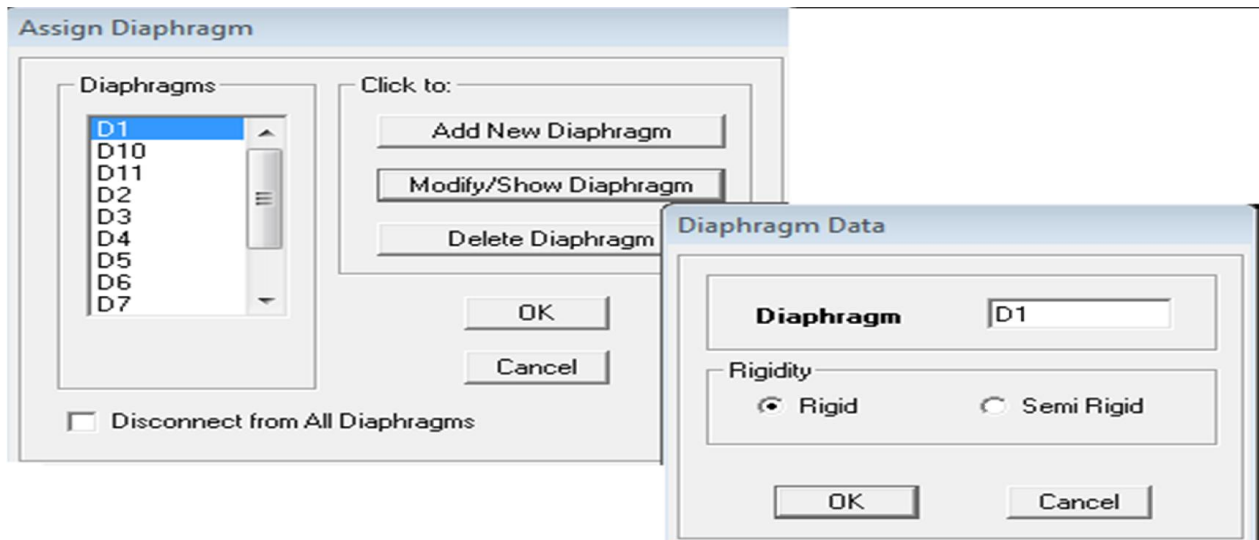


Fig IV.14-Définition des diaphragmes

Appuis :

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds de la base puis on clique sur :

Assign \Rightarrow **Joint/point** \Rightarrow **Restraints**

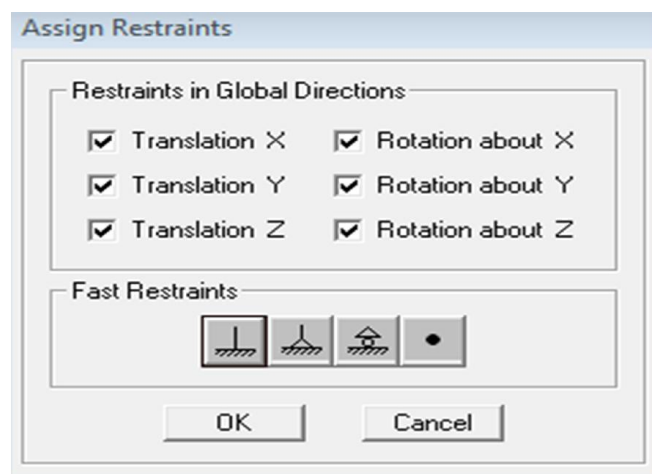


Fig IV.15-Encastrements des appuis.

h- Huitième étape :

Consiste à démarrer l'exécution du programme d'analyse en spécifiant le nombre de modes propres à prendre en considération et la création d'un fichier résultats et l'indication de son contenu. Modes de vibration: **Analyser /Set Analyzer Options/Cocher Dynamique**
Analysais Cliquer sur **SetDynamiqueParamètre** On spécifie le nombre de modes à prendre en considération là où c'est écrit « Number of Modes » et on valide avec « OK », valider une autre fois dans la fenêtre de « Analysais option »

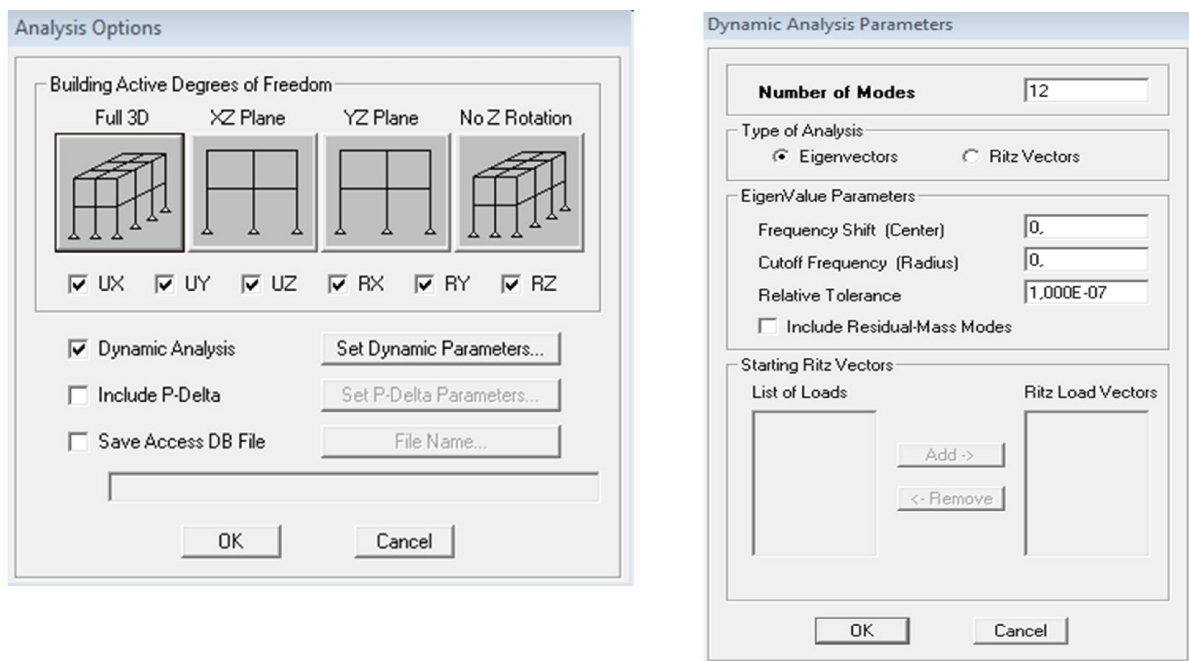


Fig IV.16-Introduction de nombre de mode.

Pour le lancement d'analyse : **Analyse** \Rightarrow **Run Analyse**

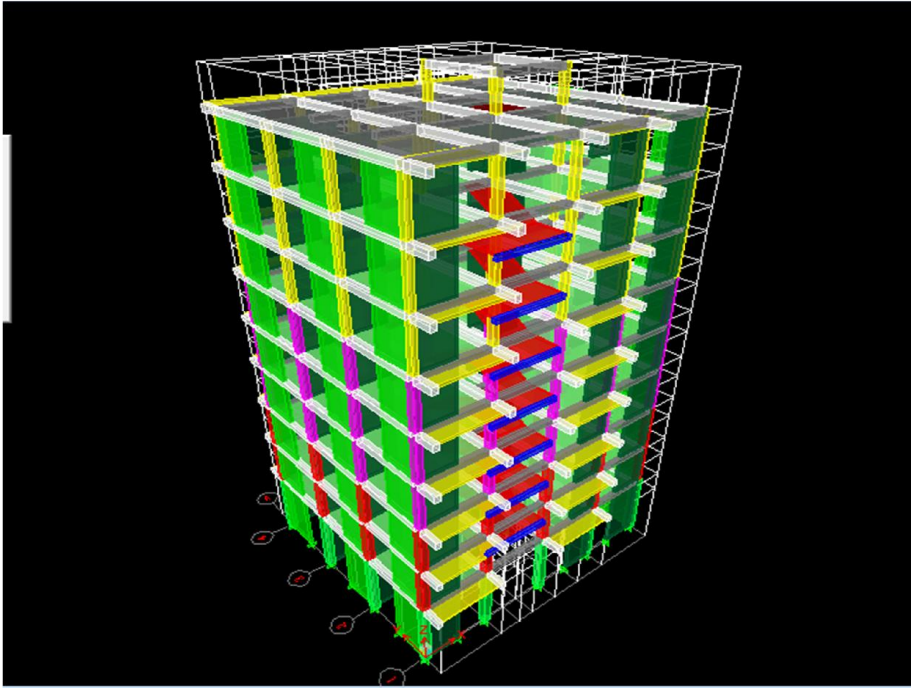


Fig IV.17 – Modèle de la structure en 3D

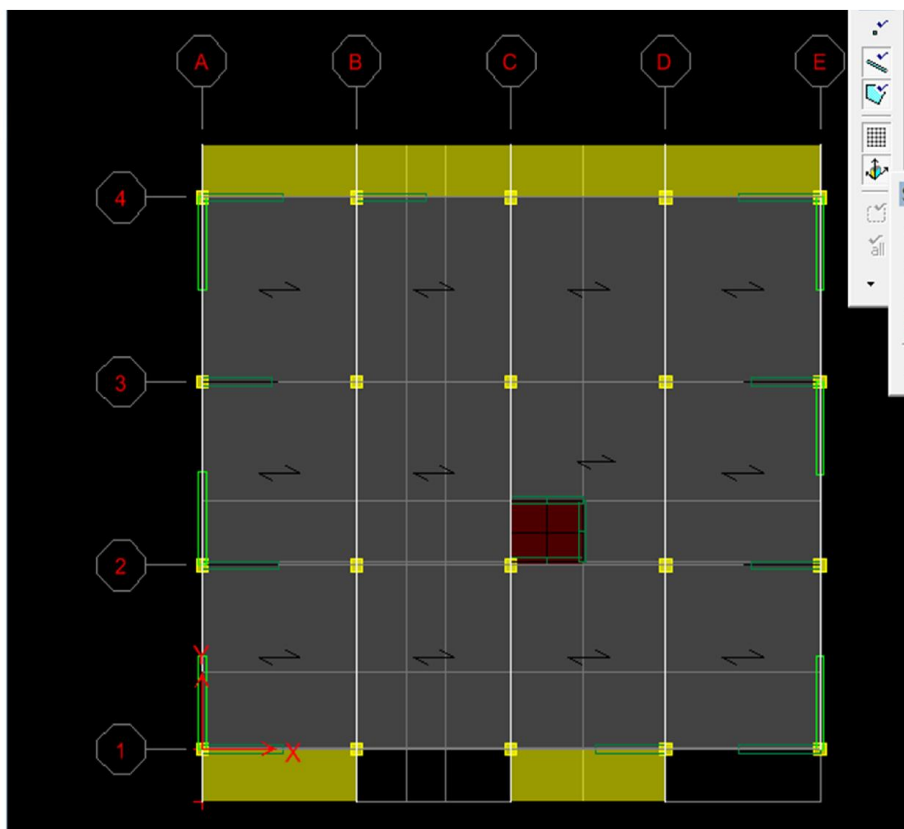


Fig IV.18 – Modèle de la structure en plan

IV.3 Méthode de calcul (Art 4.1.1 RPA99/mod2003):

On distingue deux cas de calcul :

-**Calcul statique:** C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges Verticales (**G et Q**).

-**Calcul dynamique :** C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges horizontales (**E**).

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (**RPA99 / version 2003**).

La méthode statique équivalente :

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 II et à 30 m en zones III Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Méthode d'Analyse Modale Spectrale :

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. (**RPA99/mod2003 Art 4.1.3**)

Méthode d'Analyse Dynamique par Accélérogramme :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire. **(RPA99/mod2003 Art 4.1.3)**

-Notre structure répond aux conditions exigées par le RPA99/version 2003. donc on utilise **la méthode statique équivalente.**

IV.4 .Vérifications des conditions du RPA :

- vérification de la période
- Le pourcentage de participation massique
- L'effort tranchant à la base
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal
- L'excentricité
- L'effet P-Delta.

Caractéristique de la structure :

Notre ouvrage est un bâtiment à usage d'habitation et commercial. Le poids propre de la structure doit comprendre la totalité des charges permanentes et **20%** des charges d'exploitations ; **RPA 4.5 2003.**

IV.4.1 Vérification de la période :**Estimation de la période fondamentale de la structure :**

* La valeur de la période fondamentale (**T**) de la structure peut être estimée à partir des formule empirique ou calculer par des méthodes analytique ou numérique.

* La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T \times h_n^{3/4}$$

h_n : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement, du type de remplissage, il est donné par le tableau (4.6) du RPA 99.

Avec : $C_T = 0.05$

Remarque :

L'article 4.2.4 du RPA99 version 2003 postule que :

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T = 0.05 \times 28,98^{3/4} = 0,624 \text{ sec.}$$

D'où : $T = 1.3 \times 0.624 = 0.811 \text{ sec} > T_{ETABS} = 0.807 \text{ sec} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0,807715	72,3657	0,0854	0,0000	72,3657	0,0854	0,0000	0,0982
2	0,796721	0,0654	73,8102	0,0000	72,4312	73,8956	0,0000	99,0311
3	0,530063	0,4931	0,0226	0,0000	72,9242	73,9182	0,0000	0,0444
4	0,217244	6,8719	8,2005	0,0000	79,7961	82,1187	0,0000	0,2066
5	0,209669	8,7800	7,0352	0,0000	88,5761	89,1540	0,0000	0,2408
6	0,142287	0,0206	0,0012	0,0000	88,5967	89,1552	0,0000	0,0002
7	0,131380	0,6803	0,0011	0,0000	89,2770	89,1563	0,0000	0,0000
8	0,124262	0,0004	0,6642	0,0000	89,2775	89,8205	0,0000	0,0485
9	0,120963	0,0537	0,0477	0,0000	89,3312	89,8682	0,0000	0,0031
10	0,104645	0,0611	0,1231	0,0000	89,3923	89,9913	0,0000	0,0058
11	0,104353	0,0071	0,0521	0,0000	89,3993	90,0434	0,0000	0,0040
12	0,103757	0,0360	0,1036	0,0000	89,4353	90,1470	0,0000	0,0035
13	0,103383	0,0061	0,0003	0,0000	89,4414	90,1473	0,0000	0,0000
14	0,103225	0,0042	0,0072	0,0000	89,4456	90,1545	0,0000	0,0001
15	0,103053	0,0017	0,0027	0,0000	89,4473	90,1573	0,0000	0,0000
16	0,102950	0,0010	0,0009	0,0000	89,4483	90,1581	0,0000	0,0000
17	0,102856	0,0007	0,0005	0,0000	89,4490	90,1586	0,0000	0,0000
18	0,092982	0,9424	3,8384	0,0000	90,3914	93,9970	0,0000	0,1816
19	0,088171	4,3620	1,0577	0,0000	94,7534	95,0547	0,0000	0,0479
20	0,073505	0,0152	0,0232	0,0000	94,7686	95,0779	0,0000	0,0003

Fig. IV.19. Justification de la période et les masses participantes

La somme des masses modales dans le 18^{ème} mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA est **vérifiée**.

Le mode fondamental est un mode qui mobilise le maximum de masses, la translation suivant :

X-X : avec une mobilisation de masse de **72.36%**

Y -Y: avec une mobilisation de masse de **73.81%**.

IV.4.2 - Détermination de système de contreventement

Les charges verticales revenant aux portiques et aux voiles sont :

*Charges verticales reprise par les portiques : 25514,64 KN (**63,43 %**)

*Charges verticales reprise par les voiles: 14711,36 KN (**36,57 %**)

A partir du logiciel (ETABS) à l'aide de l'option **Section Cut**, on tire l'effort repris par les portiques et par les voiles

- Charges sismique reprise par les portiques :

Sens xx : **4,59 %**

Sens y-y : **4,48 %**

- Charges sismique reprise par les voiles :

Sens x-x : **95,41%**

Sens y-y : **95,52%**

D'après les résultats ci-dessus → la structure a un système de contreventement constitué par des voiles porteurs

Le coefficient de comportement **R=3.5**

IV.4.3. Vérification de l'effort tranchant à la base ;

a) Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

Méthode statique équivalente :

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.

Conditions d'application de la MSE :

- condition sur la hauteur : $H \leq 65$ m en zone I et IIa condition vérifiée.
- régularité en plan condition vérifiée.
- régularité en élévation condition vérifiée.

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad (\text{Article 4.1 Du RPA 99})$$

b) Déduction des coefficients A , D , et R :

A : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

$$\left. \begin{array}{l} - \text{Groupe d'usage : 2} \\ - \text{Zone sismique IIa} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0.15 \text{ (Tab.1 4 du RPA99).}$$

R : coefficient de comportement global de la structure fonction de système de contreventement $R = 3.5$ (contreventé par des voiles). (Tab 4.3 RPA)

c) Détermination du facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure est en fonction :

- Redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité des matériaux et du contrôle de la réalisation.

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} P_q$$

p_q : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non.

➤ **Redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques ou de voile dans la direction des forces latérales appliquées. Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas **1.5**

Suivant x-x : **Condition vérifiée. $P_x = 0.00$**

Suivant y-y : **Condition vérifiée. $P_y = 0.00$**

➤ **Régularité en plan**

- **Condition de symétrie :**

Le bâtiment doit présenter une configuration **sensiblement** symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses..... **Condition vérifiée.**

Donc : La régularité en plan vérifiée $p_q = 0.00$

➤ **Condition de régularité en élévation :**

- **La continuité du système de contreventement :**

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge transmette par directement à la fondation :

Le bâtiment est contreventé par voiles et portiques, continue de bas vers le haut et de même nature..... **Condition vérifiée.**

- **La vérification des masses et rigidités :**

Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent **constantes** ou **diminuent** progressivement et sans **chargement brusque** de la **base** au **sommet** du bâtiment..... **Condition vérifiée.**

- **Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier :**

Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le **séisme de 2003.**

Pénalité P_q :		
<i>Critère :</i>	<i>Observé</i>	<i>Non observé :</i>
<i>Régularité en plan</i>	0	/
<i>Régularité en élévation</i>	0	/
<i>Conditions minimales sur les fils</i>	0	/
<i>Redondance en plan</i>	0	/
<i>Contrôle de la qualité des matériaux</i>	0	0.05
<i>suivi de chantier:</i>	0	0,1

Tableau IV.1: Valeurs de pénalités P_q .

Donc : $Q=1+\Sigma P_q =1+0.05 = 1.15$

D : facteur d’amplification dynamique moyen, donné par la formule (4.2) de **RPA99**, en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d’amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure(T) :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{avec : } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{avec } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{avec } T \geq 3s \end{cases} \quad \text{Avec } \mathbf{D} \leq 2.5$$

T₂ : Période caractéristique, associée du site, donné par le tableau (4.7 **RPA/99**).

La nature du sol : Site meuble $\implies S_3 \implies T_2 = 0.5 s$.

η : Facteur de correction d’amortissement donné par la formule (4-3) comme suit :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \varepsilon}} \geq 0.7$$

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages. (Tab 4-2) $\implies \xi = 8\%$

D'où $\eta = 0.836 \geq 0.70$ *Condition vérifiée.*

• La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

$$T = C_T \times h_n^{3/4}$$

$$T = 0.05 \times (28.98)^{3/4} = 0,624 \text{ s.}$$

$$D = 2.5\eta \left(T_2 / T \right)^{2/3} = 1.8$$

Les valeurs de A, D, Q, R, T et Wt sont résumés dans le tableau suivant :

Paramètre	Valeur	Article de RPA
Coefficient de zone A	0.15	Tableau 4.1
Période caractéristique T_2	0.5 s	Tableau 4.7
Coefficient C_T	0.05	Tableau 4.6
Facteur d'amplification D	1.8	Formule 4.2
Coefficient de comportement R	3,5	Tableau 4.3
Facteur de qualité Q	1.15	Formule 4.4
Poids total de la structure Wt	34779,18 KN	/

Tableau IV.2: Récapitulatif des valeurs de A, D, R, T et Wt :

Application numérique :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W_t = \frac{0.15 \times 1.8 \times 1.15}{3.5} \times 34779.18 = 3085.41 \text{ KN}$$

$$V_{\text{etaps } X-X} = 2513,86 > 0.8 V_{\text{RPA}} = 2468,32 \text{ KN}$$

$$V_{\text{etaps } Y-Y} = 2576,58 > 0.8 V_{\text{RPA}} = 2468,32 \text{ KN}$$

La condition sur l'effort tranchant à la base est **vérifiée**.

IV.4.4.1. Vérification des 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 :

$$\delta_K = R \times \delta_{eK} \quad (\text{formule 4-19 de RPA})$$

δ_{eK} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (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 :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{formule 4-20 de RPA 99}).$$

Niveaux	$\delta_{kx}(m)$	$\delta_{ky}(m)$	$\Delta_{kx}(m)$	Δ_{ky}	1% h (m)	Vérification
08	0.0223	0.0218	0.0025	0.0023	0,0306	CV
07	0.0198	0.0195	0.0026	0.0024	0,0306	CV
06	0.0172	0.0171	0.0028	0.0026	0,0306	CV
05	0.0144	0.0145	0.0028	0.0028	0,0306	CV
04	0.0116	0.0117	0.0029	0.0029	0,0306	CV
03	0.0087	0.0088	0.0028	0.0027	0,0306	CV
02	0.0059	0.0061	0.0025	0.0026	0,0306	CV
01	0.0034	0.0035	0.0020	0.0021	0,0306	CV
RDC	0.0014	0.0014	0.0014	0.0014	0.0450	CV

Tableau IV.3: Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey :

IV.4.4.1. Déplacement maximal :

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{\text{Max}} \leq f = \frac{H_t}{500}$$

f: La flèche admissible.

H_t : la hauteur totale du bâtiment.

a) Sous l'action de E_Y :

$$\delta_{\text{Max}} = 0.0218 \text{ m} \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{28,98}{500} = 0.0579 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ
▶	STORY9	D9	EY	0,0003	0,0218	0,0000
	STORY8	D8	EY	0,0002	0,0195	0,0000
	STORY7	D7	EY	0,0002	0,0171	0,0000
	STORY6	D6	EY	0,0002	0,0145	0,0000
	STORY5	D5	EY	0,0002	0,0117	0,0000
	STORY4	D4	EY	0,0002	0,0088	0,0000
	STORY3	D3	EY	0,0002	0,0061	0,0000
	STORY2	D2	EY	0,0001	0,0035	0,0000
	STORY1	D1	EY	0,0001	0,0014	0,0000
	BASE	D4	EY	0,0000	0,0000	0,0000

Fig. IV.20. Déplacement maximal selon y-y

b) Sous l'action de E_x :

$$\delta_{Max} = 0.0223 \text{ m} \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{28,98}{500} = 0.0579 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ
▶	STORY9	D9	EX	0,0223	0,0002	0,0000
	STORY8	D8	EX	0,0198	0,0001	0,0000
	STORY7	D7	EX	0,0172	0,0001	0,0000
	STORY6	D6	EX	0,0144	0,0001	0,0000
	STORY5	D5	EX	0,0116	0,0002	0,0000
	STORY4	D4	EX	0,0087	0,0002	0,0000
	STORY3	D3	EX	0,0059	0,0002	0,0000
	STORY2	D2	EX	0,0034	0,0001	0,0000
	STORY1	D1	EX	0,0014	0,0001	0,0000
	BASE	D4	EX	0,0000	0,0000	0,0000

Fig. IV.21. Déplacement maximal selon x-x

IV.4.5. 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 : C_M : centre de masse. C_R : centre de rigidité.

On doit vérifier que : $|C_M - C_R| \leq 5\% L$

STORY	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)	EX (m)	EY (m)
RDC	7.969	7.017	8,243	6,497	0,274	0.520
1	7.956	7.017	8,268	6,413	0.312	0.604
2	7.955	7.018	8,260	6,352	0.305	0.666
3	7.955	7.020	8,244	6,299	0.289	0.721
4	7.955	7.020	8,223	6,250	0.268	0.770
5	7.955	7.021	8,203	6,208	0.248	0.813
6	7.954	7.002	8,182	6,175	0.228	0.827
7	7.971	7.010	8,163	6,181	0.192	0.829
8	7.940	6,901	8,147	6,179	0.207	0.722

Tableau IV.4): Vérification de l'excentricité :

$$Ex_{\max} = 0.312\text{m}$$

$$Ey_{\max} = 0.829\text{m}$$

$$5\% L_x = 0.05 \times 16.40 = 0.820 \text{ m} > Ex_{\max} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$5\% L_y = 0.05 \times 16.65 = 0.833 \text{ m} > Ey_{\max} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

IV.4.6. Vérification de l'effet P-Delta :

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (Non linéaire) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « delta » (Δ).

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.

Il y'a deux types d'effet P-Delta :

- **Le grand effet P-U** : Correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.
- **Le petit effet P- δ** : Considéré au niveau des éléments de la structure.

Le règlement RPA99/V. 2003 préconise que les effets P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite a tous les niveaux de la structure :

$$\theta_k = P_K \Delta_K / V_K h_K < 0.1 \quad \text{tel que :}$$

Si $\theta_k < 0.10$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.

Si $0.10 < \theta_k < 0.20$ il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta_k)$.

Si $\theta_k > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau K.

V_K : effort tranchant d'étage au niveau « K ».

Δ_K : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau « K-1 ».

h_K : hauteur de l'étage e « K ».

□ L'évaluation de cet effet du 2^{eme} ordre suivant les 2 sens (x-x) et (y-y) est résumée dans le tableau ci-après

<i>Niv</i>	<i>PK(KN)</i>	$\frac{\Delta Kx}{M}$	ΔKy	<i>V_{Kx}</i>	<i>V_{Ky}</i>	<i>H_k</i>	□ <i>KX</i>	□ <i>KY</i>	<i>Vérification</i>
08	4186,06	0.0025	0.0023	622,37	619,74	3.06	0.0055	0.0051	CV
07	7904,88	0.0026	0.0024	1065,75	1075,72	3.06	0.0063	0.0057	CV
06	11623,69	0.0028	0.0026	1412,33	1436,17	3.06	0.0075	0.0068	CV
05	15392,24	0.0028	0.0028	1706,28	1741,11	3.06	0.0082	0.0081	CV
04	19160,78	0.0029	0.0029	1957,49	2001,79	3.06	0.0092	0.0090	CV
03	22929,32	0.0028	0.0027	2162,08	2214,53	3.06	0.0097	0.0091	CV
02	26755,24	0.0025	0.0026	2327,39	2385,00	3.06	0.0093	0.0095	CV
01	30581,16	0.0020	0.0021	2450,14	2510,33	3.06	0.0081	0.0083	CV
RDC	34779,18	0.0014	0.0014	2513,86	2576,58	4.5	0.0043	0.0042	CV

Tableau IV.5. Vérification de l'effet P-Delta :

D'après le tableau l'effet P-Delta peut être négligé.

Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effet P-Delta est vérifié

La modélisation de la structure avec ETABS présente toutes les caractéristiques recommandées par les règlements, donc on peut passer à l'extraction des efforts internes avec lesquels nous allons ferrailé les différents éléments structuraux.

V.I. Ferrailage des poutres :**V-I-1) Introduction :**

Les Poutres en béton armée, sont des éléments structuraux non exposées aux intempéries, sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants. Leur calcul se fera en flexion simple en considérons la fissuration comme étant peu nuisible, et leur ferrailage se fera en fonction des efforts calculés par ETABS qui résultent des combinaisons de charge les plus défavorables, les sollicitations maximales seront déterminées par les combinaisons suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \text{ à L'ELU} \\ G + Q \text{ à L'ELS} \end{array} \right\} \text{BAEL 91}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \mp E \\ 0,8G \mp E \end{array} \right\} \text{RPA 99/Version 2003}$$

V-I-2) Recommandation du RPA Pour le ferrailage des poutres :**a) Armatures longitudinales : (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003):**

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section

- ✓ Poutres Principales : (30 x 40) : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$
- ✓ Poutres Secondaires : 30 x 35) : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- ✓ 4 % en zone courante.
- ✓ 6 % en zone de recouvre

- **Poutres Principales : (30 x 40) :**

$$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$$

- **Poutres Secondaire : (30 x 35) :**

$$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$$

- ✓ La longueur de recouvrement est de : 40Φ (zone IIa)
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et l'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .
- ✓ On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

b) Armatures transversales : (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003):

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

- ✓ L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$$S_t = \min \left[\frac{h}{4} ; 12\Phi \right] \dots\dots\dots \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{En dehors de la zone nodale (zone de recouvrement).}$$

Avec :

- ✓ Φ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- ✓ Le premier cadre doit être disposé à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

❖ **Disposition constructive :**

Conformément au CBA 93 annexe E3, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et barres inférieures du second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale 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.

Remarque :

Au moins la moitié de la section des armatures inférieures nécessaires en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

V-I-3) Sollicitations dans les poutres :

Nous avons :

Zone I : RDC

Zone II : Du 1er au 2eme

Zone III : Du 3eme au 5eme

Zone IV : Du 6eme au 7eme

Zone V : Terrasse

❖ Poutres principales :

Zone	Effort	ELU	GQE0.8GE	ELS
I	Mt max (KN.m)	73,013	56,329	52,844
	Ma max (KN.m)	92,379	91,208	66,803
	V (KN)	160,45	127,14	116,08
II	Mt max (KN.m)	76,527	59,895	55,396
	Ma max (KN.m)	105,024	113,899	76,011
	V (KN)	167,66	138,04	121,32
III	Mt max (KN.m)	86,798	65,249	62,853
	Ma max (KN.m)	107,757	114,419	85,03
	V (KN)	155,78	143,44	128,48
IV	Mt max (KN.m)	93,599	69,843	67,792
	Ma max (KN.m)	117,249	115,402	94,301
	V (KN)	185,37	145,28	134,17
V	Mt max (KN.m)	105,327	78,445	76,718
	Ma max (KN.m)	120,126	116,134	80,438
	V (KN)	185,37	139,67	126,71

Tableau V-1-1 sollicitations dans les poutres principales

❖ Poutres secondaires

Zone	Effort	ELU	GQE0.8GE	ELS
I	Mt max (KN.m)	6,106	16,312	4,448
	Ma max (KN.m)	13,156	26,957	9,57
	V (KN)	19,20	24,16	13,99
II	Mt max (KN.m)	7,59	30,464	5,523
	Ma max (KN.m)	20,77	42,259	15,089
	V (KN)	23,27	32,65	16,94
III	Mt max (KN.m)	10,562	7,661	35,14
	Ma max (KN.m)	29,471	21,404	47,779
	V (KN)	27,60	20,08	35,26
IV	Mt max (KN.m)	12,81	9,273	29,239
	Ma max (KN.m)	33,538	24,357	42,255
	V (KN)	29,66	21,58	32,12
V	Mt max (KN.m)	7,79	18,361	5,641
	Ma max (KN.m)	33,188	39,653	24 ,076
	V (KN)	28,36	28,88	20,63

Tableau V-1-2 sollicitations dans les poutres secondaires

V-I-4) Étapes de calcul de ferrailage :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes suivantes :

Soit :

- ✓ Ast : La section d'armatures tendues.
- ✓ Asc : La section d'armatures comprimées

Avec :

h : hauteur de la section du béton.

b : largeur de la section du béton.

d : hauteur utile (d = h-c).

c : distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

➤ **Calcul du moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec : Mu : le moment de flexion supporté par la section.

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.15} = 18.48 \text{ Mpa}$$

➤ **Calcul du moment réduit limite μ_l :**

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_b=1.15 \\ \text{FeE400} \end{array} \right\} \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots \text{RPA99V2003.}$$

En comparaison entre la valeur de μ_l et celle de μ nous mène à deux cas qui sont à étudier :

✓ **1^{ère} cas**

$\mu_b \leq \mu_l$ Section simplement armée. \Rightarrow Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\Rightarrow A_{ac}=0$.

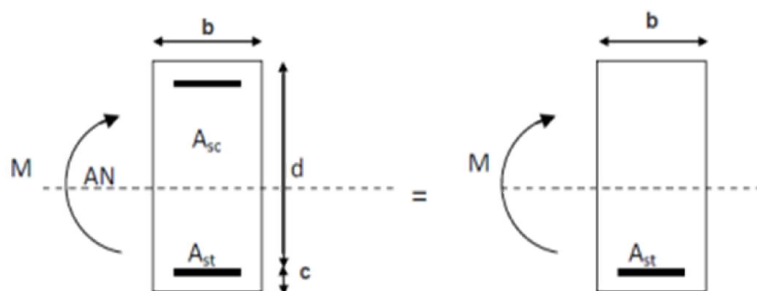


Fig V-1.1- section simplement armée

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_s} \quad \text{tel que } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

✓ 2^{eme} cas

$\mu_b \geq \mu_l \Rightarrow$ la section est doublement armée (SDA).

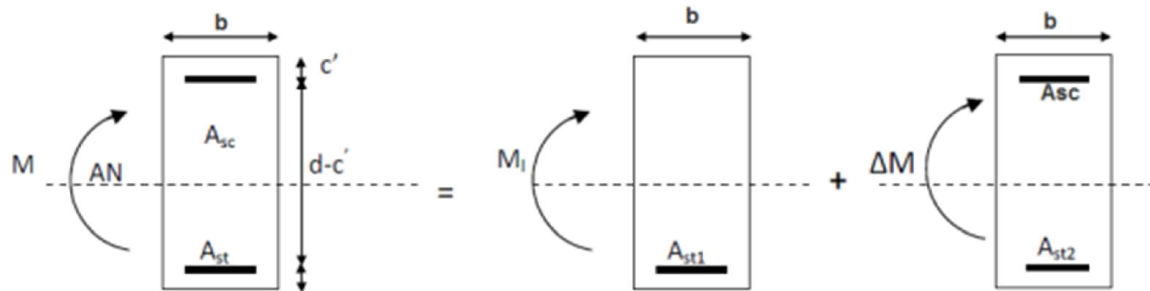


Fig V-1.2- section doublement armée

$$M = M_1 + \Delta M$$

$$\Delta M = M - M_1 \quad \text{et} \quad M_1 = \mu \times b \times d \times f_{bu}$$

Avec :

M_1 : moment ultime pour une section simplement armée.

$$\begin{cases} A_{st} = A_{st1} + A_{st2} = \frac{M_1}{\beta_1 \times d \times \sigma_s} + \frac{DM}{(d-c)\sigma_s} \\ A_{sc} = \frac{DM}{(d-c)\sigma_s} \end{cases}$$

Remarque :

On opte même ferrailage pour les poutres principales et secondaires et les poutres de palier pour tous les niveaux.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{bc} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1.5	25	14.2	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.48	1	400	400

Tableau V-1-3 : caractéristique des situations des calculs

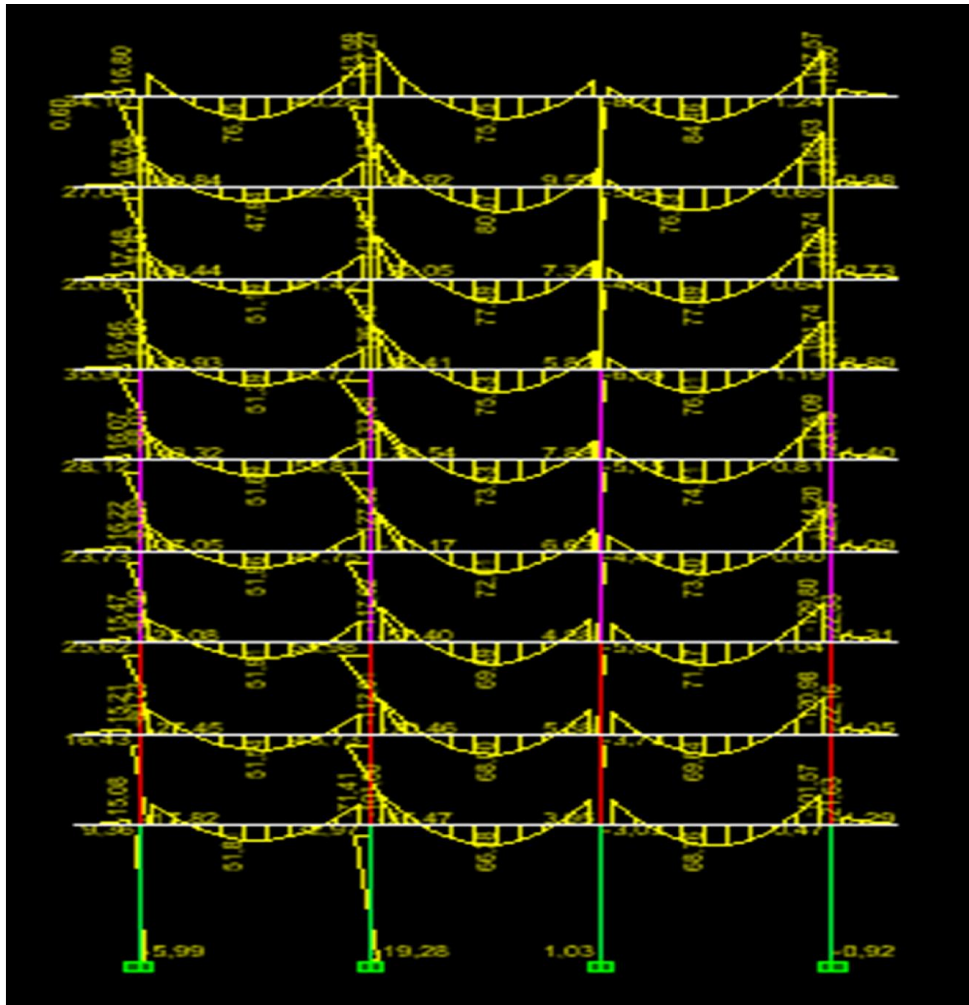


Figure. V-1-3 : Diagramme des moments de flexion

V-I-5) Exemple de calcul : (Poutre principale)

a) En travée

➤ Calcul du moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{73,013 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 14,2} = 0.1252 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow A_{sc} = 0 \rightarrow \beta = 0.933$$

➤ **Calcule la section**

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{73,013 \times 10^3}{0.933 \times 37 \times 348} = 6,08 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3HA14 + 2HA12 = 6,88 cm²**

b) En appuis

➤ **Calcul du moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{92,379 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 14,2} = 0.1584 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow A_{sc} = 0 \rightarrow \beta = 0.913$$

➤ **Calcule la section**

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{92,379 \times 10^3}{0.913 \times 37 \times 348} = 7,86 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3HA14 + 3HA12 = 8,01 cm²**

Le calcul des sections d'armatures, et le choix des aciers à adopter sont résumés dans les tableaux qui suivent :

❖ Ferrailage des poutres :

• Poutres principale :

Zone	Travée/ Appuis	M (KN.m)	Com b	μ	Obs	B	A_{st} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adopt}	ferrailage
I	Travée	73,013	ELU	0,1252	SSA	0,933	6,08	6	6,88	3HA14FILL +2HA12 CHAP
	Appuis	92,379	ELU	0,1584	SSA	0,913	7,86	6	8,01	3HA14FILL +3HA12 CHAP
II	Travée	76,527	ELU	0,1312	SSA	0,929	6,40	6	6,88	3HA14FILL +2HA12CHAP
	Appuis	113,899	GQE	0,1953	SSA	0,890	9,94	6	10.65	3HA14FILL +3HA16CHAP
III	Travée	86,798	ELU	0,1488	SSA	0,919	7,34	6	8.01	3HA14FILL +3HA12 CHAP
	Appuis	114,419	GQE	0,1962	SSA	0,890	9,98	6	10,65	3HA14ILL + 3HA16CHA
IV	Travée	93,599	ELU	0,1605	SSA	0,912	7,97	6	8.01	3HA14FILL +3HA12 CHAP
	Appuis	117,249	ELU	0,2010	SSA	0,887	10,26	6	10,65	3HA14FILL +3HA16 CHAP
V	Travée	105,327	ELU	0,1806	SSA	0,900	9,10	6	10.65	3HA14FILL +3HA16CHAP
	Appuis	120,126	ELU	0,2059	SSA	0,883	10,56	6	10,65	3HA14FILL +3HA16 CHAP

Tableau V-1-4: ferrailage des poutres principales

- Poutre secondaires :

Zone	Travée/ appuis	M (KN.m)	Comb	μ	Obs	B	A _{st} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopt}	ferrailage
I	Travée	16,312	GQE	0,0280	SSA	0,986	1,29	5,25	3,39	3HA12FILL
	Appuis	26,957	GQE	0,0462	SSA	0,976	2,15	5,25	3,39	3HA12FILL
II	Travée	30,464	GQE	0,0522	SSA	0,973	2,43	5,25	3,39	3HA12FILL
	Appuis	42,259	GQE	0,0725	SSA	0,962	3,41	5,25	3,39	3HA12FILL
III	Travée	10,561	GQE	0,0181	SSA	0,991	0,83	5,25	3,39	3HA12FILL
	Appuis	29,471	ELU	0,0505	SSA	0,974	2,35	5,25	3,39	3HA12FILL
IV	Travée	12,81	ELU	0,0220	SSA	0,989	1,01	5,25	3,39	3HA12FILL
	Appuis	33,538	ELU	0,0575	SSA	0,970	2,69	5,25	3,39	3HA12FILL
V	Travée	18,361	GQE	0,0315	SSA	0,984	1,45	5,25	3,39	3HA12FILL
	Appuis	39,635	GQE	0,0680	SSA	0,965	3,19	5,25	3,39	3HA12FILL

Tableau V-1-5 : ferrailage des poutres secondaires

VI-6) Vérifications des conditions du RPA :✓ **Armatures longitudinales :**

Le pourcentage total minimal des aciers sur toute la longueur de la poutre est :

$$A_{\min} = 0,5 \% (b \times h)$$

Toutes les sections d'armatures ont été vérifiées à la condition de section d'armatures minimale citée ci-dessus.

✓ **Armatures transversales :**

- Diamètre minimale : $\min \left[\frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b}{10} \right] = \min [1.14 ; 1.2 ; 3]$

Soit $\phi_t = 8\text{mm}$ on choisi un cadre + un étrier

• **Poutres principales :**

$$S_t \leq \min (h/4 ; 12\phi) = \min (10 ; 14.4) \text{ soit } S_t = \mathbf{8\text{cm}} \quad \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq h/2 = 40/2 = 20 \text{ cm} \quad \text{soit } S_t = \mathbf{15\text{cm}} \quad \text{en zone courante}$$

$$\text{Soit } A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

• **Poutres secondaires :**

$$S_t \leq \min (h/4 ; 12\phi) = \min (8,75 ; 14.4) \text{ soit } S_t = \mathbf{8\text{cm}} \quad \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq h/2 = 35/2 = 17,5 \text{ cm} \quad \text{soit } S_t = \mathbf{15\text{cm}} \quad \text{en zone courante}$$

On aura :

- $A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,72 \text{ cm}^2$ en zone nodale

- $A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 1,35 \text{ cm}^2$ en zone courante

$$\text{Soit : } A_t = \mathbf{4\text{HA}8} = \mathbf{2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

✓ **Délimitation de la zone nodale :**

$$L' = 2 \cdot h$$

avec :

h : la hauteur de la poutre

$$L' = 2 \cdot h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm, pour les poutres principales.}$$

$$L' = 2 \cdot h = 2 \times 35 = 70 \text{ cm, pour les poutres secondaires.}$$

VI-7) Vérifications des poutres à l'ELU :

✓ **Vérification de la condition de non fragilité : (Art A.4.2 .1/BAEL91) :**

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

Avec : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$

- **Poutre principales :**

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 30 \times 37 \times 2.1}{400} = 1.34 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = 1.34 \text{ cm}^2$ condition vérifier.

- **Poutre secondaire :**

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 30 \times 32 \times 2.1}{400} = 1.16 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = 1.16 \text{ cm}^2$ condition vérifier.

✓ **Justification sous sollicitation d'effort tranchant :(Art A.5.1 /BAEL91modifiées99) :**

La justification des poutres soumises à un effort tranchant se fait vis-à-vis de l'état ultime. Cette justification concerne l'âme des poutres, elle est conduite à partir de la contrainte tangente τ .

Donc soit à vérifier que : $\tau = \frac{T_U^{\text{max}}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u^{max} : Effort tranchant max à l'ELU.

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} = 4.35 \text{ Mpa} \quad (\text{Pour la fissuration non préjudiciable})$$

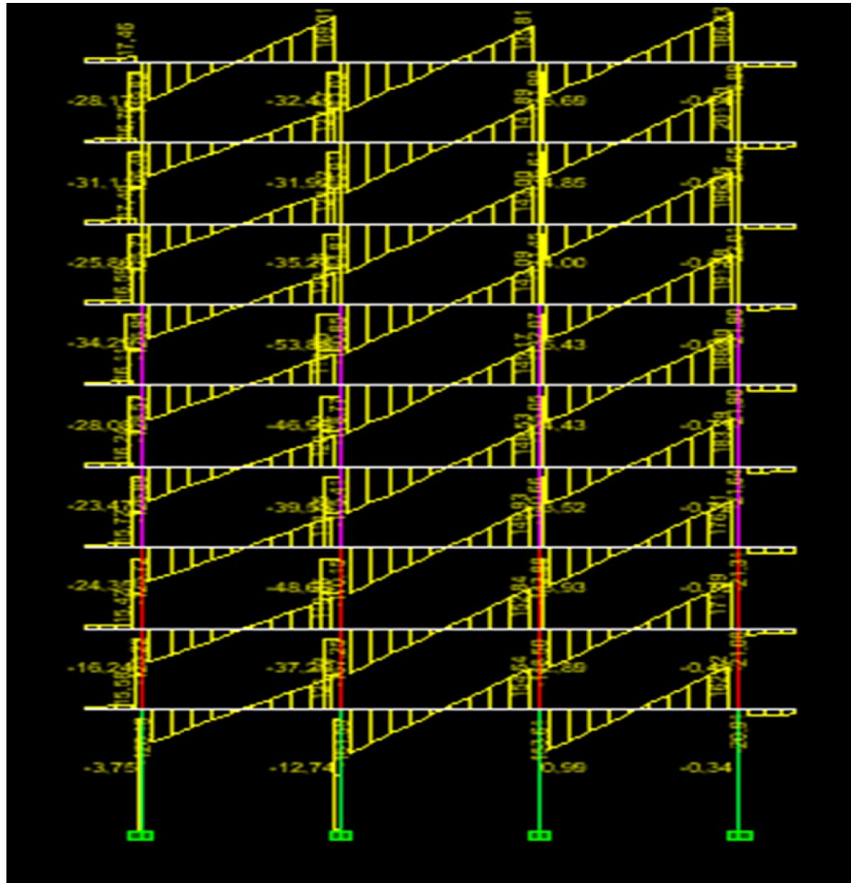


Figure. V-1-4 Diagramme des efforts tranchants

• Poutres principales :

$$T_u^{max} = 185,370 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{185,370 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,37} = 1,67 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 4,35 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

• Poutres secondaire :

$$T_u^{max} = 29,660 \text{ KN}$$

$$\tau = \tau = \frac{29,660 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,32} = 0,31 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 4,35 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

✓ Vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

➤ Influence de sur le béton :

$$T_u^{max} \leq \bar{T}_u^{max} = 0.4 \times \frac{0.9 \times b \times d \times f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots \text{(Art A.5.1,32/BAEL91 modifiées99)}.$$

• Poutres principales :

$$T_u^{max} = 185,370 \text{ KN}$$

$$\bar{T}_u^{max} = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.37 \times 0.30 \times 25 \times 10^3}{1.15} = 868 \text{ KN}$$

$$T_u^{max} = 185,370 \text{ KN} < \bar{T}_u^{max} = 868 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

• Poutres secondaire :

$$T_u^{max} = 29,660 \text{ KN}$$

$$\bar{T}_u^{max} = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.32 \times 0.30 \times 25 \times 10^3}{1.15} = 751 \text{ KN}$$

$$T_u^{max} = 29,660 \text{ KN} < \bar{T}_u^{max} = 751 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

➤ Influence sur les armatures longitudinales : (BAEL91 modifiées 99 Art A5.1.32) :

$$\left[T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} \right] > 0$$

On doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour équilibrer un

effort égal à : $T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d}$

D'ou:

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left[T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} \right]$$

• Poutres principales :

$$185,730 - \frac{130,426}{0.9 \times 0.37} = -206.30 < 0$$

• **Poutres secondaire :**

$$29,660 - \frac{130,426}{0,9 \times 0,32} = -423,21 \text{ QQ} < 0$$

⇒ Donc les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

✓ **Vérification de la contrainte d'adhérence acier -béton (BAEL91 modifiées 99 Art. A.6.1,3) :**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

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

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15$$

Avec : $\psi_s = 1,5$ pour l'acier HA

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \Sigma U_i}$$

Avec :

ΣU_i = Périmètre utile de l'acier.

• **Poutres principales :**

$$\Sigma U_i = n\phi\pi = (3 \times 1,4 \times 3,14) + (3 \times 1,6 \times 3,14) = 26,376 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{117,209 \times 10^3}{0,9 \times 370 \times 263,76} = 1,33 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

• **Poutres secondaire :**

$$\Sigma U_i = \phi\pi = 3 \times 1,4 \times 3,14 + 3 \times 1,2 \times 3,14 = 24,492 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{84,782 \times 10^3}{0,9 \times 370 \times 244,92} = 1,04 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

⇒ La contrainte d'adhérence est vérifiée, donc pas de risque d'entraînement des barres.

✓ **Calcul de la longueur de scellement droit des barres :**

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$$

Avec:

$$\tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 f_{t28} = 2,835 \text{ Mpa}$$

Pour : $\phi = 16 : L_S = 56.44 \text{ cm}$

$\phi = 14 : L_S = 49.38 \text{ cm}$

$\phi = 12 : L_S = 42.33 \text{ cm}$

✓ **Calcul de la longueur d'ancrage : (Art A6.1 BAEL99) ;**

La règle du BAEL99 Art A6.1 admettent que l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à $0,4l_s$ pour les aciers HA.

Pour $\phi = 16$ $L_S = 0.4 \times 56.44 = 22.576 \text{ cm}$

$\phi = 14$ $L_S = 0.4 \times 49.38 = 19.752 \text{ cm}$

$\phi = 12$ $L_S = 0.4 \times 42.33 = 16.932 \text{ cm}$

V-I-8) Vérifications à l'ELS :

❖ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

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

Il faut vérifier la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\text{Avec : } \rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d}$$

Et à partir des tableaux, on extrait les valeurs de β_1 et K.

La contrainte de traction dans l'acier est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A}$$

Avec :

A : Armatures adoptées à l'ELU.

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

Niveau		M _s (KN m)	A _s (cm)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s (Mpa)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	Obs
PP (30×40)	Travée	76,718	9,10	0.819	0.871	23,76	261,59	11,01	15	OK
	Appui	94,301	11,63	1,048	0.858	20,21	255,41	12,63	15	OK
PS (30×35)	Travée	35,14	2,43	0.720	0.920	47,5	491,19	10.34	15	OK
	Appui	47,779	3,41	0,355	0.908	39,35	482,22	12,25	15	OK

Tableau V-1-6: Vérification des poutres à l'ELS

❖ Etat limite de déformation :

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

e) Ancrage des barres : (Art : A. 6.1.2) /BAEL 91 modifiées 99, CBA93) :

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression puisse être repris.

$$l_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s} = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \times 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28}} \quad \text{Avec } \bar{\tau}_{se} = 0,6\psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

-Pour 10 : L_s = 35.27 cm. On prend L_s = 40cm

-Pour 12 : L_s = 42.32cm. On prend L_s = 45cm

-Pour 14 : L_s = 49.38cm. On prend L_s = 50cm

-Pour 16: L_s = 56.44 cm. On prend L_s = 60cm

-Pour 20: L_s = 70.54 cm. On prend L_s = 75cm

Les règles du (BAEL 91 Art. A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée,

$$L_a = 0,4 \times L_s$$

- Pour ϕ 10 : $L_a=14,11\text{cm}$. On prend $L_a= 15\text{cm}$
- Pour ϕ 12 : $L_a=16,92\text{cm}$. On prend $L_a= 18\text{cm}$
- Pour ϕ 14 : $L_a=19,75\text{cm}$. On prend $L_a= 20\text{cm}$
- Pour ϕ 16 : $L_a=22,57\text{cm}$. On prend $L_a= 25\text{cm}$
- Pour ϕ 20 : $L_a=28,22\text{cm}$. On prend $L_a= 30\text{cm}$

- **Calcul de la flèche :**

- **Sens (xx) :**

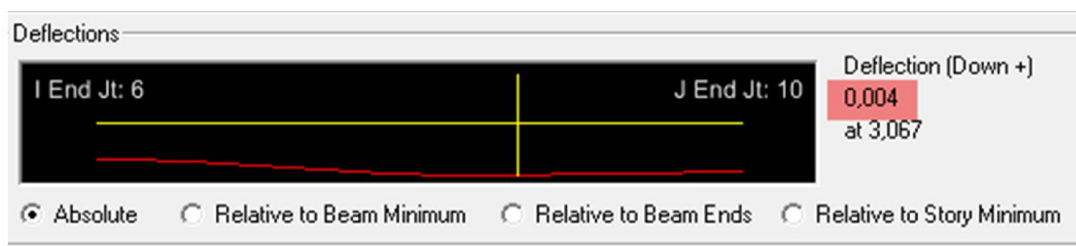


Figure V-1-5 : vérification de la flèche sens x-x

Dans notre cas la flèche est donnée par ETABS $\Rightarrow f = 0.004 \text{ m}$

$$f = 0.004 \text{ m} < \frac{4.00}{500} = 0.008 \text{ cm}$$

- **Sens (yy) :**



Figure V-1-6 : vérification de la flèche sens y-y

Dans notre cas la flèche est donnée par ETABS $\Rightarrow f = 0.003 \text{ m}$

$$f = 0.003 < \frac{4.50}{500} = 0.009 \text{ cm}$$

Conclusion:

La flèche est vérifiée dans les deux sens.

➤ Le ferrailage des poutres récapitulé dans le tableau suivant :

ZONE	PP/PS	Armatures longitudinales		Armatures transversales	
		Appui	Travée	Zone courante	Zone nodale
ZONE I	Poutres principales (30 × 40)	3HA14Fill + 3HA12Chap	3HA14Fill + 2HA12Chap	Cadres(4HA8 + étrier T8) e=15cm	Cadres(4HA8 + étrier T8) e=8cm
	Poutre secondaires (30×35)	3HA12Fill	3HA12Fill	Cadres(4HA8 + étrier T8) e=15cm	Cadres(4HA8 + étrier T8) e=8cm
ZONE II	Poutres principales (30 × 40)	3HA14Fill + 3HA16Chap	3HA14Fill + 2HA12Chap	Cadres(4HA8 + étrier T8) e=15cm	Cadres(4HA8 + étrier T8) e=8cm
	Poutre secondaires (30×35)	3HA12Fill	3HA12Fill	Cadres(4HA8 + étrier T8) e=15cm	Cadres(4HA8 + étrier T8) e=8cm
ZONE III	Poutres principales (30 × 40)	3HA14Fill + 3HA16Chap	3HA14Fill + 3HA12Chap	Cadres(4HA8 + étrier T8) e=15cm	Cadres(4HA8 + étrier T8) e=8cm
	Poutre secondaires (30×35)	3HA12Fill	3HA12Fill	Cadres(4HA8 + étrier T8) e=15cm	Cadres(4HA8 + étrier T8) e=8cm
ZONE IV	Poutres principales (30 × 40)	3HA14Fill + 3HA16Chap	3HA14Fill + 3HA12Chap	Cadres(4HA8 + étrier T8) e=15cm	Cadres(4HA8 + étrier T8) e=8cm

	Poutre secondaires (30×35)	3HA12Fill	3HA12Fill	Cadres(4HA8 + étrier T8) e=15cm	Cadres(4HA8 + étrier T8) e=8cm
ZONE V	Poutres principales (30 × 40)	3HA13Fill + 3HA16Chap	3HA14Fill + 3HA16Chap	Cadres(4HA8 + étrier T8) e=15cm	Cadres(4HA8 + étrier T8) e=8cm
	Poutre secondaires (30×35)	3HA12Fill	3HA12Fill	Cadres(4HA8 + étrier T8) e=15cm	Cadres(4HA8 + étrier T8) e=8cm

Tableau V-7: Récapitulatif de ferrailage des poutres

V.II. Ferraillage des poteaux :

V.II.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des poutres vers la fondation.

Les poteaux sont soumis dans les deux sens aux efforts normaux, aux efforts tranchants et aux moments fléchissant ; ils sont donc calculés en flexion composée, en tenant compte des combinaisons suivantes :

- $1,35G+1,5Q$ → à l'ELU.
- $G+Q$ → à l'ELS
- $G+Q+E$ → RPA99 révisé 2003.
- $0,8G \pm E$ → RPA99 révisé 2003.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

V.II.2 Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 :

V.II.2.1 Armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :
 - Le pourcentage minimal d'armatures est de $0,8\% \times b \times h$ (en zone IIa)

Poteaux (45×45) : $A_{\min} = 0,008 \times 45 \times 45 = 16,2 \text{ cm}^2$

Poteaux (40×40) : $A_{\min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12,8 \text{ cm}^2$

Poteaux (35×35) : $A_{\min} = 0,008 \times 35 \times 35 = 9,8 \text{ cm}^2$

Poteaux (30×30) : $A_{\min} = 0,008 \times 30 \times 30 = 7,2 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement est de $6\% \times b \times h$

Poteaux (45×45) : $A_{\max} = 0,06 \times 45 \times 45 = 121,5 \text{ cm}^2$

Poteaux (40×40) : $A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$

Poteaux (35×35) : $A_{\max} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73,5 \text{ cm}^2$

Poteaux (30×30) : $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$

Le pourcentage maximal en zone courante est de $4\% \times b \times h$

Poteaux (45×45) : $A_{max} = 0,04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$

Poteaux (40×40) : $A_{max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$

Poteaux (35×35) : $A_{min} = 0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$

Poteaux (30×30) : $A_{max} = 0,04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$

- Le diamètre minimal est de 12[mm]
- La longueur minimale de recouvrement $L_R = 40 \Phi_L$ (en zone IIa)
- La distance entre les barres longitudinales dont une face ne doit pas dépasser 20 cm en zone III.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

V.II.2.2 Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

Exposé de la méthode de calcul :

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier trois cas :

- Section entièrement tendue (SET).
- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

a) Section entièrement tendue :

N : effort normal de traction.

C : centre de pression entre les armatures.

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

$$A_{si} = N_U \times \left(\frac{\left(\frac{h}{2} - c + e_u\right)}{\frac{f_e}{\gamma_s} \times (d - c)}\right)$$

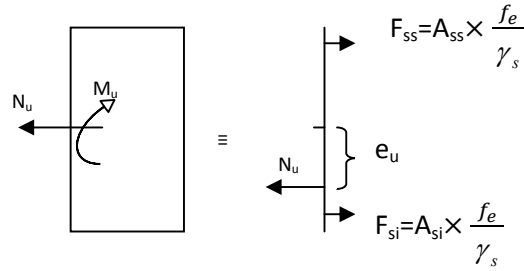


Figure V-II.1 : Section entièrement tendue

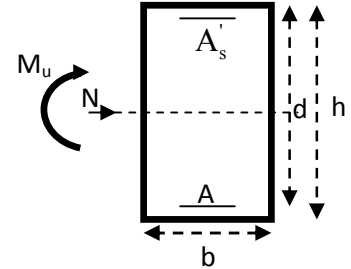
$$A_{ss} = (N_U \times \frac{\gamma_s}{f_e}) - A_{si}$$

b) Section partiellement comprimée (SPC) :

Calcul de centre de pression : $e = \frac{M_u}{N_u}$

La section est partiellement comprimée si le centre « C » se trouve à l'extérieur du segment délimité par les armatures.

(L'effort normal est un effort de traction ou de compression) :



$$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C \right)$$

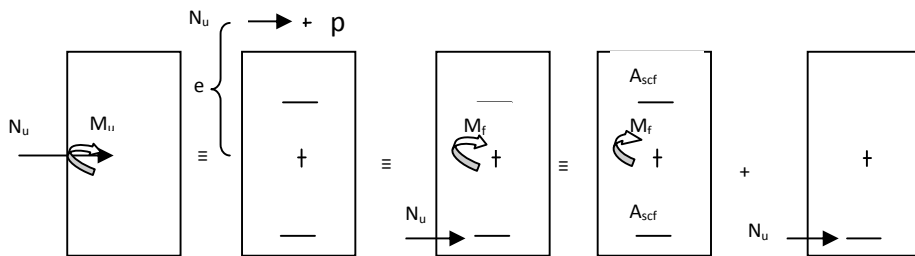
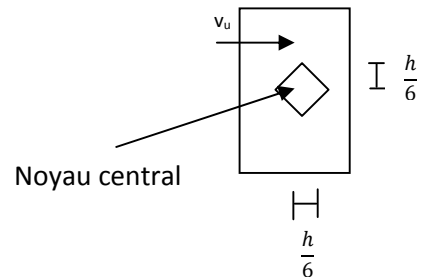


Figure V-II.2 : Section Partiellement Comprimée

Si le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures, l'effort normale est un effort de compression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - C$$



Dans ce cas il faut vérifier l'inégalité suivante :

$$Si : N_u (d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}$$

Et $p \notin$ noyau central \Rightarrow SPC.

Avec :

M_f : Moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

$$M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - c + e \right) = M_U + N_U \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

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

$\gamma_b = 1,5$ et $\theta = 1$ Pour fissuration durable

$\gamma_b = 1,15$ et $\theta = 0,85$ Pour fissuration accidentelle

N_u : Effort de compression.

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes:

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

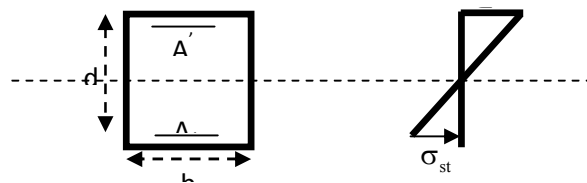
1^{er} cas :

$\mu \leq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ la Section est simplement armée (SSA).

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

D'où la section réelle est :

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$$



2^{ème} cas :

$\mu \geq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ la Section est doublement armée (SDA).

On calcule:

$$M_r = \mu_\ell b d^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est $A'_s = A' - A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$.

c) Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est entièrement comprimée si :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right).$$

$$N_u (d - c') - M_f > \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}.$$

$p \in$ noyau central \Rightarrow SEC

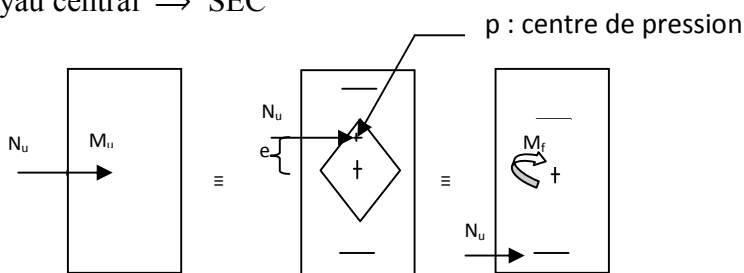


Figure V-II -3 : section entièrement comprimée

Deux situations peuvent se présenter

1^{ère} situation :

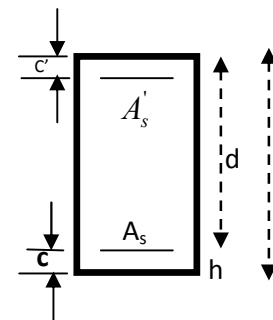
$$N(d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow SDA.$$

$$\Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s > 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{M_f (d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}.$$

$$A_s = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s.$$



2^{ème} situation :

$$N(d - c') - M_f < \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow SSA.$$

$$\Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,357 + \frac{N(d-c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

❖ Calcul des armatures longitudinales :

Les résultats sont obtenus à l'aide du logiciel SOCOTEC

Niveau	Sens	Effort normal (KN)		Moment (KN.M)		Bxh (cm ²)	Obs	As (cm ²)	As' (cm ²)	Am in (cm ²)	Choix des barres	A adopté (cm ²)
		P ^{max}	P ^{min}	M ^{corr}	M ^{max}							
RDC	XX	P ^{max}	2564,88	M ^{corr}	16,721	45x45	SEC	0	0	16,2	4HA20 + 4HA14	18,71
		P ^{min}	1044,17	M ^{corr}	25,805		SEC	0	0			
		P ^{corr}	1896,59	M ^{max}	27,005		SEC	0	0			
	YY	P ^{max}	2564,88	M ^{corr}	0,642		SEC	0	0			
		P ^{min}	1044,17	M ^{corr}	0,385		SEC	0	0			
		P ^{corr}	2010,04	M ^{max}	43,749		SEC	0	0			
1 ^{er} et 2 ^{ème}	XX	P ^{max}	2235,36	M ^{corr}	45,97	40X40	SEC	0	3,81	12,8	4HA16 + 4HA14	14,19
		P ^{min}	787,83	M ^{corr}	58,687		SEC	0	0			
		P ^{corr}	1427,33	M ^{max}	48,4		SEC	0	0			
	YY	P ^{max}	2235,36	M ^{corr}	1,101		SEC	0	0			
		P ^{min}	787,83	M ^{corr}	1,752		SEC	0	0			
		P ^{corr}	1522,1	M ^{max}	89,442		SEC	0	0			

3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème}	XX	P ^{max}	1644,73	M ^{corr}	43,271	35X35	SEC	0	3,4	9,8	4HA14 + 4HA12	10,67
		P ^{min}	462,64	M ^{corr}	57,93		SPC	0	0,0 3			
		P ^{corr}	812	M ^{max}	56,007		SPC	0	3,0 4			
	YY	P ^{max}	1644,73	M ^{corr}	1,621		SEC	0	0			
		P ^{min}	462,64	M ^{corr}	2,161		SEC	0	0			
		P ^{corr}	859,03	M ^{max}	88,187		SEC	1,4 4	1,4 1			
6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}	XX	P ^{max}	844,72	M ^{corr}	42,624	30X30	SEC	0,3 8	0	7.2	8HA12	9,05
		P ^{min}	159,62	M ^{corr}	40,308		SPC	0	2,5 3			
		P ^{corr}	269,15	M ^{max}	48,519		SPC	0	2,5 0			
	YY	P ^{max}	844,72	M ^{corr}	2,113		SEC	0	0			
		P ^{min}	159,62	M ^{corr}	3,258		SEC	0	0			
		P ^{corr}	274,92	M ^{max}	64,841		SEC	0	5,1 8			

Tableau V-II.1: Calcul des armatures longitudinales.

V-II.3. Armatures transversales : (art7.4.2.2 RPA 99 modifié 2003)

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel

- Empêcher le déplacement transversal du béton
- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal. (Voir les plans de ferraillage).

V.II.3.1. Diamètre des armatures transversales : BAEL Art A8.1.3

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers (1/3) du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\varphi_t = \frac{\varphi_L^{min}}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{ mm} \rightarrow \varphi_t = 8 \text{ mm}$$

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en **HA8**,

Donc $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

V.II.3.2. Espacement des armatures transversales :♦ **Selon le BAEL 91 Art A8.1.3**

$$S_t \leq \min\{15\phi_l^{min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$$

Avec (a) : la petite dimension transversale des poteaux

$$S_t \leq \min\{15 \times 1.2; 40\text{cm}; (30 + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq 18\text{cm} \quad \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

♦ **Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.4.2.2)**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h_1 \times f_e}$$

t : Espacement des armatures transversales

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Calcul de λ_g : (BAEL 91 Art : B8.4.1)

$$\lambda_g = \frac{L_f}{i}$$

Poteaux 45x45 : (RDC l = 4.5 m)

Avec : L_f : longueur de flambement $L_f = 0.707 L_0$

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

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.45 \times 0.45^3}{12} = 0.0034 \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{0.0034}{0.45 \times 0.45}} = 0.13 \text{ m}$$

$$L_f = 0.707 \times 4.50 = 3,18 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{i} = \frac{3,18}{0.13} = 24.46$$

$$\lambda_g > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

T_u : L'effort tranchant max $T_u = 18,82 \text{ kN}$

$$A_t = \frac{\rho_a \times T_u}{h_1 \times f_e} \times S_t$$

$S_t = 8 \text{ cm}$ en zone nodale :

$$A_t = \frac{2.5 \times 18,82 \times 10^3}{45 \times 400} \times 8 = 20,91 \text{ mm}^2$$

$$A_t = 0.21 \text{ cm}^2$$

$S_t = 10 \text{ cm}$ en zone courante :

$$A_t = \frac{2.5 \times 18,82 \times 10^3}{45 \times 400} \times 10 = 26,14 \text{ mm}^2$$

$$A_t = 0.2614 \text{ cm}^2$$

Section Des poteaux	Niveaux	Tu (KN)	B (cm)	h ₁ (cm)	Lf (cm)	St zone nodale (cm)	St zone courante (cm)	λg	ρ	A _{min} zone nodale (cm ²)	A _{min} zone courante (cm ²)	A _{ado} _p (cm ²)
45X45	RDC	18,82	45	45	318	10	15	24,46	2,5	0,21	0,26	2,01
40X40	1+2	60,14	40	40	216	10	15	18,78	2,5	0,75	0,94	2,01
35X35	3+4+ 5	59,77	35	35	216	10	15	21,38	2,5	0,85	1,07	2,01
30X30	6+7+ 8	43,84	30	30	216	10	15	25,12	2,5	0,73	0,91	2,01

Tableau V-II.2 : Détermination des armatures transversales.

Conclusion

$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 = 4HA8$ Soit deux cadre de $\phi 8$ pour tout les poteaux.

♦ Selon le RPA99 version 2003 Art 7.4.2.2

La valeur maximum de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

Dans la zone nodale :

$$S_t \leq 10 \text{ cm}$$

Dans la zone courante :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l^{\min}\right\} = \min\left\{\frac{45}{2}; \frac{45}{2}; 10 \times 1.2\right\}$$

$$S_t \leq \min\{22,5; 22,5; 12\} = 12 \text{ cm}$$

Conclusion :

On adopte : $S_t = 8 \text{ cm}$ en zone nodale

$S_t = 10 \text{ cm}$ en zone courante

V.II.3.3. Quantité d'armatures transversales minimales du RPA :

Pour $\lambda_g > 5$ la quantité des armatures transversales est donnée comme suit :

$$A_t^{min} = 0.3\% S_t \times b$$

Poteaux (45×45) : $A_t^{min} = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 < A_{ad} = 2.01 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

Poteaux (40×40) : $A_t^{min} = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 < A_{ad} = 2.01 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

Poteaux (35×35) : $A_t^{min} = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 < A_{ad} = 2.01 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

Poteaux (30×30) : $A_t^{min} = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 < A_{ad} = 2.01 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

Longueur de recouvrement :

Pour le $\phi 20 \Rightarrow L = 40\phi_l = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$

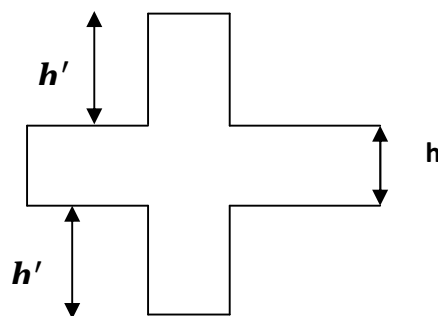
Pour le $\phi 16 \Rightarrow L = 40\phi_l = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$

Pour le $\phi 14 \Rightarrow L = 40\phi_l = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$

Pour le $\phi 12 \Rightarrow L = 40\phi_l = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$

Remarque :

La zone nodale est très sensible aux séismes pour cela on annexe des armatures en U superposées (avec alternances d'orientation) afin de la consolider et ainsi, la rendre moins fragile.

**Détermination de la zone nodale :**

Poteaux (45×45) cm²: (RDC l = 4.5 m)

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}, h_1, b_1, 60 \text{ cm} \right) = \max \left(\frac{450-40}{6} = 68,33, 45; 45; 60 \right) = 68,33 \text{ cm}$$

Poteaux (40×40) cm²:

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}, h_1, b_1, 60 \text{ cm} \right) = \max \left(\frac{306-40}{6} = 44,33, 40 ; 40 ; 60 \right) = 60 \text{ cm}$$

Poteaux (35×35) cm²:

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}, h_1, b_1, 60 \right) = \max \left(\frac{306-40}{6} = 44,33 ; 35 ; 35 ; 60 \right) = 60 \text{ cm}$$

Poteaux (30×30) cm²:

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}, h_1, b_1, 60 \right) = \max \left(\frac{306-40}{6} = 44,33 ; 30 ; 30 ; 60 \right) = 60 \text{ cm}$$

Remarque

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5 cm au plus du nu d'appui.

V.II.4. Vérification à l'ELS :

a) État limite de compression de béton

La vérification de nos poteaux à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{st}$.

Le calcul des contraintes du béton et d'acier se fera dans les deux directions x-x et y-y

❖ Section partiellement comprimée :

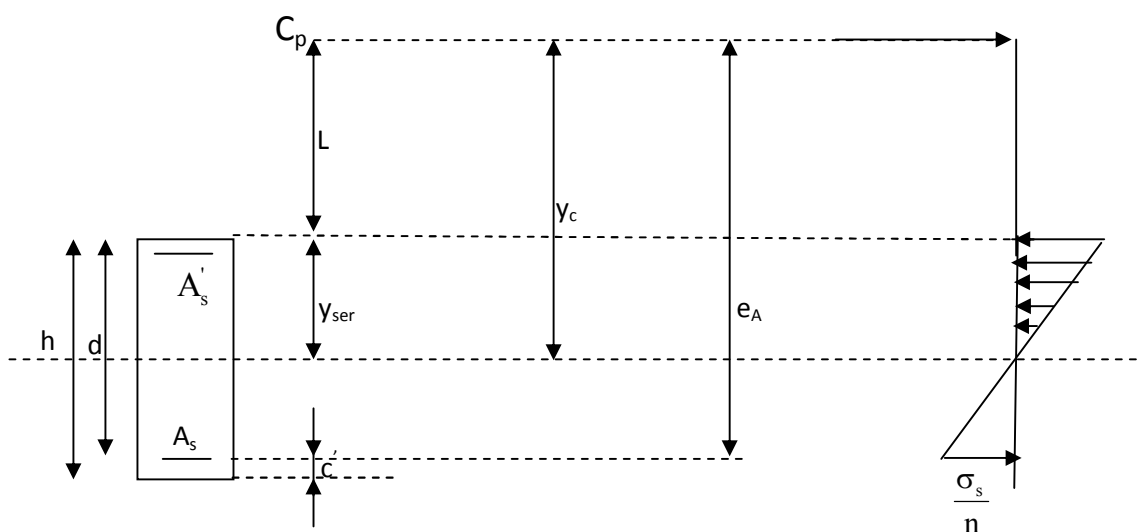


Fig V-II.4 : Section partiellement comprimée

Position de centre de pression.

- y_c : est la distance de l'axe neutre au centre de pression C_p comptée positivement avec effort normal N_{ser} de compression.
- L : distance du centre de pression (C_p) à la fibre la plus comprimée

$$\text{Si } N_{ser} > 0 \Rightarrow \begin{cases} L < 0 & \text{si } e_A > d \text{ (} C_p \text{ à l'extérieur de la section).} \\ L > 0 & \text{si } e_A < d \text{ (} C_p \text{ à l'intérieur de la section).} \end{cases}$$

$$L < 0 \Rightarrow -L = e_A - d \Rightarrow L = d - e_A$$

$$L > 0 \Rightarrow L = e_A - d$$

$$y_{ser} = y_c + L$$

$$\text{tel que : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right).$$

En écrivant le bilan des efforts appliqués à la section on montre que y_c est solution de : <<>

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

Avec :

$$p = -3L^2 - \frac{90A'_s(L - C')}{b} + \frac{90A_s(d - L)}{b}$$

$$q = -2L^3 - \frac{90A'_s(L - C')}{b} + \frac{90A_s(d - L)^2}{b}$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

$$\text{On calcul : } \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}.$$

- Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ on calcul alors : $\cos\varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{|p|}}$. puis $a = \sqrt{\frac{|p|}{3}}$

Après on choisit une solution qui convient parmi les trois suivantes :

$$1) y_c = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right).$$

$$2) y_c = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right).$$

$$3) y_c = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right)$$

Si $\Delta > 0 \Rightarrow$ alors il faut calculer

$$t = 0,5(\sqrt{\Delta} - a)$$

$$z = t^{\frac{1}{3}} \Rightarrow Y_C = z - \frac{p}{3 \times z}$$

D'après le BAEL, il nous permet d'appliquer au béton armé les formules de la résistance des matériaux établis pour des corps homogénéisés.

- Le moment d'inertie de la section est donné par rapport à l'axe neutre :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + 15 \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A_s' (y_{ser} - c')^2 \right]$$

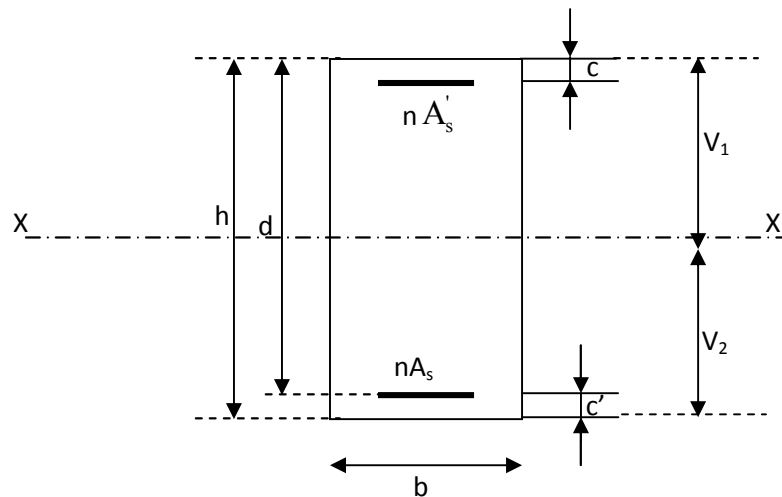


Fig V-II.5 :Section homogénéisée de béton

La section rendue homogène c'est à dire la section obtenue en négligeant le béton tendu et en amplifiant quinze fois la section des armatures.

Nous avons alors : $K = \frac{N_{ser} y_c}{I}$ (représente la pente K des diagrammes des contraintes).

Les contraintes sont données comme suite avec $n=15$.

Il faut vérifier $\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = K y_{ser}$$

$$\sigma_s = nK (d - y_{ser}) \quad \text{avec } n=15.$$

❖ **Vérification d'une section entièrement comprimée :**

- On calcul l'air de la section homogène totale : $S = bh + 15(A_s + A'_s)$
- On détermine la position du centre de gravité

$$X_G = 15 \frac{A'_s \times (0.5h - d') - A_s(d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times X_G^2 + [A'_s(0.5h - d' - X_G)^2 - A_s(d - 0.5h + X_G)^2]$$

- Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G)\left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s(e_s - X_G)\left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$

Remarque

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

Les contraintes obtenues sont :

σ_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{ss} : Contrainte max dans les aciers supérieure.

σ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{bs} : Contrainte max dans les aciers inférieure.

Le calcul des contraintes est résumé dans le tableau suivant:

Niv	Sens	section cm ²	A cm ²	N Kn	M Kn.m	des(m)	σ_{bc} Mp a	σ_{si} Mp a	$\overline{\sigma}_{bc}$ Mp a	$\overline{\sigma}_s$ Mp a	Observation $\sigma_s < \overline{\sigma}_s$ $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$
RDC	XX	45x45	4HA20 + 4HA14	1861,13	-12,092	-0,0065	8,40	9,98	15	348	CV
				1840,38	20,498	0,011	10,42	7,76	15	348	CV
				1840,38	20,498	0,011	10,42	7,76	15	348	CV
	YY			1861,13	-0,462	-0,00025	9,16	9,22	15	348	CV
				1840,38	-0,038	-0,00002	9,08	9,09	15	348	CV
				1861,13	-0,462	-0,00025	9,16	9,22	15	348	CV
1er - 2eme	XX	40x40	4HA16 + 4HA14	1616,65	-4,356	-0,0027	9,96	10,50	15	348	CV
				1394,02	-31,654	-0,0227	5,74	11,67	15	348	CV
				1404,66	-37,86	-0,027	5,22	12,33	15	348	CV

	YY			1616,6 5	- 0,239	- 0,0001 5	10,0 7	10,12	15	348	CV
				1394,0 2	0,802	0,0005	8,78	8,65	15	348	CV
				1404,6 6	- 1,208	- 0,0008 6	8,67	8,89	15	348	CV
3-4-5	XX	35x35	4HA14 +	1193,7 2	31,29 6	0,0262	12,2 8	7,19	15	348	CV
				793,47	35,82 0	0,0451	11,4 8	1,47	15	348	CV
				801,62	- 44,00 3	- 0,0549	0,38	12,70	15	348	CV
	YY		4HA12	1193,7 2	- 1,174	- 0,0008 3	9,60	9,88	15	348	CV
				793,47	1,688	0,0021	6,71	6,25	15	348	CV
				801,62	- 1,976	- 0,0025	6,26	6,82	15	348	CV
6-7-8	XX	30X30	8HA12	613,95	- 30,84 7	- 0,0502	-0,02	13,66	15	348	CV
				252,82	33,11 2	0,131	10,1 6	-4,54	15	348	CV
				258,81	- 39,82	-0,154	-5,97	11,73	15	348	CV

				613,95	- 1,536	- 0,0025	6,47	7,16	15	348	CV
	YY			252,82	3,097	0,012	3,48	2,13	15	348	CV
				252,82	3,097	0,012	3,48	2,13	15	348	CV

Tableau V-II.3: Le calcul des contraintes.

Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées.

b) Condition de non fragilité :

La sollicitation provoquant la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entraîner dans les aciers tendus de la section réelle une contrainte au plus égale à la limite élastique f_e

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante

$$A_{adopté} > A_{min} = 0.23 \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right)$$

Tableau V-II.4: Vérification de la condition de non fragilité :

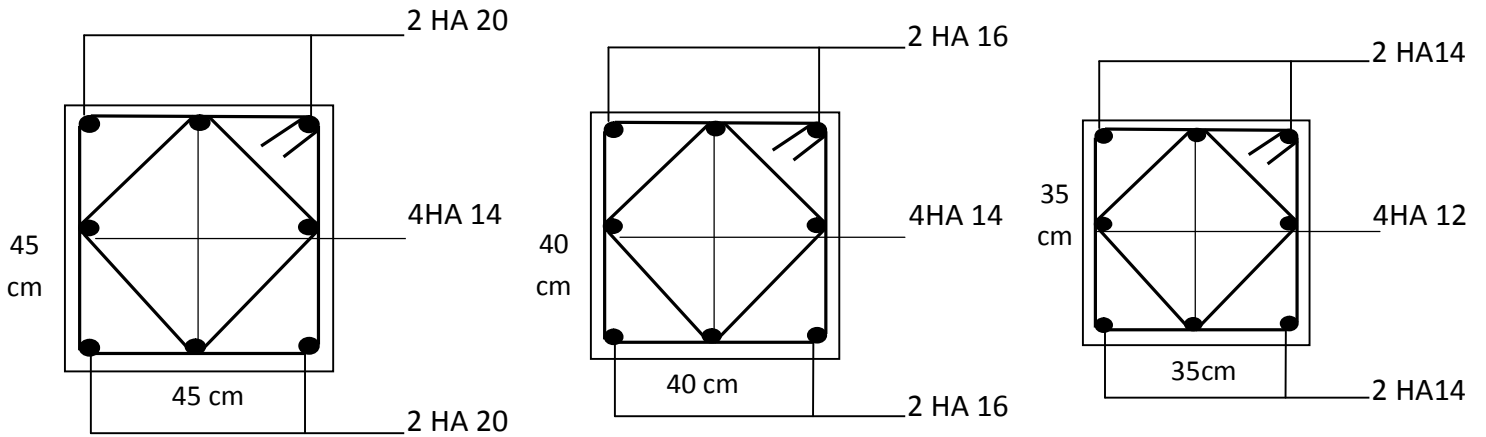
Niv	Sens	section cm ²	Effort normal (KN)		Moment (KN.M)		es(m)	OBS	Amin (cm ²)	A adopté (cm ²)	Obse
			p ^{max}	p ^{min}	M ^{corr}	M ^{max}					
RDC	XX	45x45	p ^{max}	1861,13	M ^{corr}	- 12,092	-0,0065	SEC	5,36	18,71	CV
			p ^{min}	1840,38	M ^{corr}	20,498	0,011	SEC	5,66		
			p ^{corr}	1840,38	M ^{max}	20,498	0,011	SEC	5,66		
	YY		p ^{max}	1861,13	M ^{corr}	-0,462	- 0,00025	SEC	5,62		
			p ^{min}	1840,38	M ^{corr}	-0,038	- 0,00002	SEC	5,61		
			p ^{corr}	1861,13	M ^{max}	-0,462	- 0,00025	SEC	5,62		
1er - 2eme	XX	40x40	p ^{max}	1616,65	M ^{corr}	-4,356	-0,0027	SEC	4,30	14,19	CV
			p ^{min}	1394,02	M ^{corr}	- 31,654	-0,0227	SEC	3,74		
			p ^{corr}	1404,66	M ^{max}	- 37,867	-0,027	SEC	3,65		
	YY		p ^{max}	1616,65	M ^{corr}	-0,239	- 0,00015	SEC	4,40		
			p ^{min}	1394,02	M ^{corr}	0,802	0,0005	SEC	4,41		
			p ^{corr}	1404,66	M ^{max}	-1,208	- 0,00086	SEC	4,36		
			p ^{max}	1193,72	M ^{corr}	31,296	0,0262	SEC	4,89		

3-4-5	XX	35x35	p^{\min}	793,47	M^{corr}	35,820	0,0451	SEC	9,63	10,67	CV
			p^{corr}	801,62	M^{max}	-	-0,0549	SEC	2,38		
	p^{max}		1193,72	M^{corr}	-1,174	-	SEC	3,33			
	p^{\min}		793,47	M^{corr}	1,688	0,0021	SEC	3,40			
	p^{corr}		801,62	M^{max}	-1,976	-0,0025	SEC	3,25			
6-7-8	XX	30X30	p^{max}	613,95	M^{corr}	-	-0,0502	SEC	3,39	9,05	CV
			p^{\min}	252,82	M^{corr}	33,112	0,131	SEC	0,098		
			p^{corr}	258,81	M^{max}	-	-0,154	SEC	1,32		
	p^{max}		613,95	M^{corr}	-1,536	-0,0025	SEC	2,34			
	p^{\min}		252,82	M^{corr}	3,097	0,012	SEC	2,85			
	p^{corr}		252,82	M^{max}	3,097	0,012	SEC	2,85			
YY											

Remarque : la vérification de la condition de non fragilité concerne seulement la zone tendue, donc il n'est pas nécessaire de vérifier pour les sections entièrement comprimées

Conclusion :

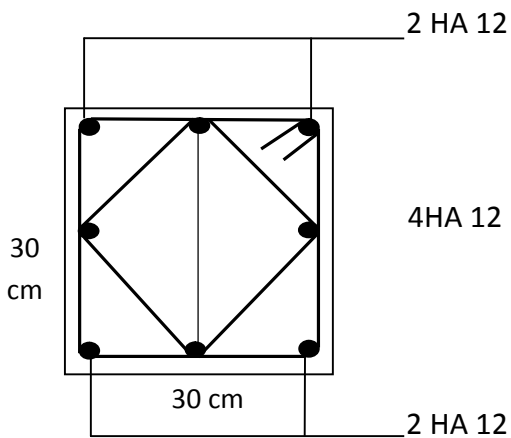
Toutes les conditions à l'ELS sont vérifiées.



❖ RDC

1er, 2^{ème} étage.

❖ Du 3^{ème} au 5^{ème} étage.



❖ Du 6^{ème} au 8^{ème} étage.

Fig. V-II.6 Coupe transversale de ferraillage des poteaux.

Remarque : En élévation voir les plans de ferraillage.

V.III. Ferrailage des voiles :

V-III-1) Introduction :

Un voile est un élément structural et de contreventement qui se comporte comme une console verticale en castrée à sa base dans ses fondations. Ils sont soumis à des charges réparties ou concentrées et sollicités par un effort normal N , un effort tranchant V , et un moment fléchissant M qui prend la valeur maximale au niveau de la section d'encastrement.

Les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement à l'aide de la méthode des contraintes, Ils seront ferrillés en flexion composée de 3 types d'armatures :

- ✓ Armatures horizontales
- ✓ Armatures verticales
- ✓ Armatures transversales

Les combinaisons d'actions sismiques et celle due aux charges verticales à prendre sont données ci- dessous :

$$\begin{array}{l}
 1,35G+1,5Q \text{ à L'ELU} \\
 G+Q \quad \text{à L'ELS}
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} 1,35G+1,5Q \\ G+Q \end{array}} \right\} \text{BAEL 91}$$

$$\begin{array}{l}
 G + Q \pm E \\
 0,8 G \pm E
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} G + Q \\ 0,8 G \end{array}} \right\} \text{RPA99/ Version 2003}$$

Pour faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose la structure en 4 zones :

-Zone I : RDC

-Zone II : Du 1^{ère} et 2^{ème}.

-Zone III : Du 3^{ème} au 5^{ème}.

-Zone IV : Du 6^{ème} au 8^{ème}.

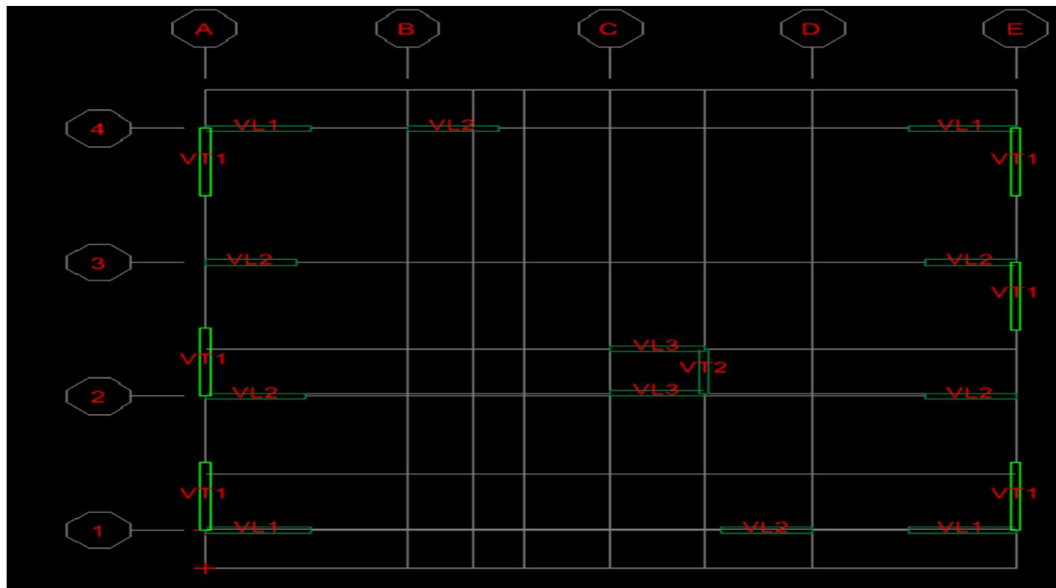


Fig V-III.1) Disposition des voiles

a) Comportement d'un voile :

Un voile est considéré comme une console encastree à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé : $\frac{h}{l} > 1.5$
- Voile court : $\frac{h}{l} < 1.5$

b) Exposition de la méthode :

Les armatures constituant le ferrailage d'un voile plein seront déterminées à l'aide de la méthode suivante :

La méthode utilisée est la méthode de la R.D.M. Cette méthode se fait pour une bande de largeur d , elle consiste en la détermination du diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables parmi (N) et (M).

V-III-2) Armatures verticales :

On détermine le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{MV'}{I}$$

Avec : $B = L \cdot e$

B : section de béton

L : Longueur du voile.

e : Epaisseur du voile

$$V = V' = \frac{L}{2}$$

V, V' : distance entre axe neutre et fibre tendue ou comprimée

I : Moment d'inertie du voile

M : moment dans le voile

N : Effort normal dans le voile

-Le calcul se sera pour des bandes de longueur « d », tel que :

$$d \leq \min\left(\frac{h_2}{2}; \frac{2l_c}{3}\right)$$

L_c : Longueur de la zone comprimée.

L_t : Longueur de la zone tendue.

h_e : hauteur d'étage

Avec : $L_t = L - L_c$

$$Et : L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{max}} \times L$$

On détermine les efforts agissant dans chaque bande « d » selon les cas suivants :

➤ **1^{er} Cas : Section partiellement comprimée (SPC) :**

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} - \sigma_1}{2} d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} d \cdot e$$

e : épaisseur du voile.

Les sections d'armatures sont données par :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{st}}$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{st}}$$

Avec :

A_{v1} , A_{v2} : Sections d'armatures verticales.

$$\text{Situation accidentelle : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

➤ **2ème Cas : Section entièrement comprimée (SEC) :**

Les efforts normaux sont donnés comme suit :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} - \sigma_1}{2} d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} d \cdot e$$

Les sections d'armatures sont données par :

$$A_{v1} = \frac{N_1 - B f_{bc}}{\bar{\sigma}_{st}}$$

$$A_{v2} = \frac{N_2 - B f_{bc}}{\bar{\sigma}_{st}}$$

Avec :

A_{v1} , A_{v2} : Sections d'armatures verticales.

$$\text{Situation accidentelle : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma} = \frac{0.85 \times 25}{0.85 \times 1.15} = 21.74 \text{ MPa}$$

➤ **3ème Cas : Section entièrement tendue (SET) :**

Les efforts normaux sont donnés comme suit :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} d.e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} d.e$$

Les sections d'armatures sont données par :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{st}}$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{st}}$$

V-III-3) Sections d'armatures minimales :

La section d'armature verticale doit respecter les conditions suivantes :

a) Compression simple :

$A_{min} \geq 4cm^2$ par mètre de longueur de parement mesuré perpendiculairement à la direction de ces armatures.

$2\% \leq A_{min} \leq 5\%B$; B : section de béton comprimée.

b) Traction simple :

$$A_{min} = \frac{Bf_{t28}}{f_e}$$

Le pourcentage minimal des armatures verticales de la zone tendue doit être au moins égale à 2% de la section horizontale de la section de béton tendue.

V-III-4) Armatures horizontales :

La section d'armature horizontale est donnée par :

$$A_H \geq \frac{A_V}{4} \text{ (BAEL)}$$

$$A_H \geq 0.15\%B \text{ (RPA99/version2003)}$$

$$A_H \geq \left(\frac{A_V}{4}; 0.15\%B \right) \dots \text{en zone totale}$$

$$A_h \geq 10 \% B \dots \dots \dots \text{En zone courante}$$

A_v : section d'armatures verticales adoptée

B : section du béton.

Ces armatures horizontales doivent être munies de crochets de 135° ayant une longueur de 10ϕ , et disposées de manière à ce qu'elles servent de cadres aux armatures verticales.

La section d'armature est donnée par les formules suivantes :

V-III-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 :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{T}}{f_e} \quad \text{Avec} \quad \bar{T} = 1.4 T$$

T : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

V-III-6) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont généralement des épingles, elles ont pour rôle de :

- Relier les deux nappes d'armatures verticales avec au moins 4 épingles par mètre carré.
- Renforcer les parties extérieures du refend et d'empêcher le flambement des armatures verticales sous l'effet de la compression d'après l'article **7.7.4.3 du RPA 2003**.

V-III-7) Les potelets :

A chaque extrémité du trumeau, les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du trumeau.

La section d'armatures des potelets doit être supérieure ou égale à $4HA10$.

V-III-8) Dispositions constructives :

-L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur ou égal à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min (1.5 e ; 30\text{cm}) \quad \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

e : épaisseur de voile

- ✓ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres verticales doit être réduit de moitié sur une longueur égale à 1/10 de la longueur du voile et ne doit pas dépasser une longueur de 15cm.
- ✓ Le diamètre des armatures verticales et horizontales respectivement ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur (e) du voile.
- ✓ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40ϕ : pour les barres situées dans les zones comprimées où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20ϕ : pour les barres situées dans les zones comprimées, sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

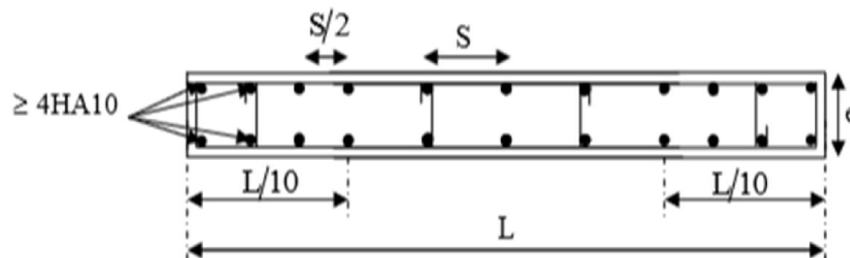


Fig. V-III.2):Disposition des armatures verticales dans les voiles

V-III -9) Vérification à L'ELS :**a) La contrainte dans le béton**

On doit vérifier que la contrainte de compression de béton soit inférieure de 15 MPa.

Pour cet état, on considère :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 15MPa$$

Avec :

N_s : effort normal appliqué

B : section de béton

A : section d'armatures adoptée

b) Vérification de la contrainte de cisaillement :**➤ D'après le RPA99 révisé 2003 :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5MPa$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 d}$$

$$V = 1.4 T$$

Avec :

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile (d = 0,9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

➤ D'après le BAEL 91 :

Il faut vérifier que :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

Avec

τ_u : la contrainte de cisaillement

Pour la fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma b}\right); 4 \text{ MPa}$

$$\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa}$$

V-III-10) Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage du voile VL1 de la zone(I) une :

➤ Caractéristiques géométriques :

$$L = 2.1 \text{ m}, e = 20 \text{ cm}, B = 0.42 \text{ m}^2$$

➤ Sollicitations de calcul :

$$\sigma_{\max} = 5730,98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = -9880,32 \text{ MPa}$$

La section est partiellement comprimée

➤ Largeur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} \times L = \frac{5730,98}{9880,32 + 5730,98} \times 2,1 = 0.77$$

➤ Largeur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c = 1,33 \text{ m}$$

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2l_c}{3}\right) = 0.51 \text{ m}$$

$$d_2 = L_t - d = 1.33 - 0.51 = 0.82 \text{ m}$$

➤ Détermination des armatures :

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\max}}{L_t} d_2 = \frac{5730,98}{1.33} \times 0.82 = 3514,84$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} d \cdot e = \frac{5730,98 + 3514,84}{2} \times 0.51 \times 0.2 = 475,19 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} d.e = \frac{3514,84 - 0}{2} 0,82 \times 0,2 = 286,51 \text{ KN}$$

➤ **Armatures minimales :**

$$A_{\min} = \max \left\{ 0,002B; \frac{Bf_{t28}}{f_e} \right\} \quad \text{avec } B = d.e$$

$$A_{\min} = \max \{2,04; 5,40\}$$

$$A_{\min} = 5,40 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{st}} = \frac{475,19}{400} = 11,88 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{st}} = \frac{286,51}{400} = 7,16 \text{ cm}^2$$

$$\text{Situation accidentelle : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

➤ **Les armatures de coutures :**

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{T}}{f_e} = 1,1 \frac{T}{f_e} = \frac{1,1 \times 1473,402}{400} = 40,52 \text{ cm}^2.$$

Alors :

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 11,88 + \frac{40,52}{4} = 22,01 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 7,16 + \frac{40,52}{4} = 17,29 \text{ cm}^2$$

Soit :

Bande 1 : 2x 6HA16=24,12cm² avec un espacement de 18 cm.

Bande 2 : 2x 5HA16= 20,10cm² avec un espacement de 18 cm.

➤ **Armatures horizontales :**

$$A_H \geq \left(\frac{A_V}{4}; 0,15\%B; 0,10\%B \right) \text{ avec } B = L_{voile} \times e$$

$$0,15\%B = 6,30 \text{ cm}^2$$

Avec :

- $A_h \geq 0.15\%B = (0.0015 \times 210 \times 20)/2 = 3.15 \text{ cm}^2/\text{nappe} \rightarrow$ dans la **section générale** du voile.
- $A_h \geq 0.1\%B' = 0.001 \times 77 \times 20 / 2 = 0.77 \text{ cm}^2/\text{nappe} \rightarrow$ dans la **zone courante**.

On prend $A_h = 6,30 \text{ cm}^2$

Soit donc 20HA12 = 22,62 cm² avec un espacement de 20cm

➤ **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré

Soit : 4HA8 = 2.01 cm²

➤ **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$S_t \leq \min(1.5e ; 30\text{cm}) = 30\text{cm} \rightarrow$ condition vérifiée.

➤ **Vérification à l'ELS :**

a) **Vérification des contraintes de cisaillement :**

- **BAEL 91 :**

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} = \frac{1.4 \times 1052,43}{0.2 (0.9 \times 2.1)} \times 1000 = 3.898 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 3.898 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée

- **RPA99 révisé 2003 :**

$$\tau_u = \frac{T}{bd} = \frac{1052,43}{0.2 \times 0.9 \times 2.1} \times 1000 = 2.78 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 2.78 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 3.26 \text{ MPa} = 5 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée

b) Vérification de la contrainte du béton :

Il faut vérifier que : $\sigma_{st} < 0.6 f_{c28}$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B+15A} = \frac{3746,08}{0,42+15 \times 12,06} = 8,21 \leq 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Le ferrailage des autres voiles dans les différentes zones est donné sous forme de tableaux :

➤ Ferrailage des voiles Longitudinaux : Voile VL1

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV
	hpoutre(m)	0,35	0,35	0,35	0,35
	hauteur etage (m)	4,5	3,06	3,06	3,06
	L (m)	2,10	2,10	2,10	2,10
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)	0,42	0,42	0,42	0,42
	He	4,500	3,060	3,060	3,060
	H	4,15	2,71	2,71	2,71
Solicitation de calcul	T(kN)	1052,430	1028,370	881,870	549,760
	N _{ser} (kN)	3746,08	3427,18	2742,72	1429,93
	Vu (kN)	1473,402	1439,718	1234,618	769,664
	σ_{max} (kN/m ²)	5730,980	3120,470	1701,560	2744,330
	σ_{min} (kN/m ²)	9880,320	7058,860	5207,900	5727,830
	σ_s (kN/m ²)	400,00	400,00	400,00	400,00
	L _c	0,77	0,64	0,52	0,68
	L _t	1,33	1,46	1,58	1,42
	D	0,51	0,43	0,34	0,45
	d _{adopté}	0,51	0,43	0,34	0,45
	d2 = L _t - d _{adopté}	0,82	1,03	1,24	0,97
	σ_1	3514,849	2200,838	1330,930	1867,751
	N ₁	475,19	228,37	104,55	209,15
N ₂	286,51	226,04	164,78	180,47	

armatures verticales	$A_{v1}/\text{bande (cm}^2\text{)}$		11,88	5,71	2,61	5,23
	$A_{v2}/\text{bande (cm}^2\text{)}$		7,16	5,65	4,12	4,51
	$A_{vj} \text{ (cm}^2\text{)}$		40,52	37,59	33,95	21,17
	$A'v1/\text{bande}$		22,01	15,61	11,10	10,52
	$A'v2/\text{bande}$		17,29	15,04	12,61	9,80
armatures minimales	$A_{\min}/\text{bande (cm}^2\text{)}$		5,40	4,51	3,62	4,76
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	$A'v1$ adopté (cm ²)		24,12	18,46	13,56	13,56
	$A'v2$ adopté (cm ²)		20,096	15,39	11,3	11,3
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2*6HA16	2*6HA14	2*6HA12	2*6HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2*5HA16	2*5HA14	2*5HA12	2*5HA12
	ST		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	18	18	19	19
		Bande 2	18	18	19	19
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		6,30	6,30	6,30	6,30
	AH adopté (cm ²)		22,62	20,4	20,4	20,4
	choix de la section		20HA12	13HA10	13HA10	13HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		20	20	20	20
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Véification des contruction	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	3,898	3,809	3,266	2,036
		T_u	2,784	2,721	2,333	1,454
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	8,212	7,655	6,229	3,247

Tableau V-III.1 : Ferrailage des voiles VL1

➤ Ferrailage des voiles Longitudinaux : Voile VL2

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	III
	hpoutre(m)	0,35	0,35	0,35	0,35
	hauteur etage (m)	4,5	3,06	3,06	3,06
	L (m)	1,80	1,80	1,80	1,80
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)	0,36	0,36	0,36	0,36
	He	4,500	3,060	3,060	3,060
	H	4,15	2,71	2,71	2,71
Solicitation de calcul	T(kN)	1043,470	877,920	820,250	610,440
	N _{ser} (kN)	5805,74	5256,13	4381,94	2327,26
	Vu (kN)	1460,858	1229,088	1148,350	854,616
	σ_{\max} (kN/m ²)	5158,460	3148,500	2092,880	1881,340
	σ_{\min} (kN/m ²)	11590,200	9267,880	7260,480	6388,140
	σ_s (kN/m ²)	400,00	400,00	400,00	400,00
	L _c	0,55	0,46	0,40	0,41
	L _t	1,25	1,34	1,40	1,39
	D	0,37	0,30	0,27	0,27
	d _{adopté}	0,37	0,30	0,27	0,27
	d2 = L _t - d _{adopté}	0,88	1,04	1,13	1,12
	σ_1	3627,873	2435,424	1690,689	1511,964
	N ₁	324,73	169,91	101,59	92,64
N ₂	317,81	253,11	190,83	168,96	
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	8,12	4,25	2,54	2,32
	A _{v2} /bande (cm ²)	7,95	6,33	4,77	4,22
	A _{vj} (cm ²)	40,17	33,80	31,58	23,50
	A' _{v1} /bande	18,16	12,70	10,43	8,19
	A' _{v2} /bande	17,99	14,78	12,67	10,10
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)	3,88	3,20	2,82	2,87

Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		24,12	18,46	18,46	13,56
	A'v2 adopté (cm ²)		20,1	15,38	15,38	11,3
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2*6HA16	2*6HA14	2*6HA14	2*6HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2*5HA16	2*5HA14	2*5HA14	2*5HA12
	ST		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	15	15	15	16
Bande 2		15	15	15	16	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		6,03	5,40	5,40	5,40
	AH adopté/nappe (cm ²)		22,62	10,2	10,2	10,2
	choix de la section		20HA12	13HA10	13HA10	13HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		20	20	20	20
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Véification des contruction	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	4,509	3,793	3,544	2,638
		τ_u	3,221	2,710	2,532	1,884
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	14,654	13,558	11,303	6,119

Tableau V-III.2: Ferrailage des voiles VL2

➤ Ferrailage des voiles Longitudinaux : Voile VL3

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	III
	hpoutre(m)	0,35	0,35	0,35	0,35
	hauteur etage (m)	4,5	3,06	3,06	3,06
	L (m)	1,85	1,85	1,85	1,85
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)	0,37	0,37	0,37	0,37
	He	4,500	3,060	3,060	3,060
	H	4,15	2,71	2,71	2,71
Solicitation de calcul	T(kN)	359,300	338,650	298,660	251,430
	N _{ser} (kN)	2885,43	2714,95	2193,06	1195,44
	Vu (kN)	503,020	474,110	418,124	352,002
	σ_{\max} (kN/m ²)	1126,500	3254,720	4223,210	5202,800
	σ_{\min} (kN/m ²)	8338,580	7715,390	8452,340	8211,720
	σ_s (kN/m ²)	400,00	400,00	400,00	400,00
	L _c	0,22	0,55	0,62	0,72
	L _t	1,63	1,30	1,23	1,13
	D	0,15	0,37	0,41	0,48
	d _{adopté}	0,15	0,37	0,41	0,48
	d2 = L _t - d _{adopté}	1,48	0,94	0,82	0,65
	σ_1	1025,044	2339,389	2816,459	3005,199
	N ₁	31,58	204,70	289,27	392,63
N ₂	152,02	218,78	231,71	196,58	
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	0,79	5,12	7,23	9,82
	A _{v2} /bande (cm ²)	3,80	5,47	5,79	4,91
	A _{vj} (cm ²)	13,83	13,04	11,50	9,68
	A'v1/bande	4,25	8,38	10,11	12,24
	A'v2/bande	7,26	8,73	8,67	7,33
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)	1,54	3,84	4,31	5,02

Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		18,46	18,46	18,46	18,46
	A'v2 adopté (cm ²)		12,3	12,3	12,3	12,3
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2*6HA14	2*6HA14	2*6HA14	2*6HA14
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2*4HA14	2*4HA14	2*4HA14	2*4HA14
	ST		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	18	18	18	18
Bande 2		18	18	18	18	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		5,55	5,55	5,55	5,55
	AH adopté (cm ²)		22,62	10,2	10,2	10,2
	choix de la section		20HA12	13HA10	13HA10	13HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		20	20	20	20
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Vérfication des contruction	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	1,511	1,424	1,256	1,057
		τ_u	1,079	1,017	0,897	0,755
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	7,255	6,827	5,514	3,006

Tableau V-III.3 : Ferrailage des voiles VL3

➤ Ferrailage des voiles transversaux : Voile VT1

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	III
	hpoutre(m)	0,40	0,40	0,40	0,40
	hauteur etage (m)	4,5	3,06	3,06	3,06
	L (m)	2,30	2,30	2,30	2,30
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)	0,46	0,46	0,46	0,46
	He	4,500	3,060	3,060	3,060
	H	4,10	2,66	2,66	2,66
Solicitation de calcul	T(kN)	1132,300	943,200	723,190	512,150
	N _{ser} (kN)	6292,16	5743,16	4544,08	2375,54
	Vu (kN)	1585,220	1320,480	1012,466	717,010
	σ_{\max} (kN/m ²)	6557,040	3211,570	794,420	1227,020
	σ_{\min} (kN/m ²)	10588,680	6761,540	3486,720	2548,170
	σ_s (kN/m ²)	400,00	400,00	400,00	400,00
	L _c	0,88	0,74	0,43	0,75
	L _t	1,42	1,56	1,87	1,55
	D	0,59	0,49	0,28	0,50
	d _{adopté}	0,59	0,49	0,28	0,50
	d2 = L _t - d _{adopté}	0,83	1,07	1,59	1,05
	σ_1	3850,075	2194,624	673,752	833,122
	N ₁	610,27	266,94	41,77	102,67
N ₂	321,10	233,85	107,04	87,82	
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	15,26	6,67	1,04	2,57
	A _{v2} /bande (cm ²)	8,03	5,85	2,68	2,20
	A _{vj} (cm ²)	43,59	36,31	27,84	19,72
	A' _{v1} /bande	26,16	15,75	8,01	7,50
	A' _{v2} /bande	18,93	14,92	9,64	7,12

armatures minimales	$A_{\min}/\text{bande (cm}^2\text{)}$		6,16	5,18	2,99	5,23
	$A'v1$ adopté (cm ²)		37,68	18,46	13,56	13,56
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	$A'v2$ adopté (cm ²)		31,4	15,38	11,3	11,3
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2*6HA20	2*6HA14	2*6HA12	2*6HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2*5HA20	2*5HA14	2*5HA12	2*5HA12
	ST		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	20	20	20	20
		Bande 2	20	20	20	20
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		9,42	6,90	6,90	6,90
	AH adopté (cm ²)		22,62	10,2	10,2	10,2
	choix de la section		20HA12	13HA10	13HA10	13HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		20	20	20	20
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Vérfication des construction	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	T_b	3,829	3,190	2,446	1,732
		T_u	2,735	2,278	1,747	1,237
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	12,182	11,776	9,460	4,946

Tableau V-III.4: ferrailage des voiles VT1

➤ Ferrailage des voiles transversaux : VT2

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	III
	hpoutre(m)	0,40	0,40	0,40	0,40
	hauteur etage (m)	4,5	3,06	3,06	3,06
	L (m)	1,50	1,50	1,50	1,50
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)	0,3	0,3	0,3	0,3
	He	4,500	3,060	3,060	3,060
	H	4,10	2,66	2,66	2,66
Solicitation de calcul	T(kN)	239,560	227,410	169,640	92,250
	N _{ser} (kN)	1140,86	1057,24	867,07	492,53
	Vu (kN)	335,384	318,374	237,496	129,150
	σ_{\max} (kN/m ²)	1930,530	540,750	124,440	35,180
	σ_{\min} (kN/m ²)	8231,070	6453,590	4266,900	2356,230
	σ_s (kN/m ²)	400,00	400,00	400,00	400,00
	L _c	0,28	0,12	0,04	0,02
	L _t	1,22	1,38	1,46	1,48
	D	0,19	0,08	0,03	0,01
	d _{adopté}	0,19	0,08	0,03	0,01
	d2 = L _t - d _{adopté}	1,03	1,31	1,43	1,46
	σ_1	1628,670	510,543	122,021	34,830
	N ₁	67,62	8,13	0,70	0,10
N ₂	166,95	66,71	17,44	5,10	
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	1,69	0,20	0,02	0,00
	A _{v2} /bande (cm ²)	4,17	1,67	0,44	0,13
	A _{vj} (cm ²)	9,22	8,76	6,53	3,55
	A ^v v1/bande	4,00	2,39	1,65	0,89

	A'v2/bande		6,48	3,86	2,07	1,02
armatures minimales	A_{min}/bande/nappe (cm²)		1,99	0,81	0,30	0,15
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm²)		18,46	18,46	13,56	13,56
	A'v2 adopté (cm²)		12,3	12,3	9,04	9,04
	Choix de A (cm²)	Bande 1	2*6HA14	2*6HA14	2*6HA12	2*6HA12
	Choix de A (cm²)	Bande 2	2*4HA14	2*4HA14	2*4HA12	2*4HA12
	ST		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	14	14	14	14
	Bande 2	14	14	14	14	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm²)		4,62	4,62	4,50	4,50
	AH adopté (cm²)		22,62	10,02	10,02	10,02
	choix de la section		20HA12	13HA10	13HA10	13HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		20	20	20	20
	At adoptées		4 épingles HA8 /m²			
Véification des contruction	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	T_b	1,242	1,179	0,880	0,478
	3,26 Mpa	T_u	0,887	0,842	0,628	0,342
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	3,482	3,226	2,707	1,538

Tableau V-III.5: ferrailage des voiles VT2

VI-1 Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée ;

Une force horizontale : résultante de l'action sismique ;

Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieure, en :

- **Fondations superficielles :** Utilisées pour des sols de bonne capacité portante.

Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

- **Fondations profondes :** Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

VI-2 Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2$ bars.

- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VI-3-Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage ;
- La facilité de l'exécution ;
- La capacité portante du sol ;
- L'importance de la superstructure ; L'économie.

VI-3-1 Semelles isolées sous poteaux :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal $N_{s \max}$ qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous-sol.

$$A. B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \rightarrow \frac{45}{45} = 1$.

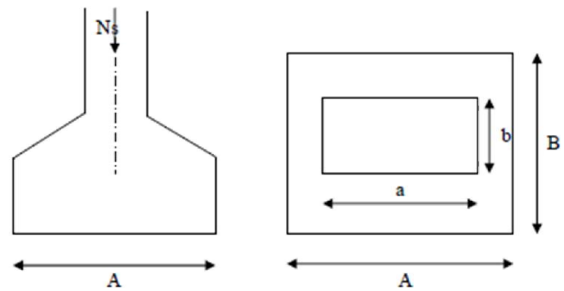
D'ou $B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$

Exemple de calcul :

$N_{ser} = 2280,71 \text{KN}$.

$\sigma_{sol} = 0,20 \text{ MPa}$.

$B \geq \sqrt{\frac{2280,71}{200}} = 3,37 \text{ m}$ Donc $A=B=1,83 \text{ m}$.



Conclusion : L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

VI-3-2 Semelles filantes :

1) Semelles filantes sous voiles :

$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \rightarrow \frac{G+Q}{B.L} \leq \sigma_{sol} \rightarrow \frac{G+Q}{\sigma_{sol}.L} \leq B$

Avec : B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

σ_{SOL} : Contrainte admissible du sol.

Choissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 4 poteaux.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Voiles	G+Q	L(m)	B(m)	S=B.L
VT ₁	508,47	2,3	1,11	2,55
VT ₂	515,30	2,3	1,12	2,57
VT ₃	511,40	2,3	1,11	2,55
VT ₄	428,91	2,3	0,93	2,13
VT ₅	490,72	2,3	1,07	2,46
VT ₆	375,28	2,3	0,82	1,88
VT ₇	763,37	1,5	2,54	3,81
			ΣS	17,95

Tableau VI-1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal).

Voiles	G+Q	L(m)	B(m)	S= B.L
VI ₁	469,67	2,1	1,19	2,50
VI ₂	901,81	1,8	2,50	4,50
VI ₃	574,37	2,1	1,36	2,85
VI ₄	396,91	1,8	1,10	1,98
VI ₅	393,66	1,8	1,09	1,96
VI ₆	511,46	1,8	1,42	2,56
VI ₇	913,61	1,85	2,46	4,55
VI ₈	892,42	1,85	2,41	4,46
VI ₉	381,03	1,8	1,05	1,89
VI ₁₀	512,88	2,1	1,22	2,56
VI ₁₁	677,78	1,8	1,88	3,38
VI ₁₂	439,83	2,1	1,04	2,18
			ΣS	35,37

Tableau VI-2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).

$S_V = \Sigma S_i = 53,32 \text{ m}$

Avec : S_V : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

2) Semelles filantes sous poteaux :

a) Hypothèses de calcul :

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

b) Etape du calcul :

- Détermination de la résultante des charges : $R = \Sigma N_i$.

- Détermination des coordonnées de la structure R :

$$e = \frac{\Sigma N_i \cdot e_i + \Sigma M_i}{R}$$

- Détermination de la distribution par (ml) de semelle :

$e \leq \frac{L}{6}$ → Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6}$ → Répartition triangulaire.

Avec L : longueur du bâtiment.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

et $q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$

- Détermination de largeur B de la semelle : $B \geq \frac{q(\frac{L}{4})}{\sigma_{sol}}$

c) Exemple de calcul :

Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux : fil de poteaux le plus sollicité.

Donc on fera le calcul sur le portique longitudinal. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	N _s (t)	M _s (t/m)	e _i (m)	N _s . e _i (t.m)
1	1180,56	-8,462	6,82	8051,41
2	2280,71	2,297	2,27	5177,21
3	2069,83	4,405	-2,27	-4698,51
4	702,06	21,771	- 6,82	-4788,05
Total	6233,16	20,011	0	3742,06

Tableau VI-3 : Surface de semelles filantes sous poteaux.

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{3742,06+20,011}{6233,16} = 0,603 \text{ m}$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = 0,603 \text{ m} \leq \frac{L}{6} = \frac{13,65}{6} = 2,275 \text{ m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{min} = \frac{N_s}{L} \left(1 - \frac{6.e}{L} \right) = \frac{6233,16}{13,65} \left(1 - \frac{6 \times (0,603)}{13,65} \right) = 335,61 \text{ KN/m.}$$

$$q_{max} = \frac{N_s}{L} \left(1 + \frac{6.e}{L} \right) = \frac{6233,16}{13,65} \left(1 + \frac{6 \times (0,603)}{13,65} \right) = 577,67 \text{ KN/m.}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \left(1 + \frac{3.e}{L} \right) = \frac{6233,16}{13,65} \left(1 + \frac{3 \times (0,603)}{13,65} \right) = 517,15 \text{ KN/m.}$$

d) Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q(\frac{L}{4})}{\sigma_{sol}} = \frac{517,15}{200} = 2,58 \text{ m.}$$

On prend B = 2,60 m.

$$\text{On aura donc, } S_p = 2,60 \times 13,65 = 35,49 \text{ m}^2$$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $S_T = S_p \times n + S_v$

$$S_T = 35,49 \times 4 + 53,32 = 195,28 \text{ m}^2$$

Avec: n : Nombre de portique dans le sens considéré.

Remarque :

- La surface totale du bâtiment : $S_{\text{BAT}} = 231,95 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est :

$$\frac{S_t}{S_{\text{bat}}} = \frac{195,28}{231,95} = 0,84 \quad \Longrightarrow \quad 84\% \text{ de la surface de l'assise}$$

La surface totale des semelles représente 84% de la surface du bâtiment

Conclusion :

La surface totale de ces dernières dépasse 50% de la surface de la structure (l'assise)

Donc on opte pour un radier général qui offrira :

- ✓ Une facilité de coffrage.
- ✓ Une rapidité d'exécution.
- ✓ Prestera une grande rigidité.

VI-4 Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation 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 diminuée du poids propre du radier.

VI-4-1 Pré dimensionnement du radier :**1) Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\text{min}} \geq 25 \text{ cm}$)

2) Selon la condition forfaitaire :

- Sous voiles :

$$\frac{L_{\text{max}}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\text{max}}}{5} ; h : \text{épaisseur du radier.}$$

L_{max} : distance entre deux voiles successifs.

$L_{\text{max}} = 455 \text{ cm} \rightarrow 56,87 \text{ cm} \leq h \leq 91 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } \mathbf{h = 80 \text{ cm.}}$

-Sous poteaux :

La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d > \frac{L_{\max}}{20}, \text{ avec un minimum de 25cm.}$$

$$h_d > \frac{455}{20} = 22,75\text{cm} \text{ Soit } h_d = \mathbf{30\text{cm.}}$$

Nervure (poutre) :

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_n > \frac{L_{\max}}{10} = \frac{455}{10} = 45,5\text{cm} \text{ Soit } h_n = \mathbf{60\text{cm.}}$$

Dalle flottante :

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{40}$$

$$\frac{455}{50} \leq h_t \leq \frac{455}{40} \rightarrow 9,1\text{cm} \leq h_t \leq 11,37 \text{ cm} \text{ soit } h_t = \mathbf{10\text{cm.}}$$

3) Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

Le : Largeur du radier présentant une bande de 1m;

K : Module de raideur du sol, rapporté a 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 = 10818,865 MPa.

Lmax : Distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux.

$$\text{D'ou: } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot 4,55\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818,865}} = 0,92 \text{ m.}$$

D'après ces conditions de la vérification de la longueur élastique ; On opte pour **h=100cm**.

⇒ La nervure du radier doit avoir une largeur :

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n \rightarrow 40 \leq b_n \leq 70 \text{ Soit } b_n = 60 \text{ cm.}$$

Remarque :

On adoptera pour une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

- La dalle : $h_d = 30 \text{ cm.}$

- La nervure : $h_n = 100 \text{ cm.}$

$$b_n = 60 \text{ cm.}$$

- La dalle flottante : $h_t = 10 \text{ cm.}$

VI-4-2 détermination des sollicitations :

Déterminer à partir du logiciel ETABS :

Charge du bâtiment $G_{\text{bat}} = 33417,5 \text{ KN.}$

Charge d'exploitation $Q = 6808,41 \text{ KN.}$

Combinaison d'actions :

A l'ELU : $N_u = 1,35.G + 1,5.Q = 55326,24 \text{ KN.}$

A l'ELS : $N_s = G + Q = 40225,91 \text{ KN.}$

VI-4-3 Détermination de la surface du radier :

$$\text{A l'ELU : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \cdot \sigma_{\text{sol}}} = \frac{55326,24}{1,33 \cdot 200} = 207,99 \text{ m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{40225,91}{200} = 201,12 \text{ m}^2$$

D'où : $S_{\text{bat}} > \max(S_1, S_2)$

$$S_{\text{bat}} = 231,95 \text{ m}^2 > S_{\text{radier}} = 207,99 \text{ m}^2.$$

Remarque :

Etant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord. Les règles du BAEL, nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm.}$$

On prend: $L_{\text{déb}} = 50 \text{ cm.}$

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}}$$

$$S_{\text{radier}} = 231,95 + (16,45 + 14,10) \times 0,5 \times 2 = 262,5 \text{ m}^2.$$

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{\text{radier}} = 262,5 \text{ m}^2.$

VI-4-4 Détermination des efforts à la base du radier :

1) Poids du radier :

$G_{\text{rad}} =$ Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

-Poids de la dalle = $hd \times \rho \times b \times S_{\text{radier}}$

$$P_d = 0,3 \times 25 \times 262,5 = \mathbf{1968,75 \text{ KN}}$$

-Poids des nervures = $[bn (hn - hd) (Lx.n + Ly.m)] \rho \times b$

$$P_n = [0,60 (1 - 0,3) (16,45.4 + 14,1.4)] 25 = \mathbf{1283,1 \text{ KN}}$$

-Poids du remblai = $[(S_{\text{radier}} - S_n) \times (hn - hd)] \rho \times r$

Avec : $S_n = (Lx.n + Ly.m) hn = (16,45.4 + 14,1.4) \times 1\text{m} = 122,2 \text{ m}^2$

$$P_r = [(262,5 - 122,2) \times (1 - 0,3)] \times 17 = \mathbf{1669,57 \text{ KN}}$$

-Poids de la dalle flottante = $(S_{\text{radier}} - S_n) \times ep \times \rho \times b$

$$P_f = (262,5 - 122,2) \times 0,1 \times 25 = \mathbf{350,75 \text{ KN}}$$

$\Rightarrow G_{\text{rad}} = \mathbf{5272,15 \text{ KN.}}$

2) Poids total de l'ouvrage :

Poids du bâtiment : $G_{bat} = 27417,5$ KN.

✚ Charge permanente apportée sur le radier G_{tot} .

$$G_{tot} = G \text{ (superstructure)} + G \text{ (infrastructure)} = 32689,65 \text{ KN.}$$

✚ Charges d'exploitation totale Q_{tot} .

$$Q_{tot} = Q \text{ (Superstructure)} + Q \text{ (infrastructure)} = 6808,41 + (3,5 \times 262,5) = 7727,16 \text{ KN}$$

3) Combinaison d'actions :

- A l'état limite ultime : $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 55721,76$ KN

- A l'état ultime de service : $N_s = G + Q = 40416,81$ KN.

- A l'état sismique : $N_a = G + 0,2 \cdot Q = 34235,08$ KN.

VI-4-5 Vérification :

1) Vérification à la contrainte de cisaillement :

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,50 \text{ MPa.}$$

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \cdot 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{max} = q_u \cdot \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{max}}{2}$$

$$T_u^{max} = \frac{55721,76 \times 1}{262,5} \cdot \frac{4,55}{2} = 482,92 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{482,92 \cdot 10^3}{1000 \cdot 270} = 1,78 \text{ MPa.} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

2) Vérification de la stabilité du radier :

a) Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 8,72 \text{ m} ; Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 7,55 \text{ m.}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

b) Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{h \times b^3}{12} = 5006,62 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{b \times h^3}{12} = 6686,24 \text{ m}^4$$

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.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec : $M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment ;

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment

I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$

Ainsi on doit vérifier que :

A l'ELU : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{sol}$

A l'ELS : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$

Avec : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot X$

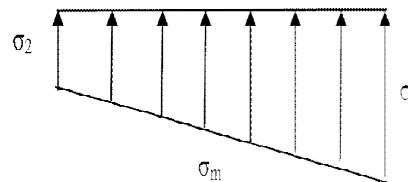


Figure VI.1 : Diagramme des contraintes.

⚡ A l'ELU:

- Sens longitudinal :

$$N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 55721,76 \text{ KN}$$

A partir du logiciel **ETABS** : $M_{OX} = 25254,65 \text{ KN.m}$; $T_{OX} = 1685,67 \text{ KN}$.

$$M_x = M_{ox} + T_{ox} \cdot h = 25254,65 + 1685,67 \times 1 = 26940,32 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_g = \frac{55721,76}{262,5} + \frac{26940,32}{6686,24} \times 8,72 = 247,40 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot Xg = \frac{55721,76}{262,5} - \frac{26940,32}{6686,24} \times 8,72 = 177,38 \text{ KN/m}^2$$

D'où: $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 229,89 \text{ KN/m}^2$; $\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$

$\sigma_m \leq 1,33\sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$ → Condition vérifiée.

- Sens transversal :

A partir du logiciel **ETABS** : $M_{Oy} = 23672,13 \text{ KN.m}$; $T_{Oy} = 1677,49 \text{ KN}$.

$M_y = M_{Oy} + T_{Oy} \cdot h = 23672,13 + 1677,49 \times 1 = 25349,62 \text{ KN.m}$.

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Yg = \frac{55721,76}{262,5} + \frac{25349,62}{5006,62} \cdot 7,55 = 250,50 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Yg = \frac{55721,76}{262,5} - \frac{25349,62}{5006,62} \cdot 7,55 = 174,04 \text{ KN/m}^2$$

D'où: $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 231,38 \text{ KN/m}^2$; $\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$

$\sigma_m \leq 1,33\sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$ → Condition vérifiée.

✚ APPELS :

- Sens longitudinal :

$M_x = M_{ox} + T_{ox} \cdot h = 25254,65 + 1685,67 \times 1 = 26940,32 \text{ KN.m}$.

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot Xg = \frac{40416,81}{262,5} + \frac{26940,32}{6686,24} \times 8,72 = 189,10 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot Xg = \frac{40416,81}{262,5} - \frac{26940,32}{6686,24} \times 8,72 = 118,83 \text{ KN/m}^2$$

D'où: $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 171,53 \text{ KN/m}^2$; $\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$

$\sigma_m \leq \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$ → Condition vérifiée.

- Sens transversal :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_g = \frac{40416,81}{262,5} + \frac{25349,62}{5006,62} \cdot 7,55 = 192,19 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_g = \frac{40416,81}{262,5} - \frac{25349,62}{5006,62} \cdot 7,55 = 115,74 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{D'où: } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 173,07 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m \leq \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

3) Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non- soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$P \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S$$

Avec :

- P : Poids total à la base du radier, P = 27417,5 KN.
- F_s : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement, F_s = 1,5 ;
- γ : poids volumique de l'eau (γ = 10 KN/m³) ;
- Z : profondeur de l'infrastructure (h = 1m) ;
- S : surface du radier, (S = 262,5 m²).

$$F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S = 1,5 \times 10 \times 1 \times 262,5 = 3937,5 \text{ KN.}$$

$$\text{Donc : } P = 27417,5 \text{ KN} > 3937,5 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

→ Pas de risque de soulèvement.

4) Vérification au poinçonnement (Art. A.5.2.42/BAEL91):

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec: N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

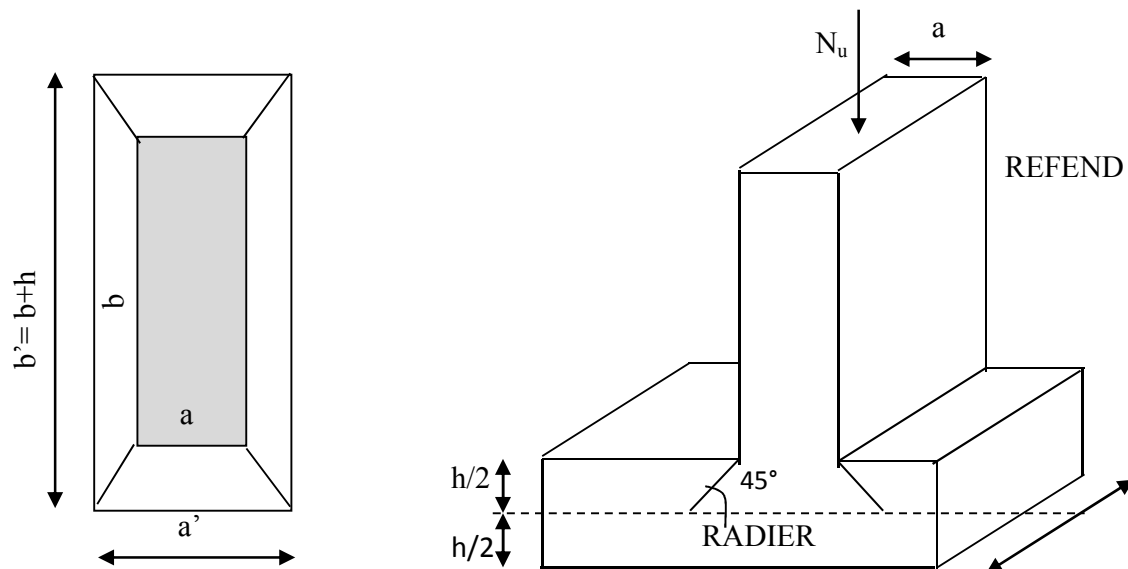


Figure VI-2 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

Calcul du périmètre utile μ_c :

- Poteaux :

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2(a + b + 2 \cdot h) = 2(0,45 + 0,45 + 2 \times 1) = 5,8 \text{ m.}$$

$$N_u = 3115,40 \text{ KN.}$$

$$N_u < \frac{0,045 \times 5,8 \times 1 \times 25000}{1,5} = 4350 \text{ KN.}$$

- Voile (pour une bonde de 1m) :

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2(a + b + 2 \cdot h) = 2(0,20 + 1 + 2 \times 1) = 6,4 \text{ m.}$$

$$N_u = 643,95 \text{ KN.}$$

$$N_u < \frac{0,045 \times 6,4 \times 1 \times 25000}{1,5} = 4800 \text{ KN.}$$

- Voile de la cage d'ascenseur :

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2(a + b + 2 \cdot h) = 2(0,20 + 1,5 + 2 \times 1) = 7,4 \text{ m}$$

$$N_u = 1050,04 \text{ KN.}$$

$$N_u < \frac{0,045 \times 7,4 \times 1 \times 25000}{1,5} = 5550 \text{ KN.}$$

VI-4-6 Ferrailage du radier :

Pour le calcul du ferrailage du radier qui est constitué de panneaux de dalles continues, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL91. Pour les dalles continues constituées de panneaux rectangulaires considérées comme encastres sur leurs bords, le calcul s'effectue par la méthode suivante :

1) Panneaux encastres sur 4 appuis :

On distingue deux cas :

1^{er} Cas : Si $\alpha < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{oy} = 0$$

2^{ème} Cas : Si $0,4 \leq \alpha \leq 1$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$.

Les coefficients μ_x , μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

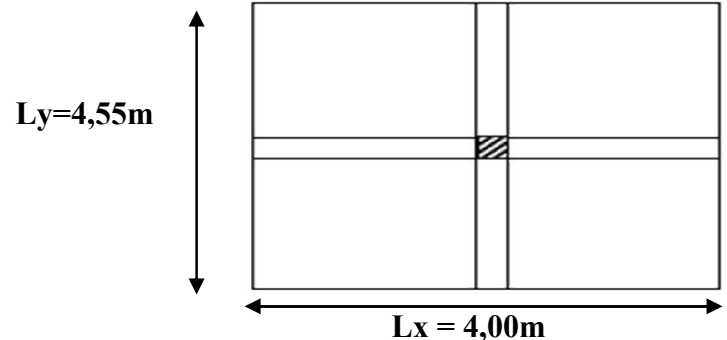
$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y}; \quad L_x < L_y$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en œuvre, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en faisant les calculs sur le panneau le plus sollicité.

2) Identification du panneau le plus sollicité:

Dans notre cas c'est un panneau continu.



Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_M^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

A l'ELU :

$$q_u = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 231,38 - \frac{5272,15}{262,5} = 211,30 \text{ KN/m}^2.$$

A l'ELS :

$$q_s = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 173,07 - \frac{5272,15}{262,5} = 152,98 \text{ KN/m}^2.$$

VI-4-7 Calcul à l'ELU :**1) Evaluation des moments M_x , M_y :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{4,55} = 0,88 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0478 \\ \mu_y = 0,740 \end{cases}$$

$0,4 \leq \rho \leq 1$ donc la dalle travaille dans les deux sens.

On obtient: $M_x = 0,0478 \times 211,30 \times (4)^2 = 161,60 \text{ KN.m.}$

$$M_y = 0,740 \times 161,60 = 119,58 \text{ KN.m.}$$

Remarque :

- Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :
 - Moment en travée : $0,75M_{ox}$ ou $0,75M_{oy}$.
 - Moment sur appuis : $0,5M_{ox}$ ou $0,5M_{oy}$.
- Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assuré un encastrement partiel :
 - Moment en travée : $0,85M_{ox}$ ou $0,85M_{oy}$.
 - Moment sur appui de rive : $0,3M_{ox}$ ou $0,3M_{oy}$.
 - appui intermédiaire : $0,5M_{ox}$ ou $0,5M_{oy}$.

- Aux appuis intermédiaire :

$$M_a^x = M_a^y = 0,5 M_x = 80,80 \text{ KN.m}$$

- En travées :

$$M_t^x = 0,75 M_x = 121,2 \text{ KN.m.}$$

$$M_t^y = 0,75 M_y = 89,68 \text{ KN.m.}$$

2) Ferrailage dans le sens x-x :**- Aux appuis intermédiaire :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}^x}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{80,80 \cdot 10^3}{100 \cdot 27^2 \cdot 14,2} = 0,078 < 0,392$$

Section simplement armée → Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,078 \rightarrow \beta_u = 0,959$$

$$A_{ua}^x = A_{ua}^y = \frac{M_{ua}^x}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{80,80 \cdot 10^3}{0,959 \cdot 27 \cdot 348} = 8,96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : **5HA16/ml = 10,05 cm²/ml**, avec un espacement de **20 cm**.

- En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}^x}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{121,2 \cdot 10^3}{100 \cdot 27^2 \cdot 14,2} = 0,117 < 0,392$$

Section simplement armée → Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,117 \rightarrow \beta_u = 0,938$$

$$A_{ut}^x = \frac{M_{ut}^x}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{121,2 \cdot 10^3}{0,938 \cdot 27 \cdot 348} = 13,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : **5HA20/ml = 15,70 cm²/ml**, avec un espacement de **20 cm**.

3) Ferrailage dans le sens y-y :

- Aux appuis intermédiaire :

$$A_{ua}^y = 8,96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : **5HA16/ml = 10,05cm²/ml** , avec un espacement de **20 cm**.

- En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}^y}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{89,68 \cdot 10^3}{100 \cdot 27^2 \cdot 14,2} = 0,086 < 0,392$$

Section simplement armée. → Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,086 \rightarrow \beta_u = 0,955$$

$$A_{ut}^y = \frac{M_{ut}^y}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{89,68 \cdot 10^3}{0,955 \cdot 27 \cdot 348} = 9,99 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : **5HA16/ml = 10,05 cm²/ml**, avec un espacement de **20 cm**.

4) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3-\rho}{2} \quad \text{Avec : } \rho_0 = 0,0008 \text{ pour HA FeE400.}$$

$$A_{min} = 0,0008 \cdot 100 \cdot 30 \cdot \frac{3 - 0,73}{2} = 2,72 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- **Aux appuis :** $\begin{cases} A_{ua}^x = 9,23 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,72 \text{ cm}^2 \\ A_{ua}^y = 9,23 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,72 \text{ cm}^2 \end{cases}$

- **En travée :** $\begin{cases} A_{ut}^x = 18,84 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,72 \text{ cm}^2 \\ A_{ut}^y = 12,06 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,72 \text{ cm}^2 \end{cases}$

5) Espacement (Art A8.2 242 BAEL91):

- Direction la plus sollicitée (sens xx) : $St = 20\text{cm} < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

- Direction la moins sollicitée (sens yy) : $St = 20 \text{ cm} < \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$.

 **St = 20cm**condition vérifiée

VI-4-8 Calcul à l'ELS :

1) Evaluation des moments M_x , M_y :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{4,55} = 0,88 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0549 \\ \mu_y = 0,818 \end{cases}$$

$0,4 \leq \rho \leq 1$ donc la dalle travaille dans les deux sens.

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 \text{ et } M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} .$$

$$\text{On obtient: } \begin{cases} M_x = 134,37 \text{ KN.m.} \\ M_y = 109,91 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

$$\text{Aux appuis intermédiaire : } M_{as}^x = M_{as}^y = 0,5 M_x = 67,18 \text{ KN.m}$$

$$\text{- En travée : } \begin{cases} M_{ts}^x = 0,75 \cdot M_x = 100,77 \text{ KN.m} \\ M_{ts}^y = 0,75 \cdot M_y = 82,43 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2) Vérification des contraintes dans le béton:

- Sens longitudinal :

$$\sigma_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} ; \sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

-Aux appuis :

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 9,23}{100 \cdot 27} = 0,34 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,909 \\ \frac{1}{k_1} = \frac{1}{39,95} = 0,025 \end{cases}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{M_{as}^x}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{67,18 \cdot 10^3}{0,909 \cdot 27 \cdot 9,23} = 296,55 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = 0,025 \cdot 296,55 = 7,41 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{-En travées : } \rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 18,84}{100 \cdot 27} = 0,697 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,879 \\ \frac{1}{k_1} = \frac{1}{26,32} = 0,038 \end{cases}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{M_{ts}^x}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{100,77 \cdot 10^3}{0,879 \cdot 27 \cdot 18,84} = 225,37 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = 0,038 \cdot 225,37 = 8,56 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Sens transversal :

-Aux appuis :

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} ; \quad \sigma_{\text{bc}} = K \cdot \sigma_{\text{st}} \leq \overline{\sigma_{\text{bc}}} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 9,23}{100 \cdot 27} = 0,34 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,909 \\ \frac{1}{k_1} = \frac{1}{39,95} = 0,025 \end{cases}$$

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{as}}^y}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{67,18 \cdot 10^3}{0,909 \cdot 27 \cdot 9,23} = 296,55 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{bc}} = 0,025 \cdot 296,55 = 7,41 \text{MPa} \leq \overline{\sigma_{\text{bc}}} = 15 \text{MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

-En travées :

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} ; \quad \sigma_{\text{bc}} = K \cdot \sigma_{\text{st}} \leq \overline{\sigma_{\text{bc}}} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 12,06}{100 \cdot 27} = 0,44 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,898 \\ \frac{1}{k_1} = \frac{1}{34,02} = 0,029 \end{cases}$$

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{ts}}^y}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{82,43 \cdot 10^3}{0,898 \cdot 27 \cdot 12,06} = 281,90 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{bc}} = 0,029 \cdot 281,90 = 8,17 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{\text{bc}}} = 15 \text{MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI-5 Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie
Figure VI.3.

Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.

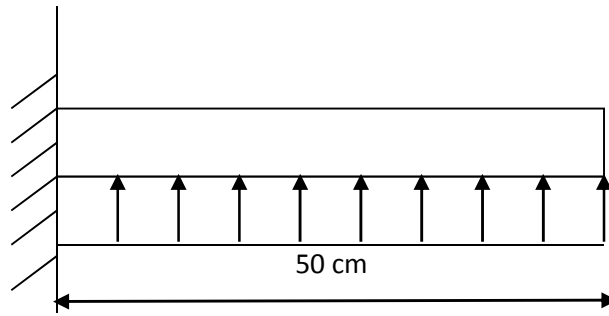


Figure VI.3 : Schéma statique du débord.

1) Sollicitation de calcul :

➤ A l'ELU: $q_u = 211,30 \text{ KN/ml}$.

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{2} = \frac{211,30 \cdot 0,50^2}{2} = 26,41 \text{ KNm.}$$

➤ A l'ELS: $q_s = 152,98 \text{ KN/ml}$.

$$M_s = \frac{q_s \cdot l^2}{2} = \frac{152,98 \cdot 0,50^2}{2} = 19,12 \text{ KNm.}$$

2) Calcul des armatures :

$b = 1 \text{ m}$; $d = 27 \text{ cm}$; $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{26,41 \cdot 10^3}{100 \cdot 27^2 \cdot 14,2} = 0,025.$$

Si $\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow$ Section simplement armée ($A_s' = 0$)

$\mu = 0,025 \rightarrow \beta = 0,988$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{26,41 \cdot 10^3}{0,988 \cdot 27 \cdot 348} = 2,84 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Soit : **5HA16/ml = 10.05 cm²/ml** , avec un espacement de **20 cm**.

3) Vérification à l'ELU:

$$A_{\min} = 0,23 \text{ b.d.} \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 27 \cdot \frac{2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2.$$

$A_u = 10,05 \text{ cm}^2 > 3,26 \text{ cm}^2 = A_{\min}$ Condition vérifiée.

4) Armatures de répartition :

$A_r = \frac{A}{4} = \frac{10,05}{4} = 2,51 \text{ cm}^2$. On prend **5HA16 = 10.05 cm²**, avec un espacement de **20 cm**.

5) Vérification à l'ELS :

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{\text{b.d}} = \frac{100 \cdot 10,05}{100 \cdot 27} = 0,372 \rightarrow \begin{cases} \alpha_1 = 0,282 \\ \beta_1 = 0,906 \end{cases}$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot \text{d} \cdot A_s} = \frac{19,12 \cdot 10^3}{0,906 \cdot 27 \cdot 10,05} = 77,77 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 77,77 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.Condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{15} \cdot \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = 0,026 \cdot \sigma_s$$

$$\sigma_b = 2,03 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa.Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord.

Le ferrailage du débord sera continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

VI-6 Ferrailage de la nervure :

- La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.
- Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens.

$h_n = 100 \text{ cm}$ Hauteur de la Nervure.

$h_d = 30 \text{ cm}$ hauteur de la dalle.

$b = 60 \text{ cm}$ largeur de la nervure.

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS

VI-6-1) Détermination des sollicitations :

➤ Sens x-x:

a-ELU : $q_u = 211,30 \text{ KN/ml}$.

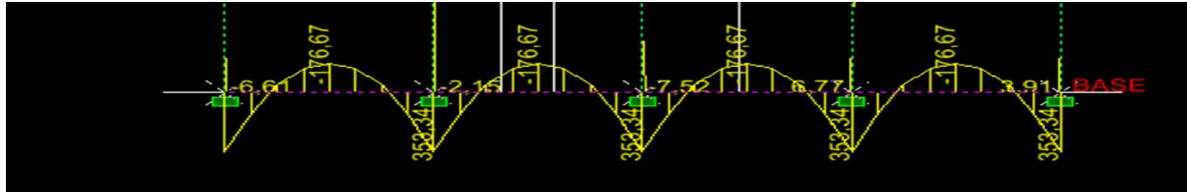


Figure: VI-4-a-1: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (KN.m)



Figure: VI-4-a-2 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (KN).

le ferrailage se fera avec le moment max aux appuis et en travées dans le sens longitudinal et transversal.

Calcul des armatures :

$$M_t^{\max} = -176,67 \text{ KNm}$$

$$M_a^{\max} = 353,34 \text{ KNm}$$

$$b = 50 \text{ cm} ; h = 100 \text{ cm} ; d = 97,5 \text{ cm} ; f_{bc} = 14,2 \text{ MPA} ; \sigma_{st} = 348 \text{ MPA}.$$

• Aux appuis :

$$M_a^{\max} = 353,34 \text{ KNm}$$

$$\mu_u = \frac{M_a^{\max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{353,34 \cdot 10^3}{60 \cdot 97,5^2 \cdot 14,2} = 0,044$$

$$\mu = 0,044 \rightarrow \beta = 0,978$$

$$A_{ua} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{353,34 \cdot 10^3}{0,978 \cdot 97,5 \cdot 348} = 10,64 \text{ cm}^2.$$

Soit : 4HA16+2HA14 = 11,11 cm².

- En travée :

$$M_t^{\max} = -176,67 \text{ KNm}$$

$$\mu_u = \frac{M_t^{\max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{176,67 \cdot 10^3}{60 \cdot 97,5^2 \cdot 14,2} = 0,022$$

$$\mu = 0,022 \rightarrow \beta = 0,989$$

$$A_{ua} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{122,43 \cdot 10^3}{0,989 \cdot 97,5 \cdot 348} = 9,23 \text{ cm}^2.$$

Soit : 4HA16+2HA14 = 11,11 cm².

b- ELS : $q_s = 103,52 \text{ KN/ml}$

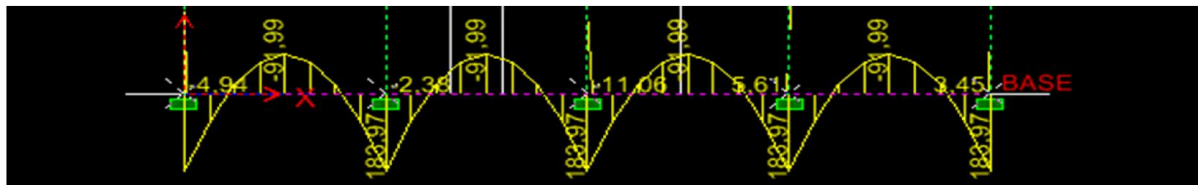


Figure: VI-5-b-1 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (KN /m)

✚ Vérification à l'ELS :

Aux appuis :

$$M_a^{\max} = 183,97 \text{ KNm}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 12,06}{60 \cdot 97,5} = 0,206 \Rightarrow \beta_1 = 0,927 ; K_1 = 53,49$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{183,97 \cdot 10^3}{0,927 \cdot 97,5 \cdot 12,06} = 168,77 \text{ MPA}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{151,73}{53,49} = 3,15 \text{ MPA}$$

- En travée :

$$M_t^{\max} = -91,99 \text{ KNm}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 9,23}{60 \cdot 97,5} = 0,158 \Rightarrow \beta_1 = 0,935 ; K_1 = 61,92$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{91,99 \cdot 10^3}{0,935 \cdot 97,5 \cdot 9,23} = 109,32 \text{ MPA}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{109,32}{61,92} = 1,76 \text{ MPA}$$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$ avec : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} ; \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} ; \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$											
Sens	Zone	As (cm ²)	Ms	ρ_1	β_1	K ₁	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
xx	Travée	9,23	91,99	0,158	0,935	61,92	109,32	348	1,76	15	CV
	Appuis	12,06	183,97	0,206	0,927	53,49	151,73	348	3,15	15	CV

Tableau VI.3 Verification des contraintes sens x-x

➤ Sens y-y:

a-ELU : $q_u = 211,3 \text{ KN/ml}$.

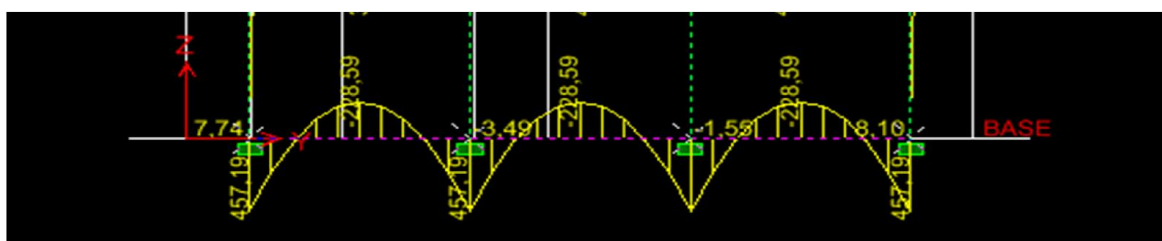


Figure : VI-5-a-1 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (KN.m)



Figure : VI-5-a-2 Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (KN).

Calcul des armatures :

$$M_t^{\max} = -228,59 \text{ KNm}$$

$$M_a^{\max} = 457,19 \text{ KNm}$$

$$b = 60 \text{ cm} ; \quad h = 100 \text{ cm} ; \quad d = 97,5 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPA} ; \quad \sigma_{st} = 348 \text{ MPA}.$$

- **Aux appuis :**

$$M_a^{\max} = 457,19 \text{ KNm}$$

$$\mu_u = \frac{M_a^{\max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{457,19 \cdot 10^3}{60 \cdot 97,5^2 \cdot 14,2} = 0,056$$

$$\mu = 0,056 \rightarrow \beta = 0,971$$

$$A_{ua} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{457,19 \cdot 10^3}{0,971 \cdot 97,5 \cdot 348} = 13,87 \text{ cm}^2 .$$

Soit : 4HA16(fil) + 4HA14(chap) = 14,19 cm².

- **En travée :**

$$M_t^{\max} = -228,59 \text{ KNm}$$

$$\mu_u = \frac{M_t^{\max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{228,59 \cdot 10^3}{60 \cdot 97,5^2 \cdot 14,2} = 0,028$$

$$\mu = 0,028 \rightarrow \beta = 0,986$$

$$A_{ut} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{228,59 \cdot 10^3}{0,986 \cdot 97,5 \cdot 348} = 6,83 \text{ cm}^2 .$$

Soit : 4HA16 = 8,04 cm² .

b- ELS : $q_s = 152,98 \text{ KN/ml}$.

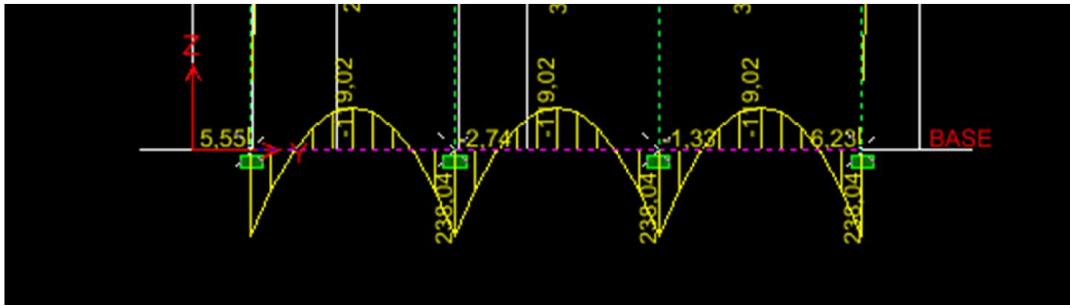


Figure: VI-6-b Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (KN.m).

✚ Vérification à l'ELS :

• Aux appuis :

$$M_a^{\max} = 238,04 \text{ KNm}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 15,64}{60 \cdot 97,5} = 0,267 \Rightarrow \beta_1 = 0,918 ; K_1 = 45,98$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{238,04 \cdot 10^3}{0,918 \cdot 97,5 \cdot 15,64} = 170,04 \text{ MPA}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{170,04}{45,98} = 3,7 \text{ MPA}$$

• En travée :

$$M_t^{\max} = -119,02 \text{ KNm}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 8,04}{60 \cdot 97,5} = 0,137 \Rightarrow \beta_1 = 0,939 ; K_1 = 66,97$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{119,02 \cdot 10^3}{0,939 \cdot 97,5 \cdot 8,04} = 161,69 \text{ MPA}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{161,69}{66,97} = 2,41 \text{ MPA}$$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$ avec : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} ; \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} ; \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$											
Sens	zone	As (cm ²)	Ms	ρ_1	β_1	K ₁	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
Yy	Travée	8,04	119,02	0,137	0,939	66,97	161,69	348	2,41	15	CV
	Appuis	15,64	238,04	0,267	0,918	45,98	170,04	348	3,7	15	CV

Tableau VI-4 : tableau de vérification sens y-y

✚ Vérification à l'ELU :

• **Diamètre minimal :**

Selon le **BAEL91**, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\phi_t \geq \phi_{l/3} = 20/3 = 6,67 \text{ mm}$$

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

• **Espacement des armatures :**

➤ en zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi \right\} = \min \{25; 19,2\} \quad . \quad \text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm.}$$

➤ en zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 50 \text{ cm} \quad . \quad \text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm.}$$

• **Armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 15 \times 50 = 2,25 \text{ cm}^2.$$

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right\} = \min \left\{ \frac{1000}{35}; \frac{500}{10}; 20 \right\} \implies \phi \leq 20 \text{ mm}$$

Soit : $\phi = 10 \text{ mm}$.

Alors : $A_t = 5 \text{ HA16} = 10,05 \text{ cm}^2$

• **Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91 modifiée 99) :**

Remarque:

Des armatures de peau seront disposées parallèlement à la fibre moyenne des nervures; leur section est d'au moins égal à 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction (Art. A.8.3/ BAEL91 modifiées 99).

En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1,00 = 3 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons des barres en 2HA14 = $3,08 \text{ cm}^2$ comme armature de peau

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 60 \times 97,5 \times 2,1}{400} = 7,06 \text{ cm}^2.$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\} = 2,5 \text{MPa}.$$

Avec :

$$T_{u\max} = 530,23 \text{ KN Dans le sens X-X.}$$

$$T_{u\max} = 602,89 \text{ KN. Dans le sens Y-Y.}$$

Sens X-X :

$$\tau_u = \frac{530,23 \times 10^3}{600 \times 975} = 0,91 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Sens Y-Y :

$$\tau_u = \frac{602,89 \times 10^3}{600 \times 975} = 1,03 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Sens	Zone	Ferraillage de radier	Ferraillage de la nervure	Ferrailla de débord
x-x	Appuis	5HA16/ml St= 20cm	(4HA16+2HA14)/ml St= 20cm	5HA16/ml St= 20cm
	Travée	5HA20/ml St= 20cm	(4HA16+2HA14)/ml St= 20cm	
y-y	Appuis	5HA16/ml St= 20cm	(4HA16+4HA14)/ml St= 20cm	5HA16/ml St= 20cm
	Travée	5HA16/ml St= 20cm	4HA16/ml St= 20cm	

Tableau VI-5 : Ferraillage de radier général.

VII -1) Introduction :

Au niveau de l'infrastructure, un mur plaque est prévu pour supporter la totalité des poussés des terres et la surcharge éventuelle des autres éléments de la structure.

Le mur forme un caisson rigide capable de remplir avec les fondations les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- Limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations ; et assurer une bonne stabilité de l'ouvrage.
-

❖ Pré dimensionnement du mur plaque :

L'épaisseur minimale imposée par le **RPA 2003 (Art 10.1.2)** pour le voile périphérique est de 15 cm. On opte pour une épaisseur de **20cm**.

VII -2) Méthode de calcul :

Le mur sera calculé comme un plancher renversé encasté au niveau de la semelle (radier) et appuyé doublement au niveau du plancher de RDC, pour une bande de largeur de 1m .

VII -2-1) Détermination des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

$$\sigma_h = K_0 \sigma_v$$

Avec :

$$K_0: \text{Coefficient des poussées de terre au repos } K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$$

σ_h : contrainte horizontale

σ_v : contrainte verticale

φ : angle de frottement interne

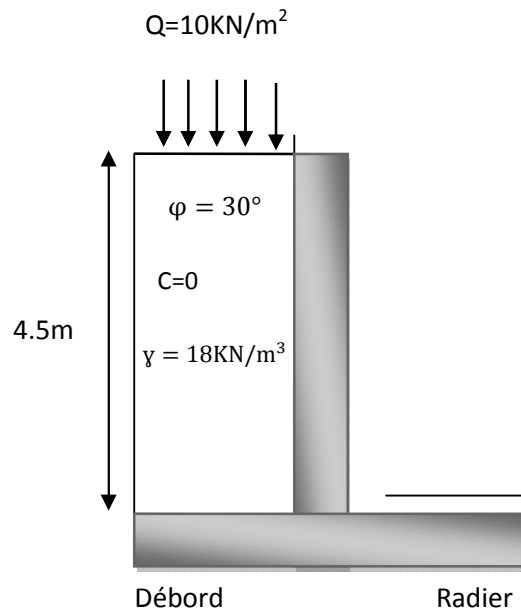


Figure VII.1 : Schéma statique du mur plaque.

VII -2-2) Données de calcul :

- Surcharge éventuelle : $q= 10 \text{ KN/m}^2$.
- Angle de frottement : $\varphi = 30^\circ$
- Poids volumique des terres : $\gamma=18 \text{ KN/m}^3$
- Cohésion : $C=0$

VII -2-3) Calcul des sollicitations :

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} = \frac{1 - \sin 30^\circ}{\cos 30^\circ} = 0.58$$

$$\sigma_v = q + \gamma h \quad \rightarrow \quad 0 < h < 4.5$$

ELU

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0(1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

$$\text{Pour } H=0 \rightarrow \sigma_{h1} = 1.5 \times 10 \times 0.58 = 8,7 \text{ KN/m}^2$$

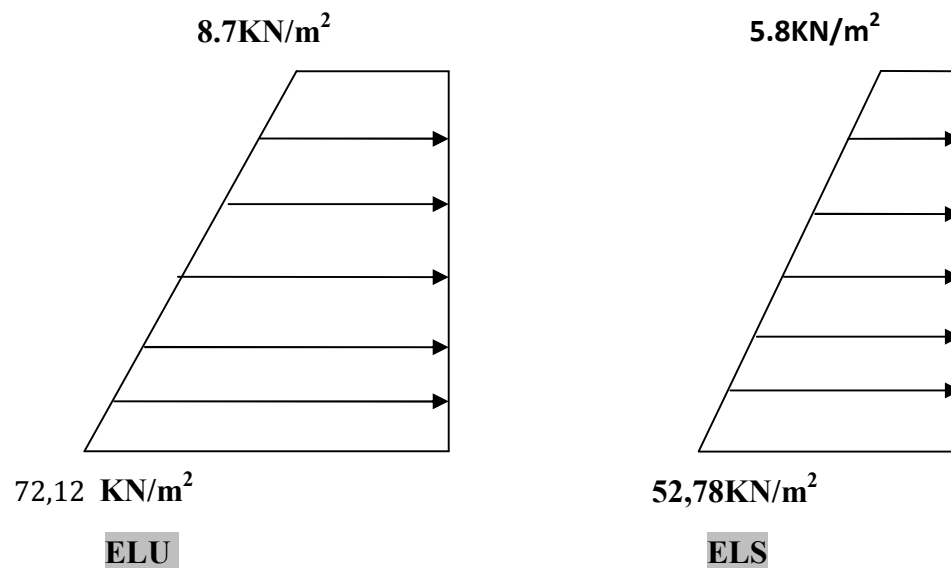
$$\text{Pour } H=4.5 \rightarrow \sigma_{h2} = (1.35 \times 18 \times 4.5 + 1.5 \times 10)0.58 = 72,12 \text{ KN/m}^2$$

ELS

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0(\gamma \times h + q)$$

$$H=0 \rightarrow \sigma_{h1} = 10 \times 0.58 = 5.8 \text{ KN/m}^2$$

$$H=4.5 \rightarrow \sigma_{h2} = (18 \times 4.5 + 10)0.58 = 52,78 \text{ KN/m}^2$$

VII -2-4) Diagrammes des contraintes :**Fig VII-2: Diagrammes des contraintes à l'ELU et a l'ELS****VII -2-5) Charges moyennes :**

Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m :

$$\text{A l'ELU: } q_u = \frac{(3\sigma_{max} + \sigma_{min})}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 72,12 + 8,7}{4} \times 1 = 56,26 \text{ KN/m}$$

$$\text{A l'ELS: } q_s = \frac{(3\sigma_{max} + \sigma_{min})}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 52,78 + 5,8}{4} \times 1 = 41,03 \text{ KN/m}$$

VII -3): Ferrailage du mur plaque :**VII -3-1) Méthode de calcul :**

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastées de une coté au niveau des nervures, des poteaux, ainsi qu'au niveau des longrines.

VII -3-2) Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastés sur 5 appuis.

Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants :

- ✓ Moment en travée $0,75M_x$ et $0.75M_y$.
- ✓ Moment d'encastrement sur les grands coté :

- 0,3 (appuis de rive)


- 0,5 (autres appuis).

VII -3-3) Identification des panneaux :

- Dans le sens de la petite portée L_x : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x$
- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

$$L_x = 4,00\text{m} \quad ; \quad L_y = 4.50\text{m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{4.5} = 0.88$$

$0.4 < \rho < 1$  la dalle travaille dans les deux sens

$$\rho = 0.88 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0478 \\ \mu_y = 0.740 \end{array} \right.$$

On aura donc :

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot Lx^2 = 0,0478 \times 56,26 \times (4)^2 = 43,02 \text{ KN m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0.740 \times 43,02 = 31,84 \text{ KN m}$$

VII -3-4) Correction des moments :

➤ Sens x-x

$$M_a = 0.5 \times 43,02 = 21,51 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 43,02 = 32,27 \text{ KN.m}$$

➤ Sens y-y

$$M_a = 0.5 \times 31,84 = 15,82 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 31,84 = 23,88 \text{ KN.m}$$

VII -3-5) Ferrailage :

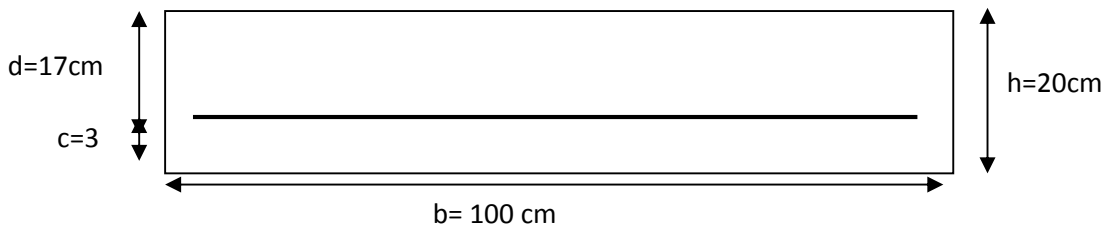


Figure VII -3 : Schéma statique du ferrailage de mur plaque

On a :

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} ; f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$A = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} ; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{min}^x = W_0 \left(\frac{1}{2} \right) \left[3 - \frac{lx}{ly} \right] bh$$

$$W_0 = 0.0008 \text{ pour Fe 400}$$

$$A_{min}^y = W_0 bh$$

Sens	Zone	M (KN m)	μ	β	A (cm ² /ml)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée}	A _{adoptée} (cm ²)	St
X-X	Appuis	21,51	0.020	0.990	2,31	2	4HA12/ml	4.52	25
	Travée	32,27	0.031	0.985	3,48	2	4HA12/ml	4.52	25
Y-Y	Appuis	15,82	0.015	0.992	1,69	2	4HA12/ml	4.52	25
	Travée	23,88	0.023	0.989	2,56	2	4HA12/ml	4.52	25

Tableau VII.1: Ferrailage du mur plaque.

VII -3-6) Recommandations du RPA 99(Art 10.1.2)

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10 % B dans les deux sens (horizontal et vertical).

$$A \geq 0,001 \times b \times h = 0.001 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

Les deux nappes sont reliées par 4 épingles par m² de HA8 (**4HA8=2.01cm²**)

VII -3-7) vérification à l'ELU :**a/ Espacements des armatures :**

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales

$$\text{Sens (X-X)} : St < \min (3h ; 33 \text{ cm })$$

$$\text{Sens (Y-Y)} : St < \min (4h ; 45 \text{ cm })$$

$$\text{Sens XX} : \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Sens YY} : \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

b / 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

$$L_s = \frac{f_e}{4\tau_s} \phi \quad \text{avec} \quad L_s : \text{Longueur de scellement droit}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6(\Psi)^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

Pour $\phi = 1.2 \text{ cm}$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 \text{ cm} \quad \text{soit} \quad L_s = 40 \text{ cm}$$

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 L_s » pour les barres à haute adhérence selon le **BAEL 91 modifiée 99 (Art A.6.1,21)** => pour $\phi 12$: $L_a = 16.9 \text{ cm}$.

On prend **$L_a = 17 \text{ cm}$**

VII -3-8) Vérification à l'ELS :

$$\rho = 0.88 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0549 \\ \mu_y = 0.818 \end{array} \right.$$

On aura donc : $M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x = 0.0549 \times 41,03 \times 4^2 = 36,04 \text{ KN m}$

$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0.818 \times 36,04 = 29,48 \text{ KN m}$

VII -3-9) Correction des moments :➤ **Sens x-x**

$M_a = 0.5 \times 36,04 = 18,02 \text{ KN.m}$

$M_t = 0.75 \times 36,04 = 27,03 \text{ KN.m}$

➤ **Sens v-v**

$$M_a = 0.5 \times 29,48 = 14,74 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 29,48 = 22,11 \text{ KN.m}$$

VII -3-8) Vérification des contraintes :

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

➤ **Dans les aciers :**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta * f_{t28}} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110\sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \{266.67 ; 201.63\} = 201.63 \text{ MPa}$$

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

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

➤ **Dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

σ_{st} : les contraintes dans les aciers.

σ_{bc} : les contraintes dans le béton.

Le résumé de calcul sera donné dans le tableau suivant :

Sens	zone	As (cm ²)	Ms (KNm)	ρ_1	β_1	k	σ_{st} MPa	$\overline{\sigma}_{st}$ MPa	σ_{bc} MPa	$\overline{\sigma}_{bc}$ MPa	Obs
X-X	Appuis	4.52	18,02	0.265	0.919	46.73	160,67	201.63	3,43	15	CV
	Travée	4.52	27,03	0.265	0.919	46.73	241,00	201.63	5,15	15	CV
Y-Y	Appuis	4.52	14,74	0.265	0.919	46.73	131,42	201.63	2,81	15	CV
	Travée	4.52	22,11	0.265	0.919	46.73	197,13	201.63	4,21	15	CV

Tableau VII.2 : Vérification des contraintes à l'ELS.

❖ **Résultats:**

L'épaisseur du voile périphérique de soutènement est de 20cm.

Le ferrailage du voile périphérique est comme suit :

➤ **Sens x-x :**

-En travée : **4HA12/ml** avec un espacement de **25 cm**.

-Aux appuis : **4HA12/ml** avec un espacement de **25cm**.

➤ **Sens y-y :**

-En travée : **4HA12/ml** avec un espacement de **25 cm**.

-Aux appuis : **4HA12/ml** avec un espacement de **25 cm**.

Conclusion Générale

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'une structure d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation, il nous a permis de toucher aux véritables difficultés que peut rencontrer un ingénieur en génie civil pour le choix du modèle de calcul à considérer.

De plus, le projet nous a permis de mieux apprécier le métier d'ingénieur d'état en génie civil et son rôle dans la réalisation des structure qui ne se limite pas simplement au calcul du ferrailage mais adopte :

- les solutions des problèmes existants de la meilleure façon possible en tenant compte de l'économie et de la sécurité.
- La conception
- La forme de l'élément et comment travaillé

Parmi les conclusions qu'on a tiré de ce travail, on cite les points suivants:

✓ Que l'élaboration d'un projet n'est pas uniquement basée sur le calcul, mais plutôt sur sa concordance avec le côté pratique.

✓ Concernant le contreventement et la disposition des voiles, on aperçu que la disposition des voiles est un facteur beaucoup plus important que leur quantité et qu'elle a un rôle déterminant dans le comportement de la structure vis-à-vis du séisme.

✓ Qu'après avoir essayé différentes dispositions des voiles, les résultats nous ont amené à un contreventement par des voiles porteurs et non un contreventement mixte, dont la répartition des charges sismiques est équitable entre les voiles et les portiques, chose qu'on aurait souhaité afin d'éviter un surcout économique lors du ferrailage des voiles.

✓ Qu'une durée de temps importante est indispensable pour l'étude et le calcul du ferrailage dans chaque élément avec ses efforts propres.

En fin, nous espérons que ce modeste travail apportera un plus à ceux qui le consulteront.

Bibliographie

Dans le cadre de l'élaboration de notre projet de fin d'étude, les documents suivants nous ont été d'une aide précieuse à fin de résoudre les anomalies que nous avons rencontrées au cours de notre projet.

Règlements

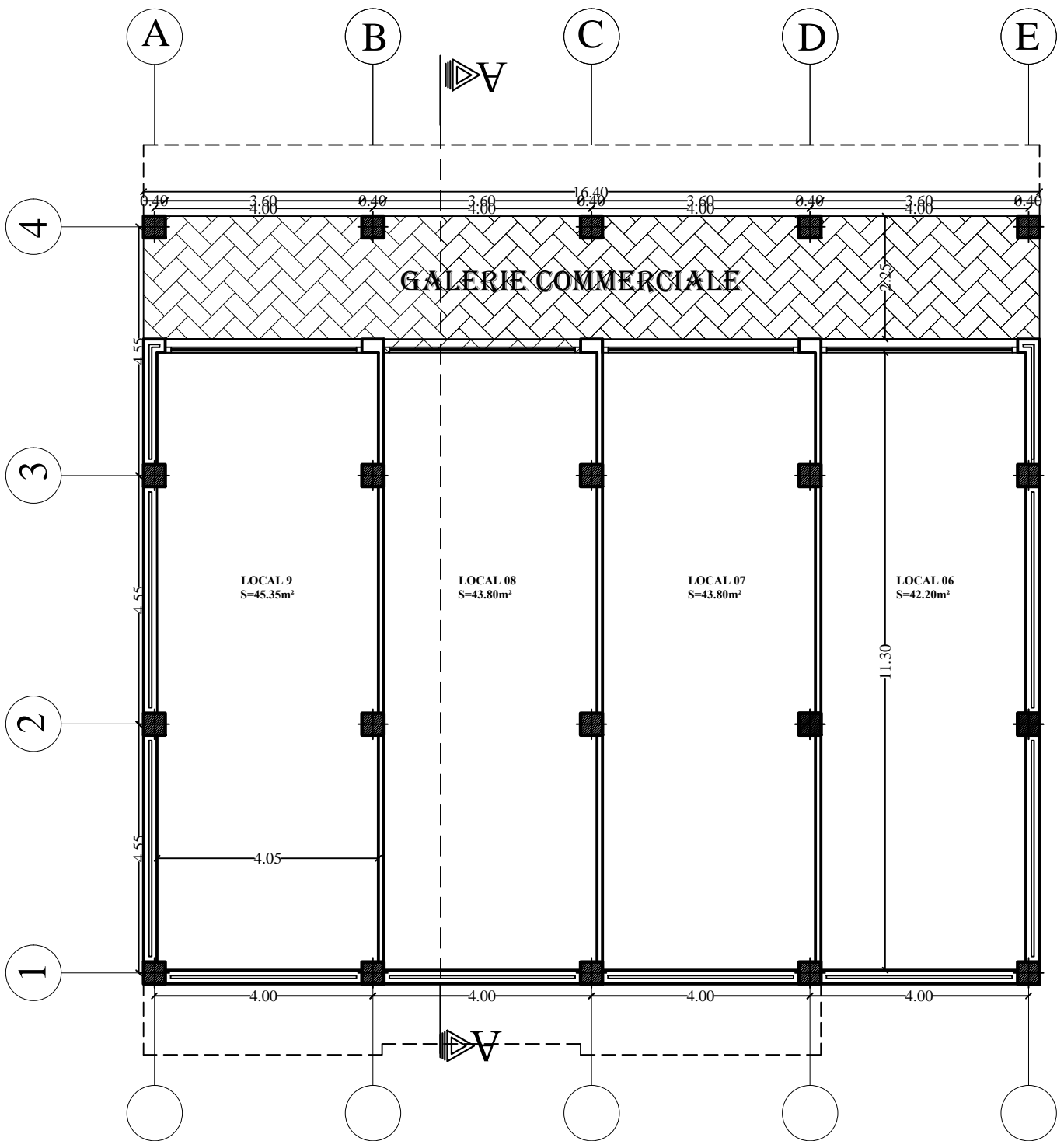
- ✓ Règlements Parasismiques Algériennes RPA99/version 2003 (DTR-BC2.48)
- ✓ Règles de conception et de calcul des structure en béton armé CBA 93 (DTR-BC 2.41).
- ✓ Charges permanente et charges d'exploitation DTR-BC2.2
- ✓ Règles technique de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites BAEL 91 modifiée 99.

Cours

- ✓ Résistance des matériaux.
- ✓ Béton armé.
- ✓ Dynamique des structures.
- ✓ Cours de bâtiment

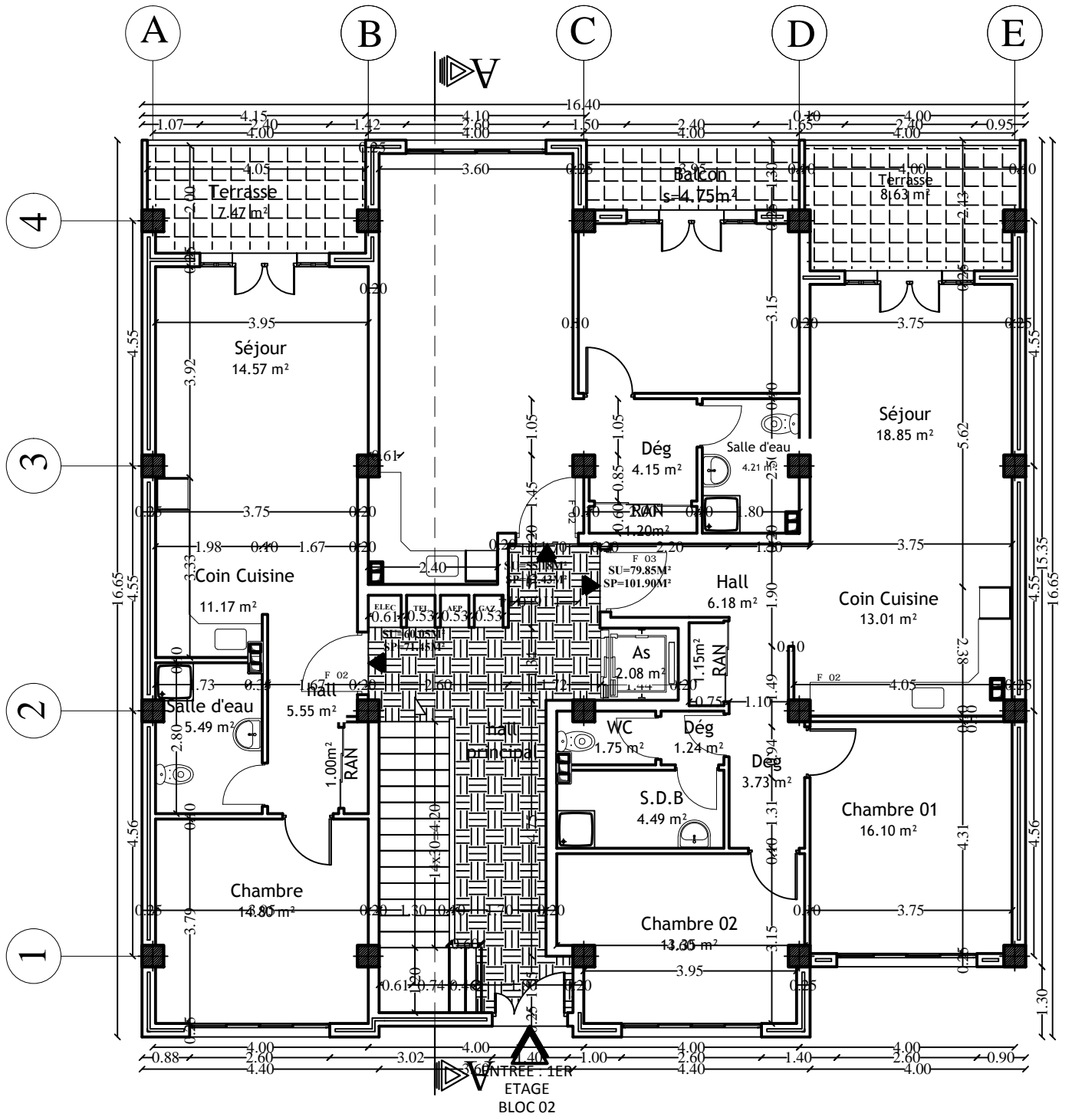
Logiciels et Programmes

- ✓ Logiciel d'analyse des structures ETABS version 9.7.0
- ✓ Logiciel de ferrailage SOCOTEC
- ✓ EXCEL
- ✓ WORD
- ✓ POWERPOINT
- ✓ Paint
- ✓ Logiciel de dessin AUTO CAD 2014

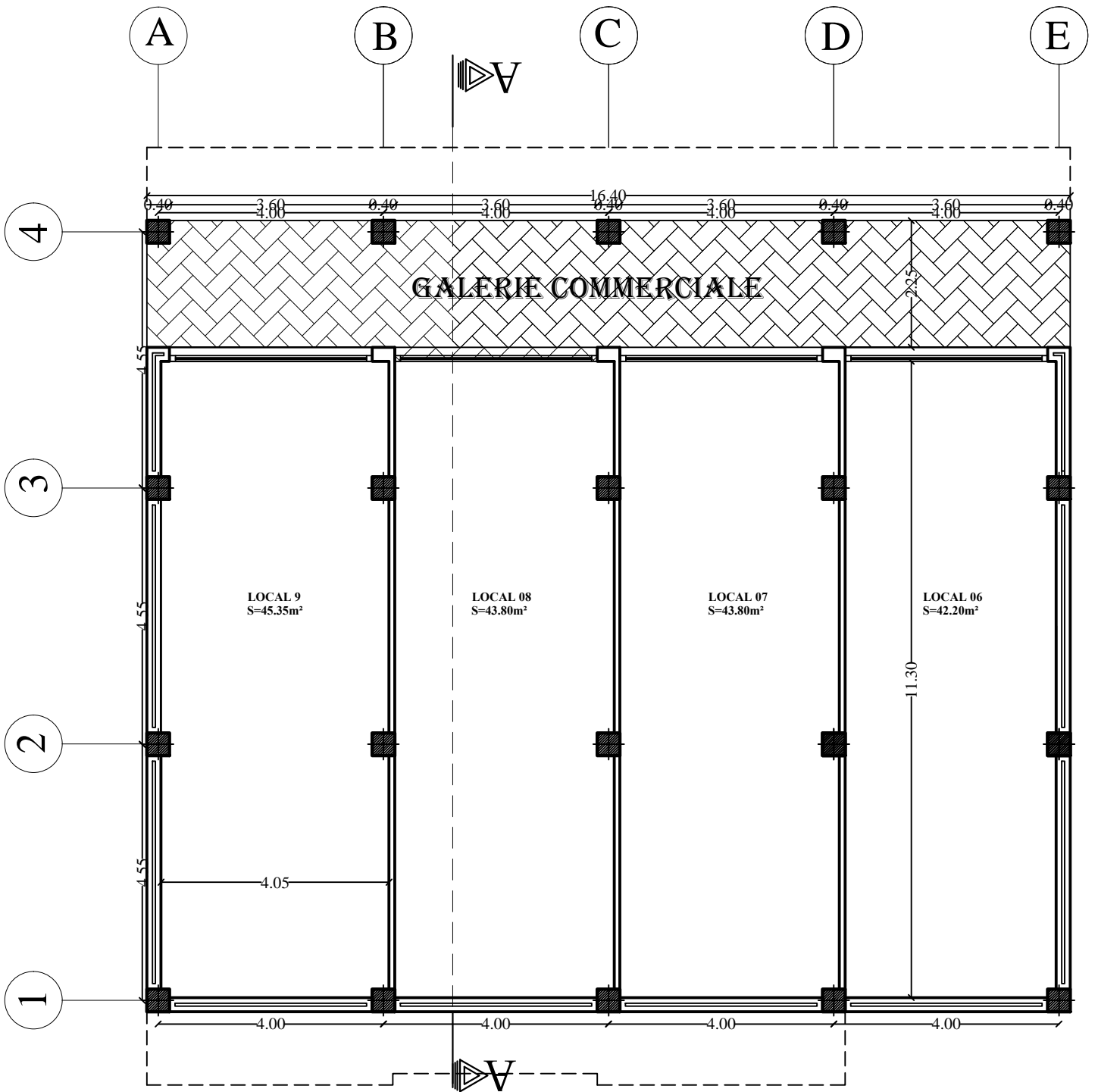


PLAN DU RDC NIV ±0.00

ECHELLE: 1/50

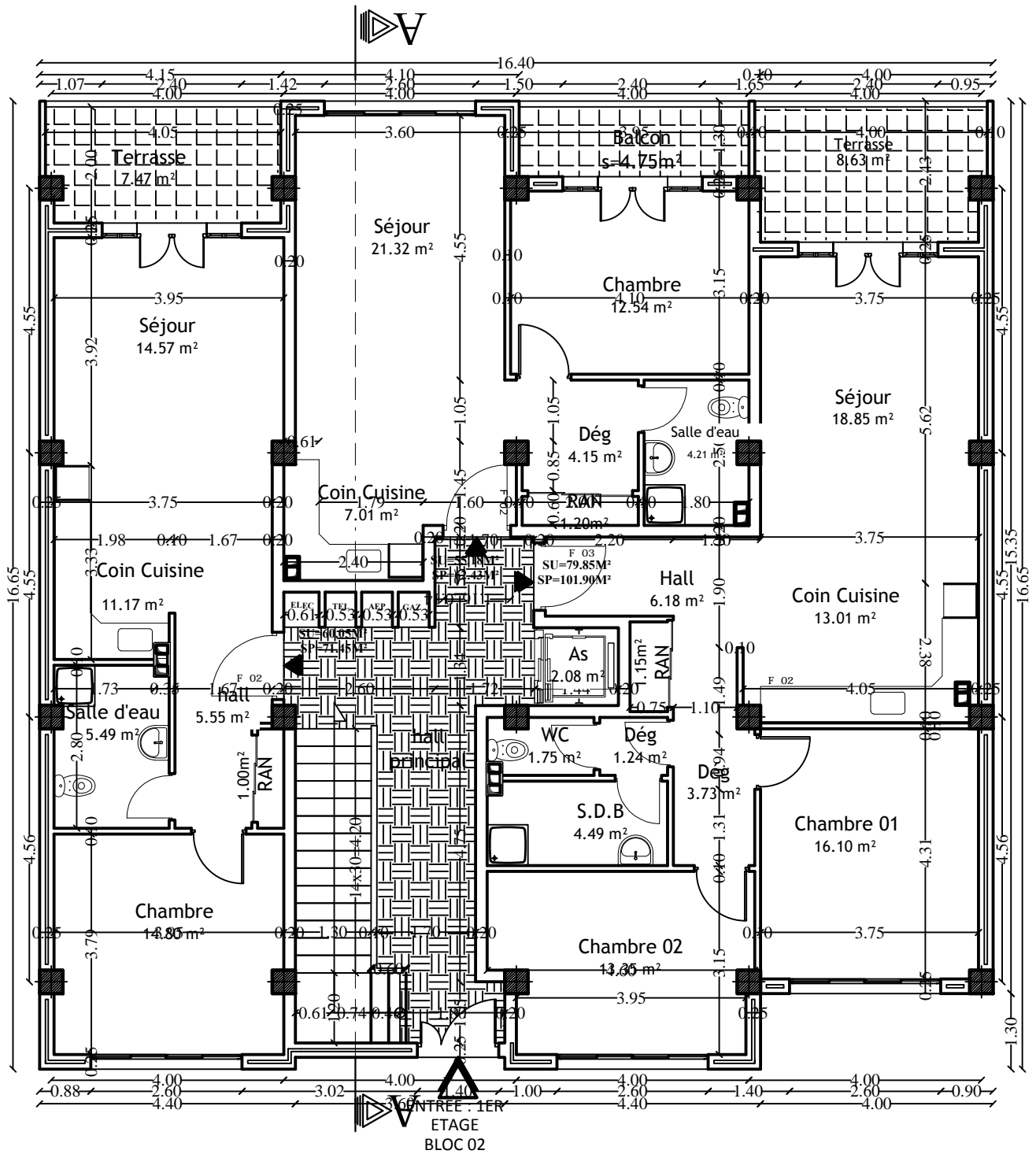


PLAN DE 1ER ETAGE NIV +4.50
ECHELLE: 1/50



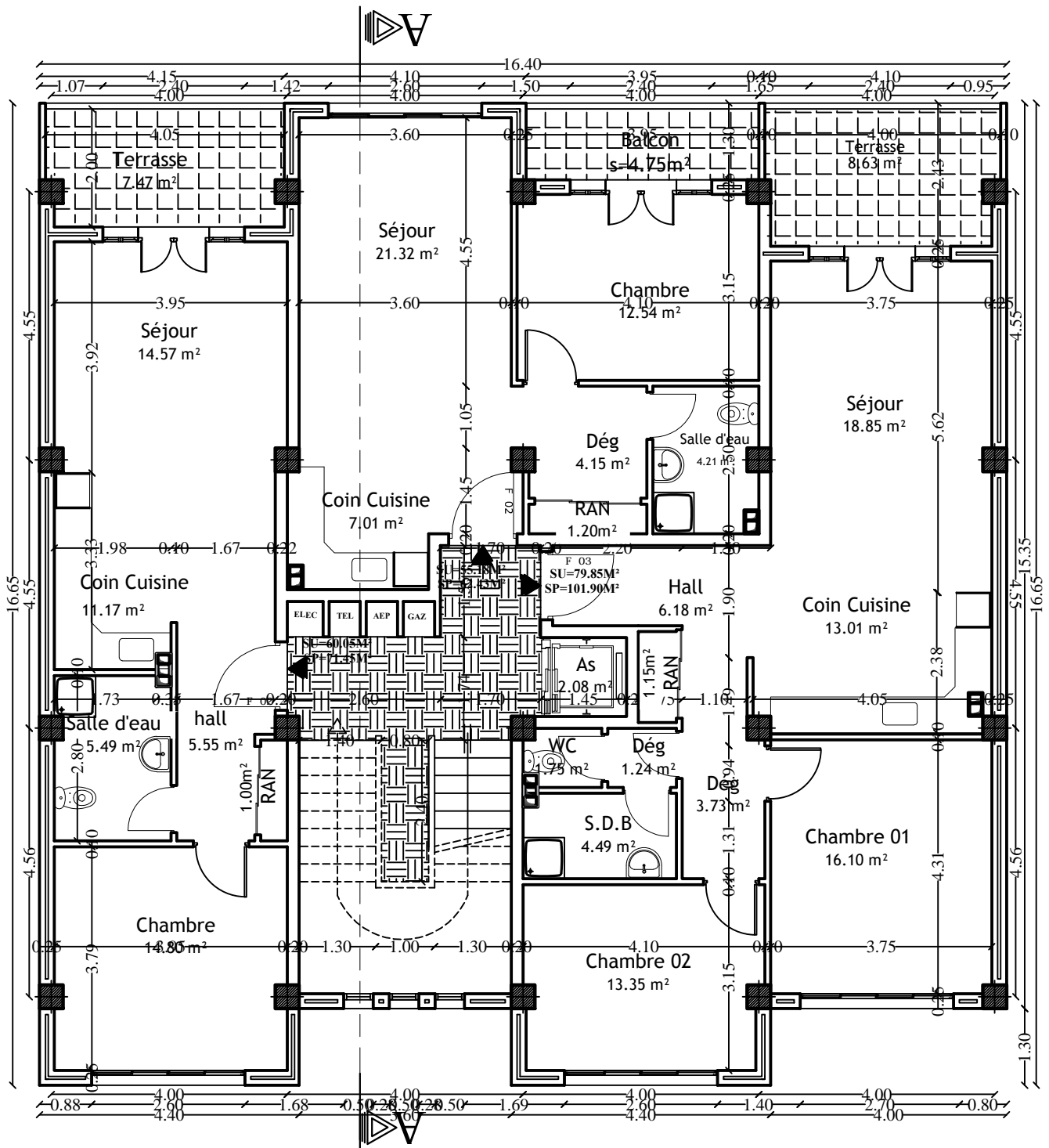
PLAN DU RDC NIV ±0.00

ECHELLE: 1/50



PLAN DE 1ER ETAGE NIV +4.50

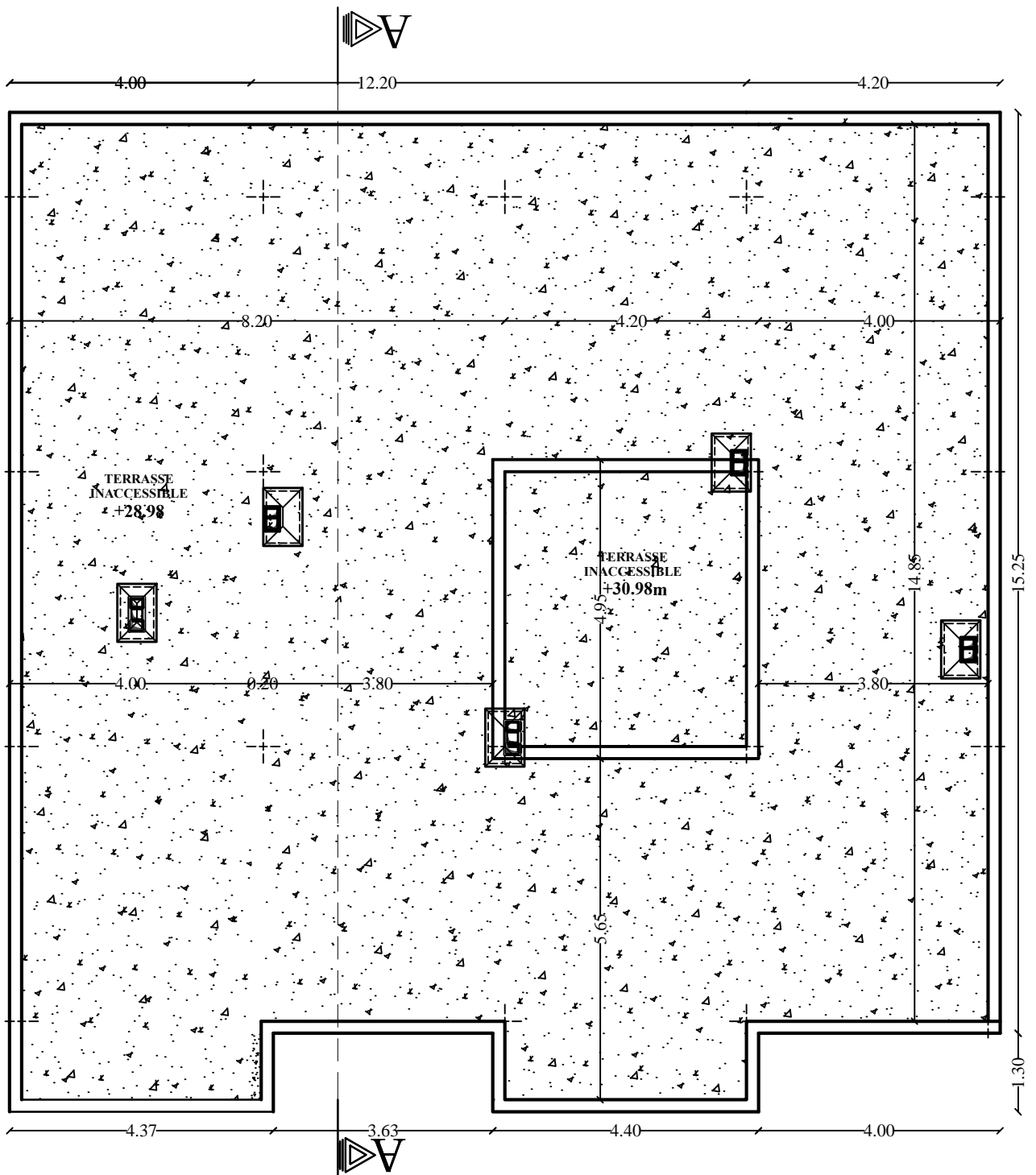
ECHELLE: 1/50



**PLAN D'ETAGE COURANT 2EME;3EME;4EME ET
5EME ET 6EME 7EME**

NIV +7.56,+10.62,+13.68ET +16.74 + 19.80 +22.86

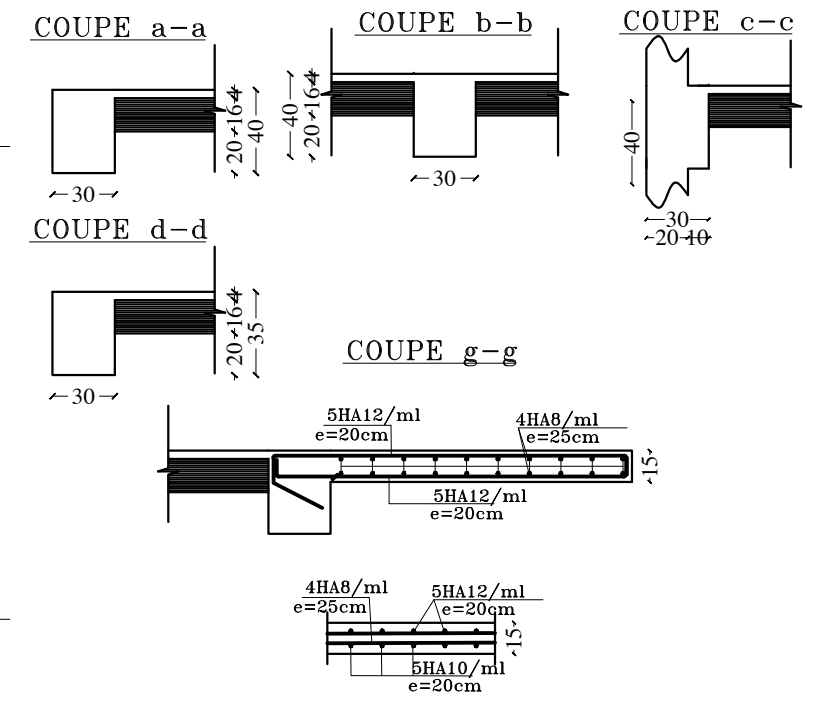
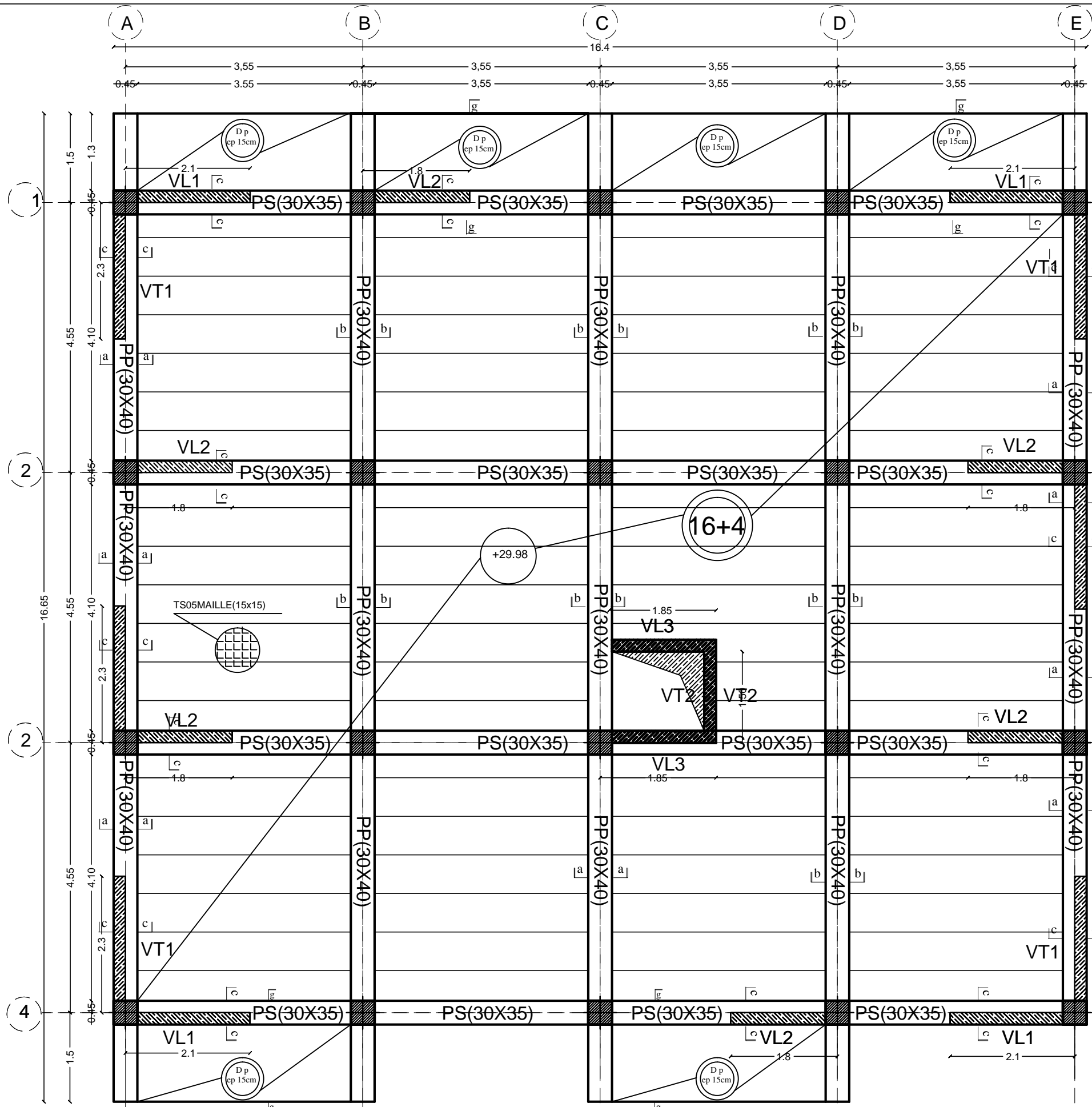
ECHELLE: 1/50



PLAN DE TOITURE
ECHELLE: 1/50

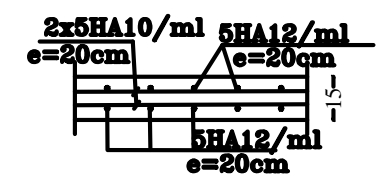
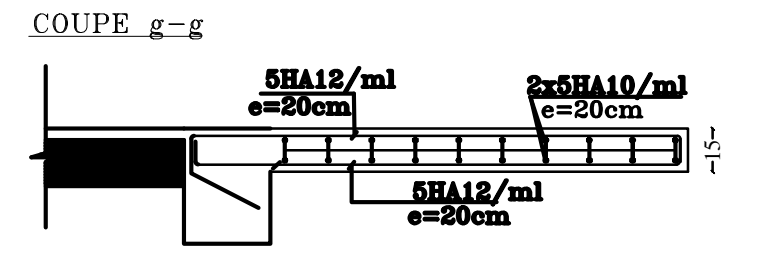
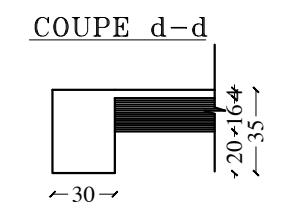
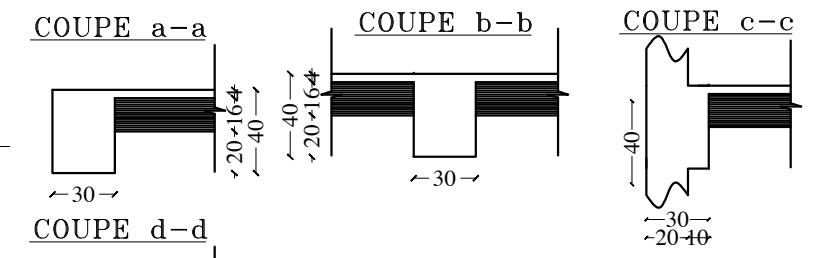
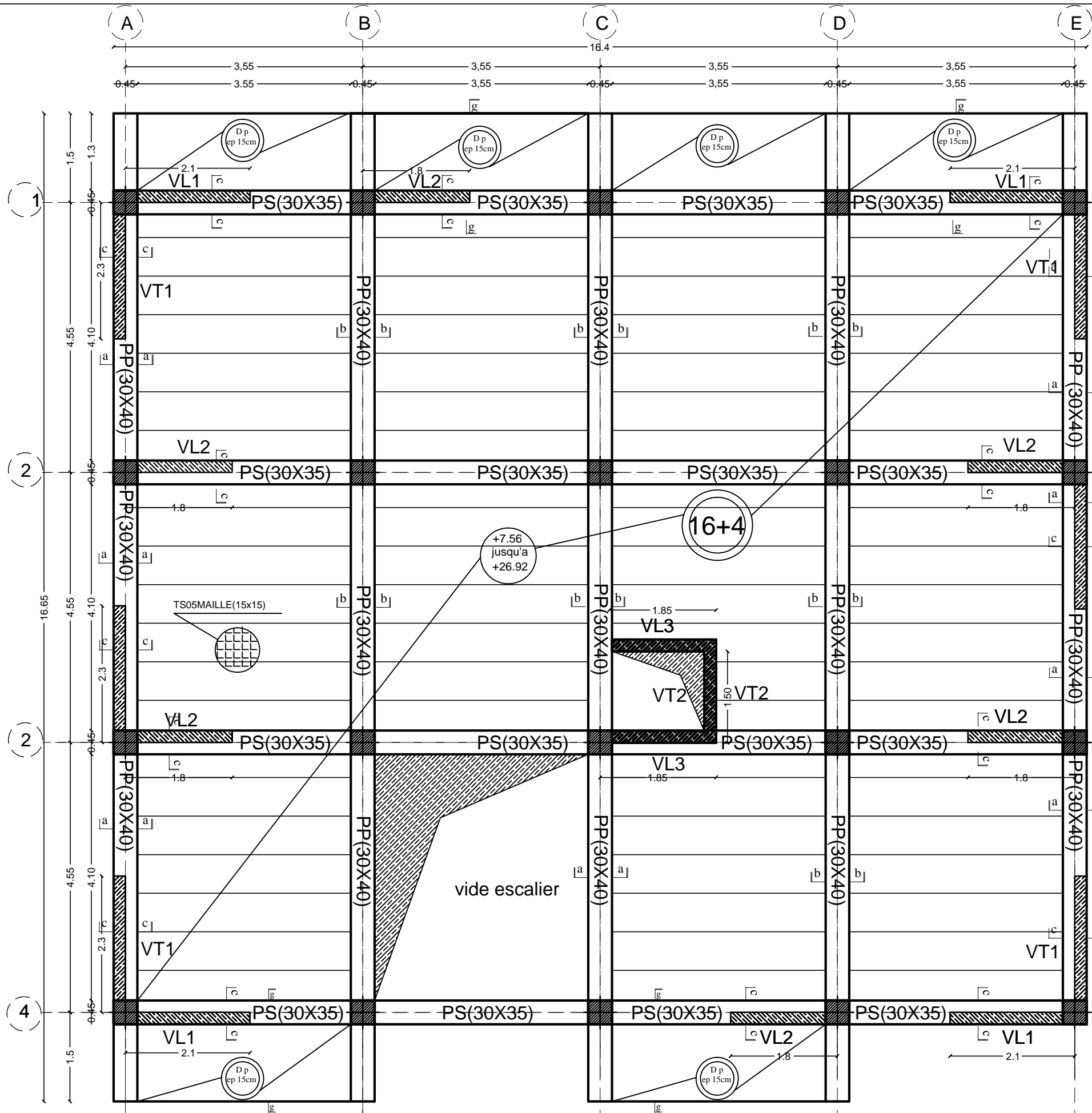


FAÇADE PRINCIPALE ECHELLE: 1/50



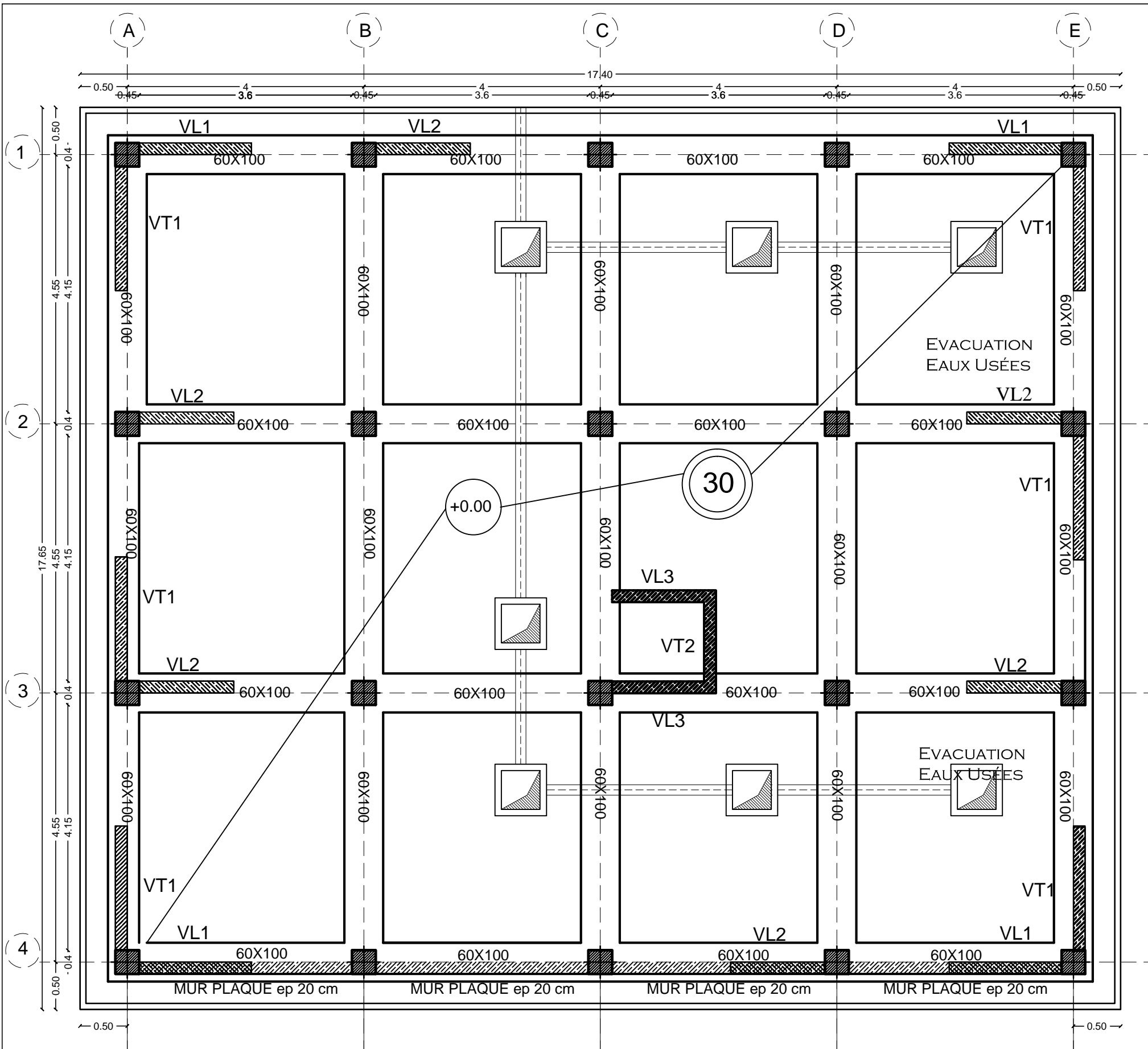
COFFRAGE PLANCHER TERRASSE

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT GENIE CIVIL	
ETUDIER PAR : _BOUINDOUR Nafaa _TESBIA Farid promotion 2019/2020	COFFRAGE PLANCHER TERRASSE
ECH. 1/50	DIRIGER PAR : Mr MANSOURI



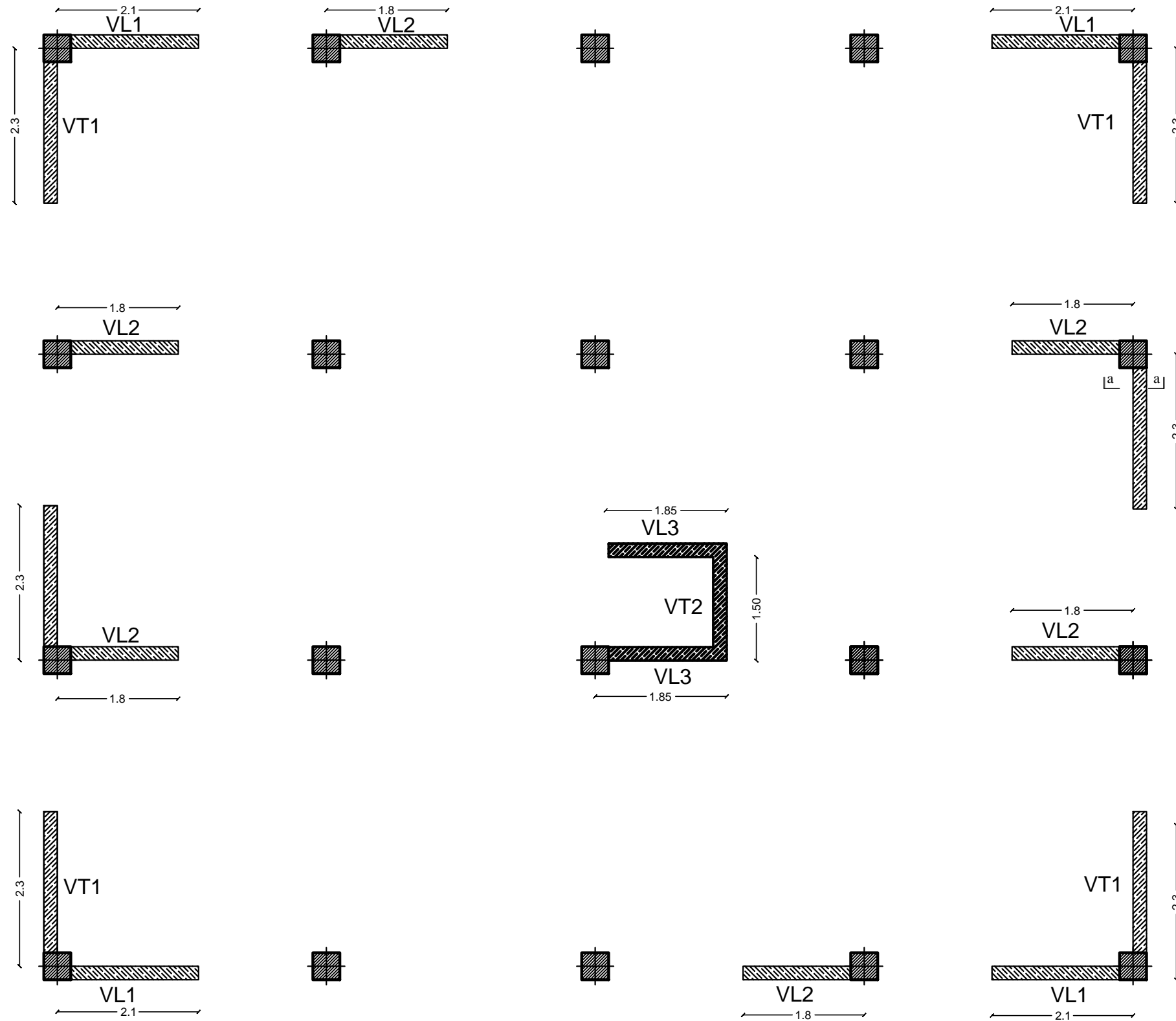
COFFRAGE PLANCHER COURANT

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT GENIE CIVIL	
ETUDIER PAR : _BOUINDOUR Nafaa _TESBIA Farid promotion 2019/2020	COFFRAGE PLANCHER COURANT
ECH. 1/50	DIRIGER PAR : Mr MANSOURI



COFFRAGE FONDATIONS RADIER GENERALE +0.00

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT GENIE CIVIL	
ETUDIER PAR : _BOUINDOUR Nafaa _TESBIA Farid promotion 2019/2020	COFFRAGE FONDATIONS RADIER GENERALE +0.00
ECH. 1/50	DIRIGER PAR : Mr MANSOURI

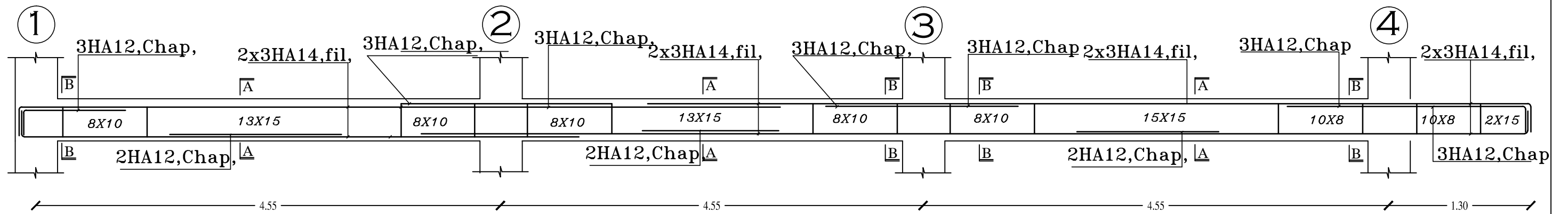


COFFRAGE DES VOILES

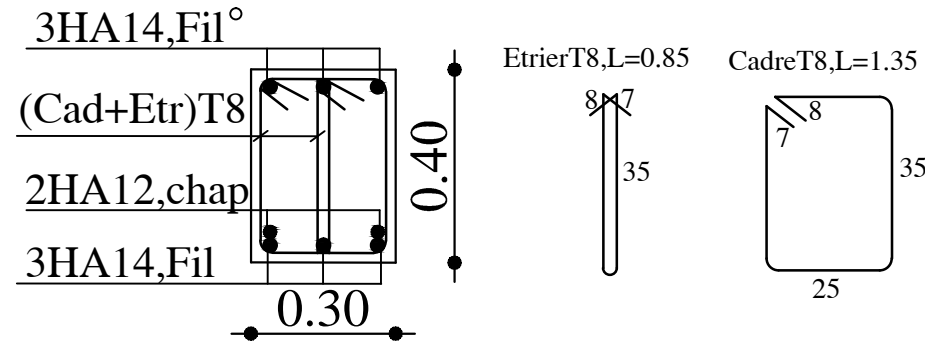
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT GENIE CIVIL	
ETUDIER PAR : _BOUNDOUR Nafaa _TESBIA Farid promotion 2019/2020	COFFRAGE DES VOILES
ECH. 1/50	DIRIGER PAR : Mr MANSOURI

FERRAILAGE DES POUTRES PRINCIPALES(30x40)

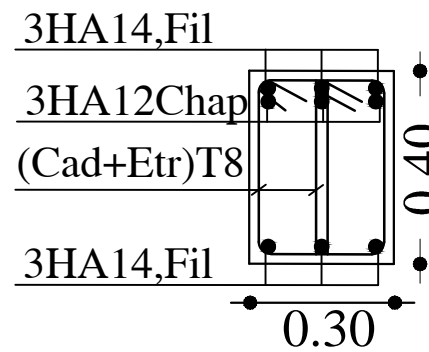
FILES A,B,C et D NIV(+4.50)



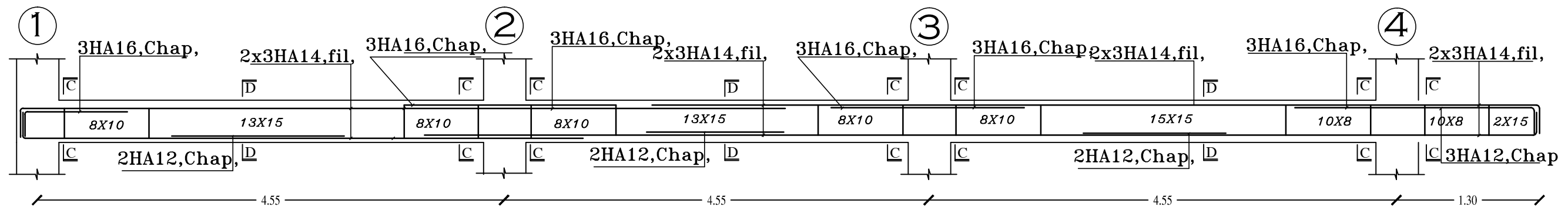
COUPE A-A



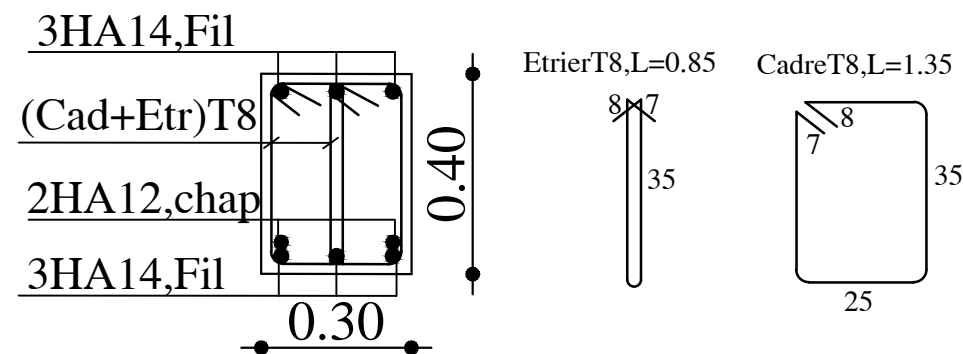
COUPE B-B



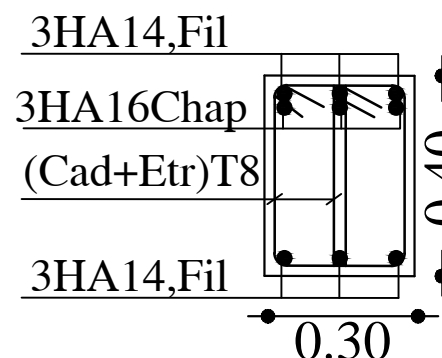
FILES A,B,C et D NIV(+7.56,+10.62)



COUPE D-D

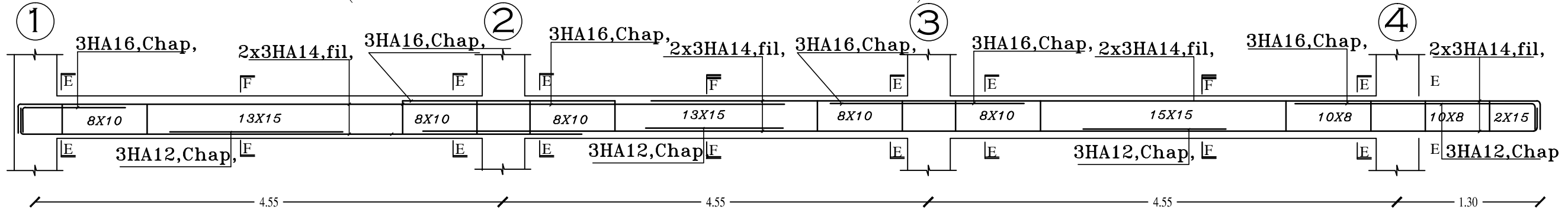


COUPE C-C



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT GENIE CIVIL	
ETUDIER PAR : -BOUINDOUR Nafaa -TESBIA Farid promotion 2019/2020	COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES
ECH. 1/50	DIRIGER PAR : Mr MANSOURI

FILES A,B,C et D NIV(+13.68,+16.74,+19.80,+22.86,+25.92)

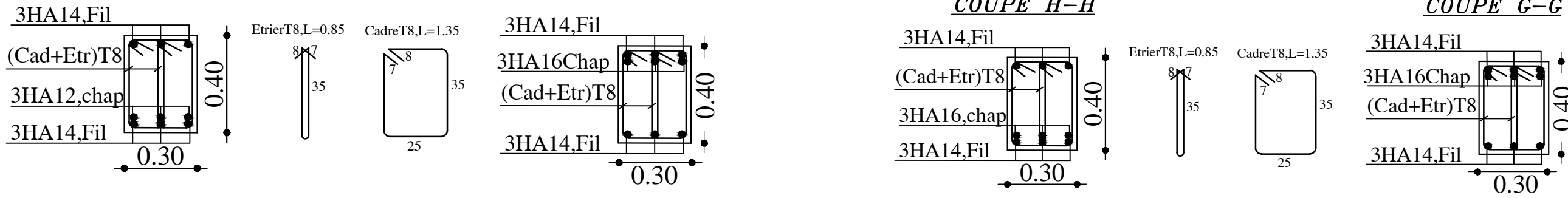


COUPE F-F

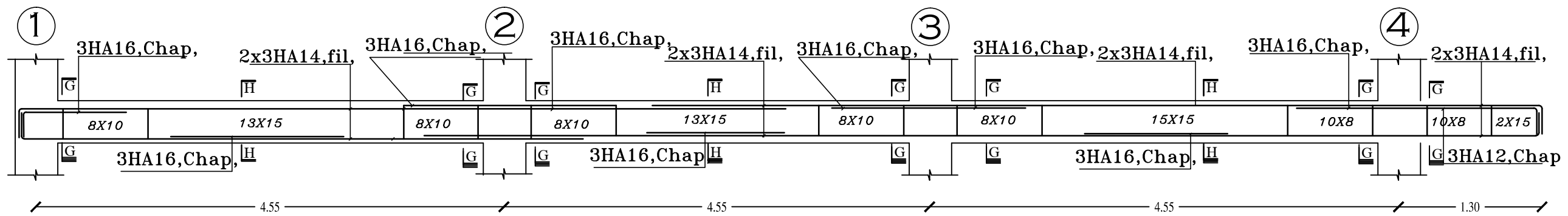
COUPE E-E

COUPE H-H

COUPE G-G

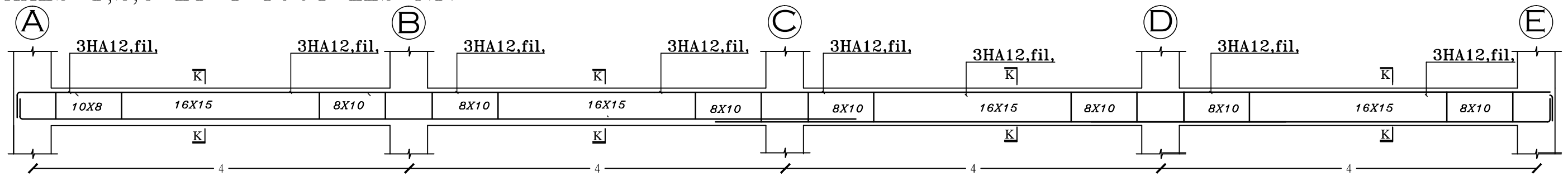


FILES A,B,C et D NIV(+28.98)



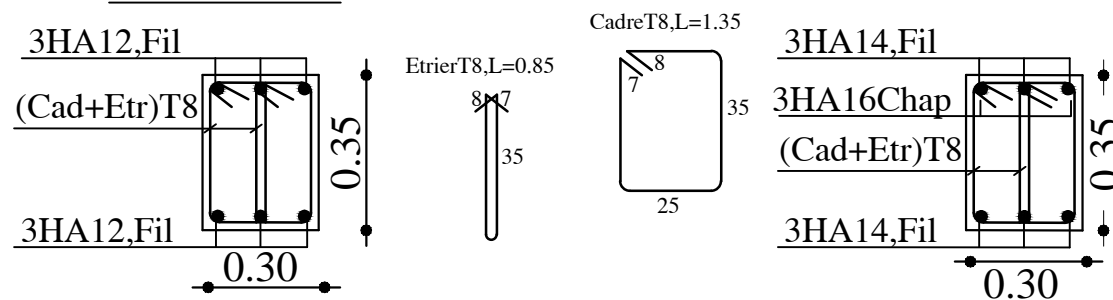
FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES(30x35)

AXES 1,2,3 ET 4 TOUT LES NIV



COUPE K-K

COUPE B-B



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

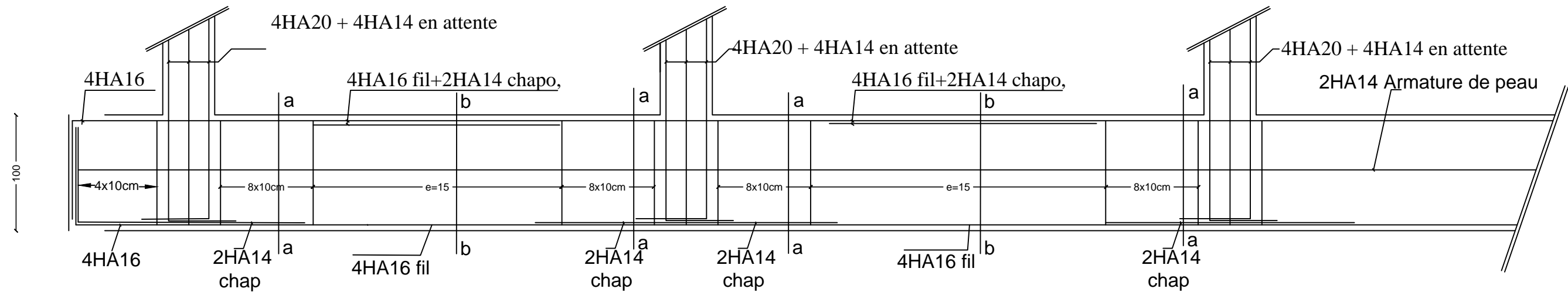
ETUDIER PAR :
_BOUINDOUR Nafaa
_TESBIA Farid
promotion 2019/2020

COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES
POUTRES PRINCIPALES ET
POUTRES SECONDAIRES

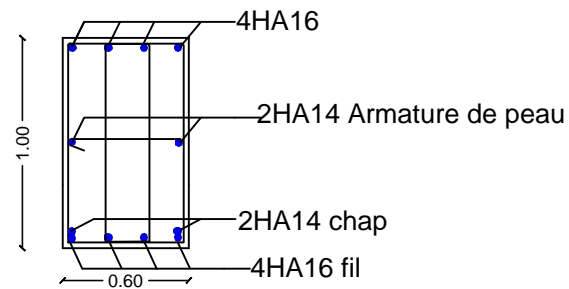
ECH. 1/50

DIRIGER PAR :Mr MANSOURI

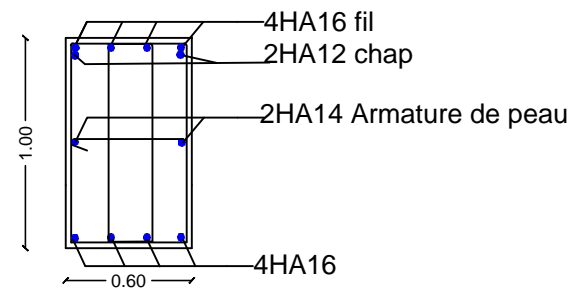
Ferrailage de la nervure sens X-X



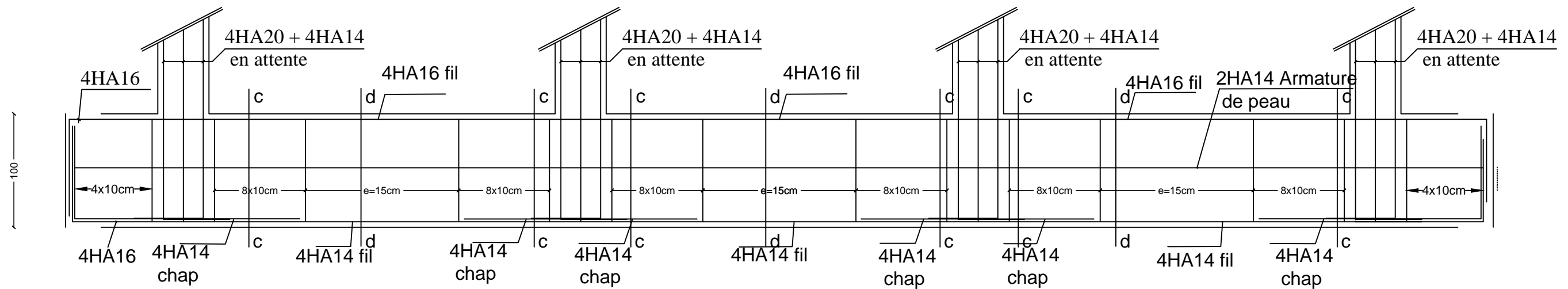
Coupe a-a



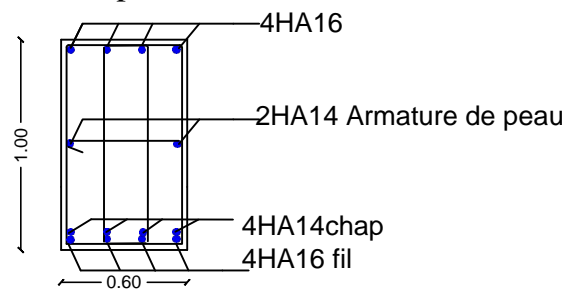
Coupe b-b



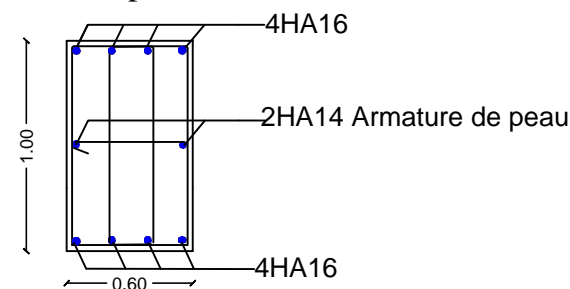
Ferrailage de la nervure sens Y-Y



Coupe c-c

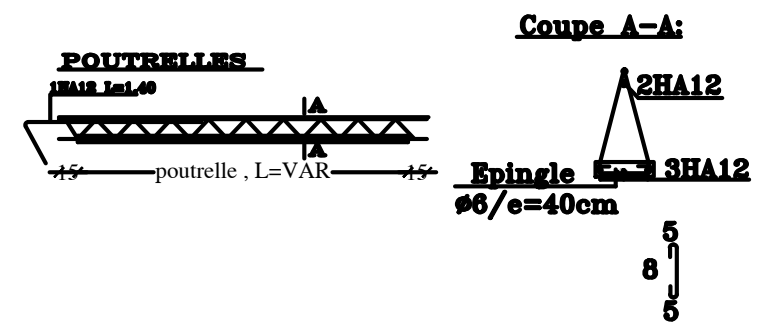
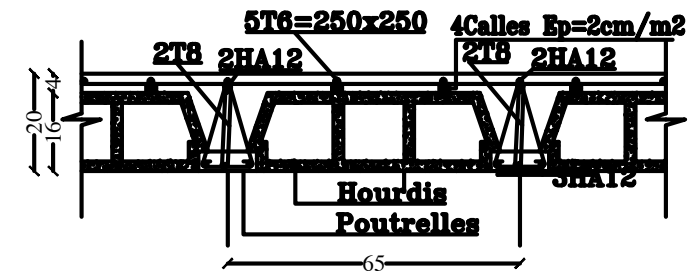
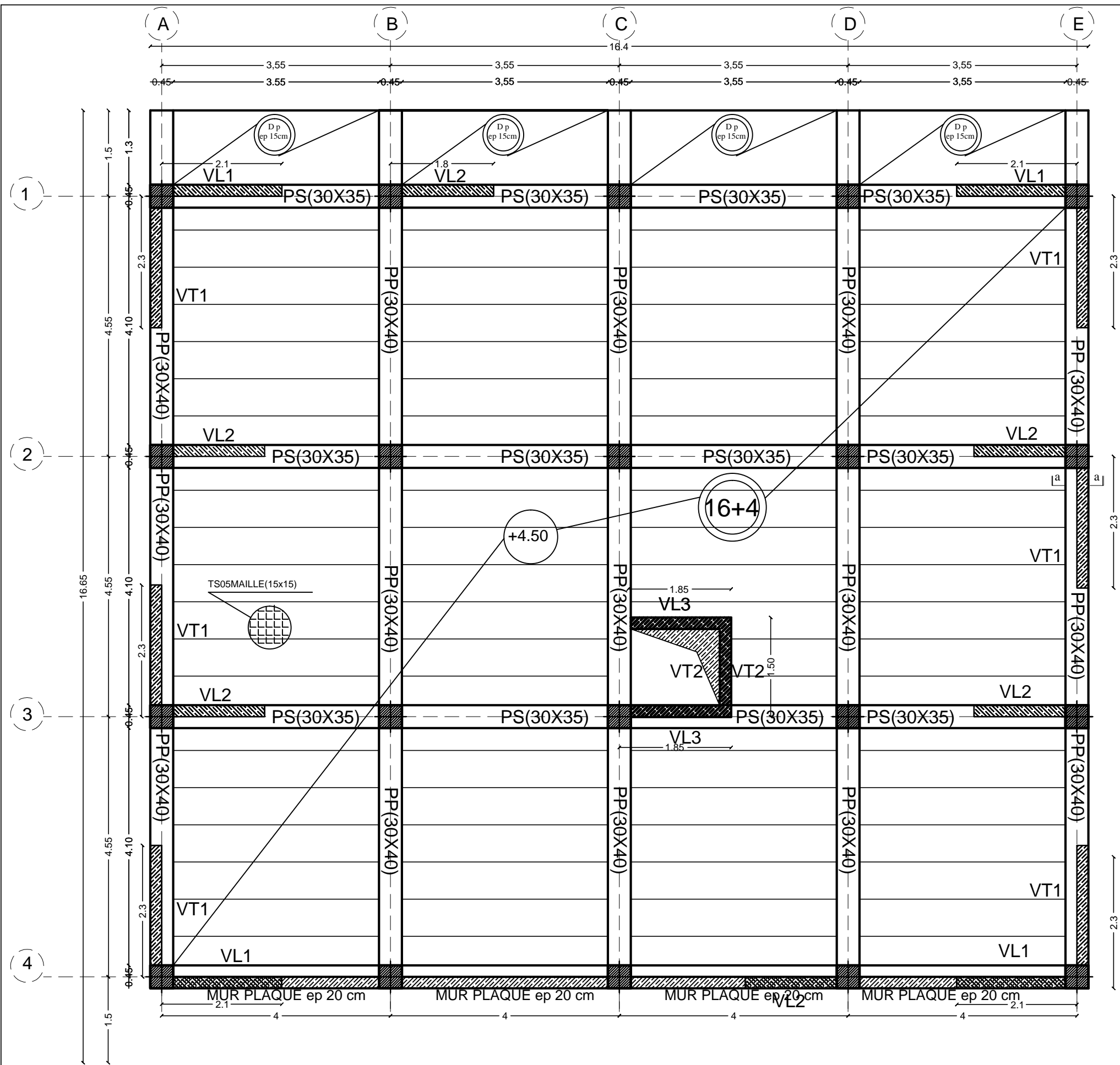


Coupe d-d



COFFRAGE ET FERRAILAGE DE LA NERVURE

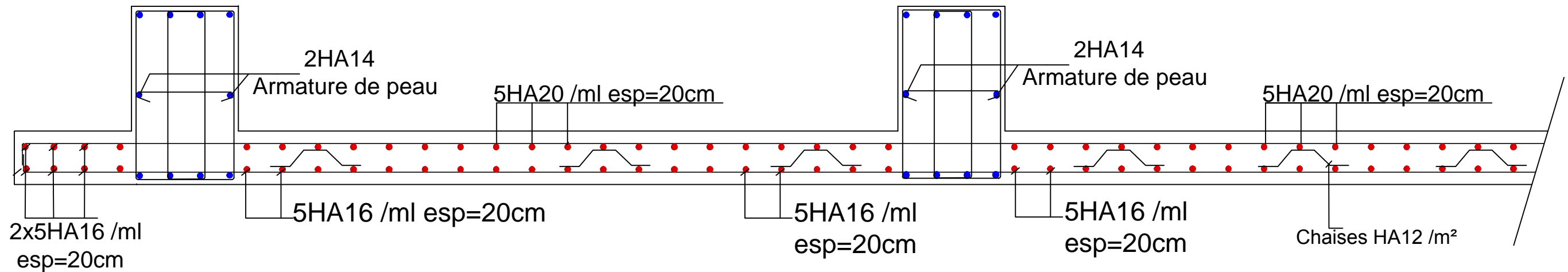
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT GENIE CIVIL	
ETUDIER PAR : _BOUINDOUR Nafaa _TESBIA Farid promotion 2019/2020	COFFRAGE ET FERRAILAGE DE LA NERVURE
ECH. 1/50	DIRIGER PAR : Mr MANSOURI



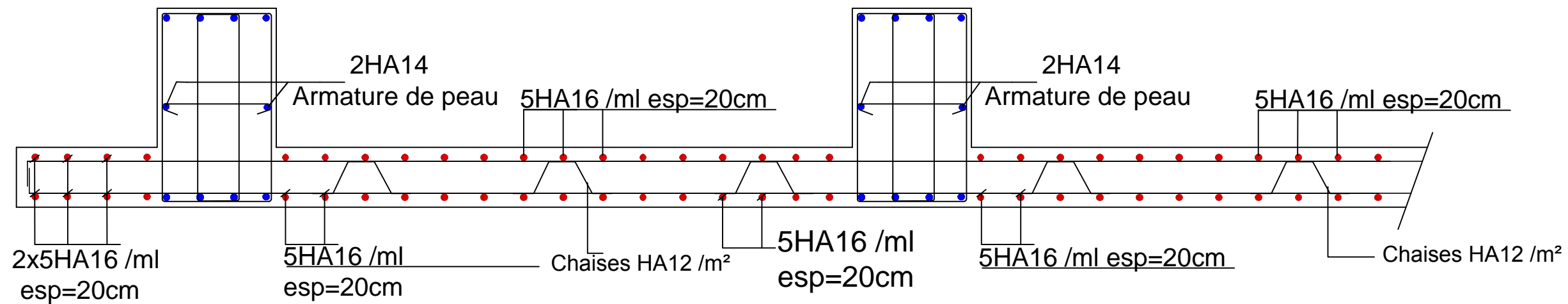
COFFRAGE PLANCHER +4.50

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT GENIE CIVIL	
ETUDIER PAR : _BOUINDOUR Nafaa _TESBIA Farid promotion 2019/2020	COFFRAGE PLANCHER +4.50
ECH. 1/50	DIRIGER PAR : Mr MANSOURI

Ferrailage de la Dalle sens X-X



Ferrailage de la Dalle sens Y-Y



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI DE TIZI OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT GENIE CIVIL

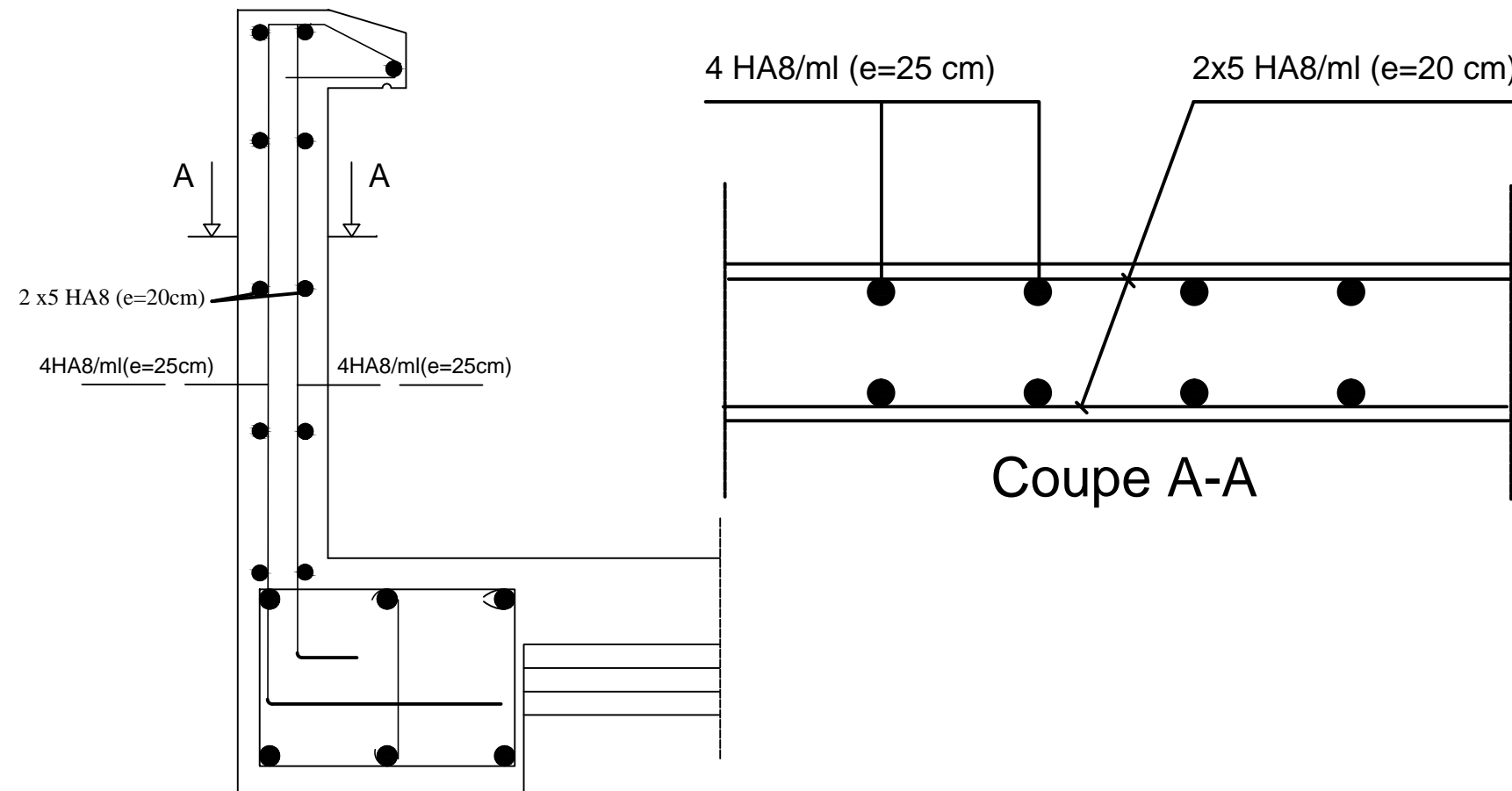
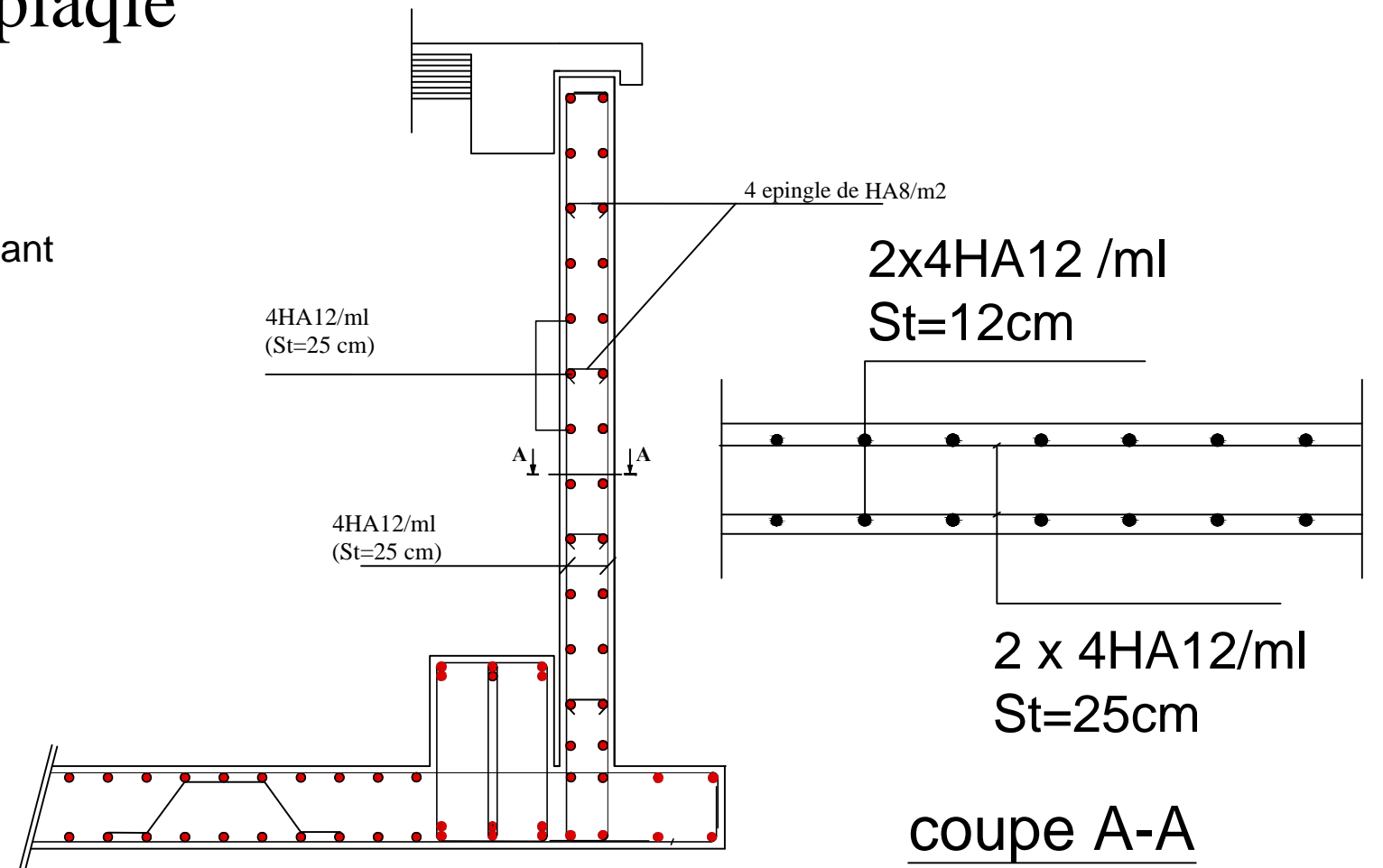
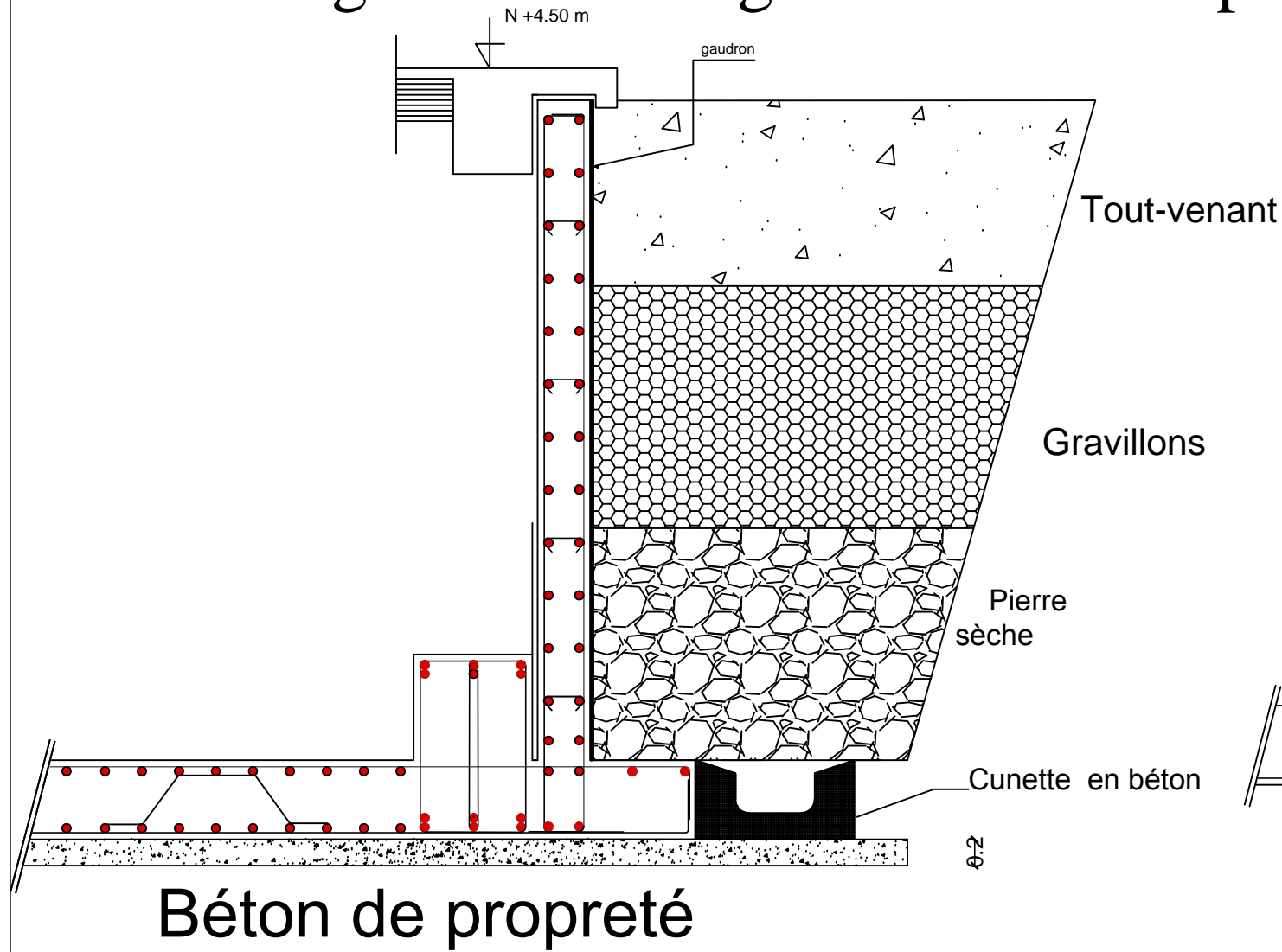
ETUDIER PAR :
 _BOUNDOUR Nafaa
 _TESBIA Farid
 promotion 2019/2020

**COFRAGE ET FERRAILLAGE
 DE RADIER GENERALE**

ECH. 1/50

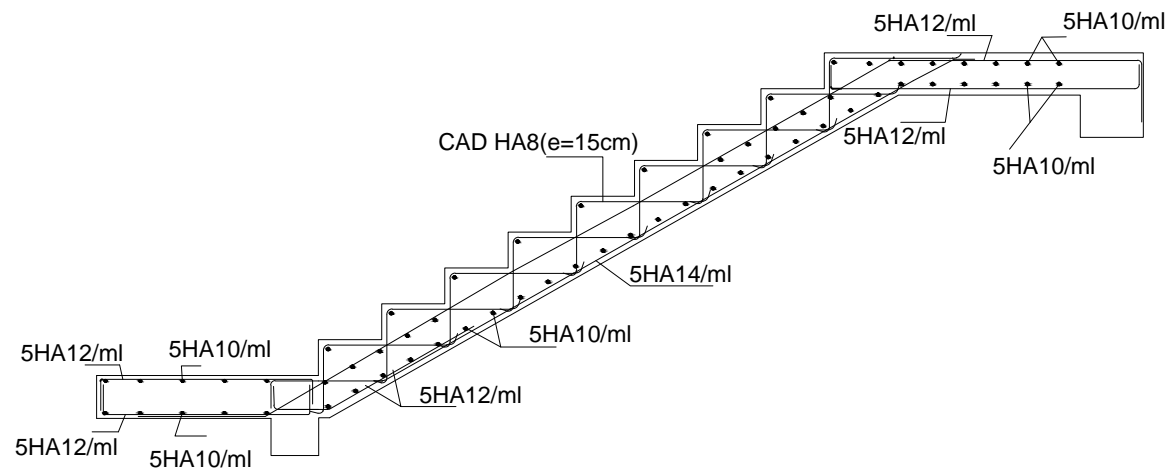
DIRIGER PAR :Mr MANSOURI

coffrage et Ferrailage du voile mur plaque

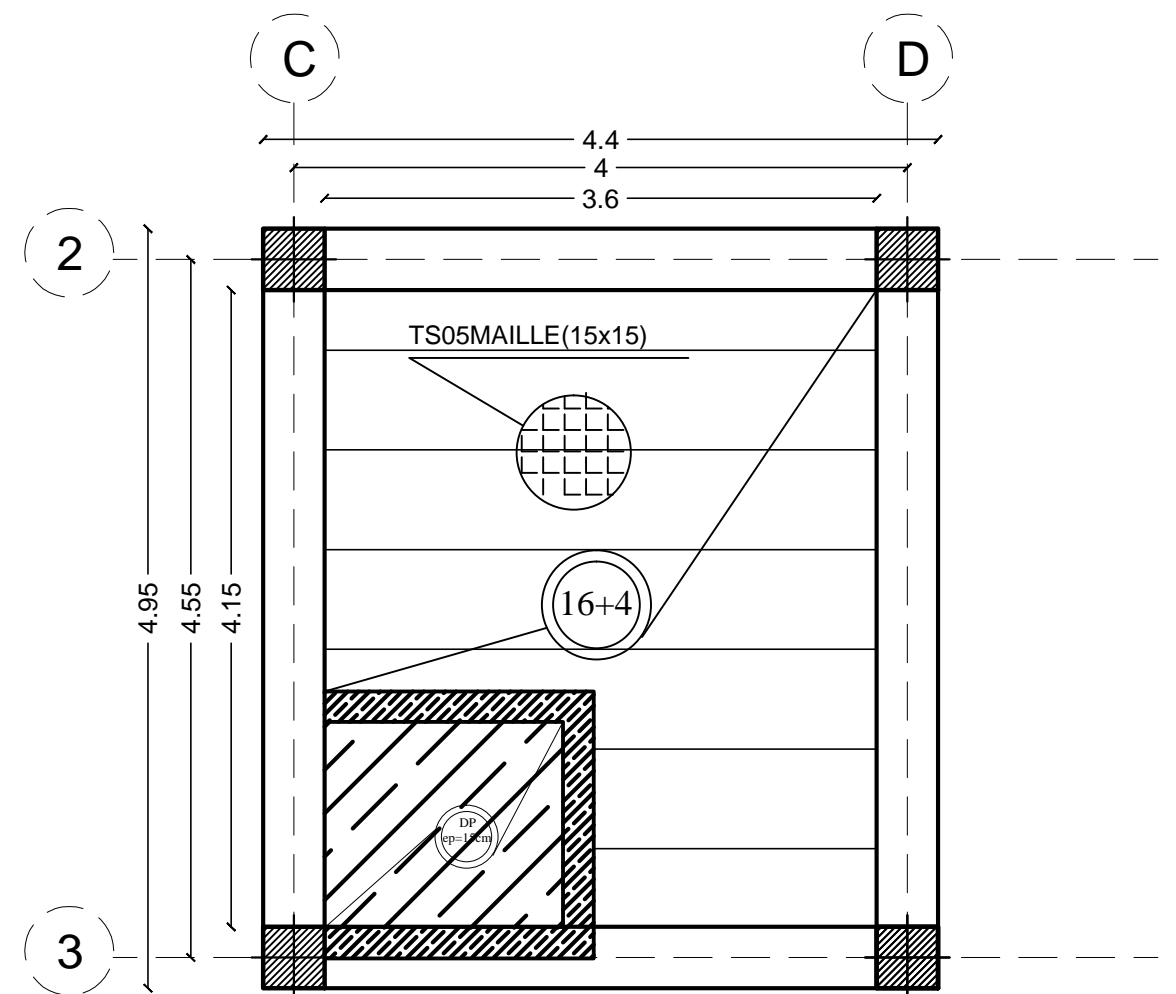
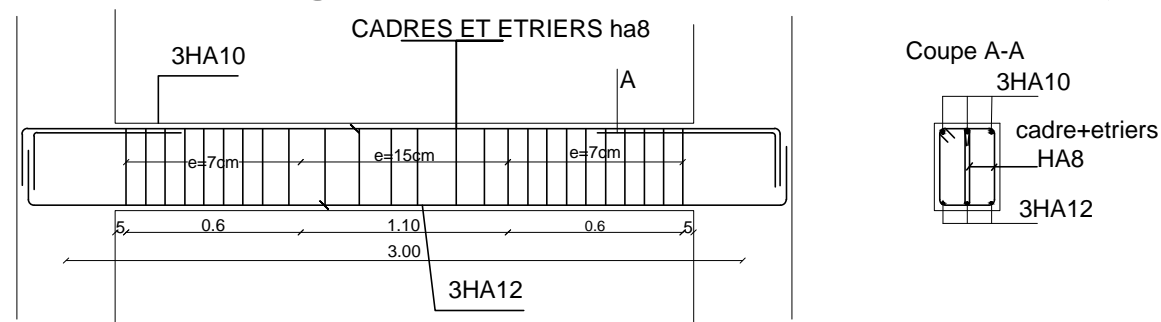


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT GENIE CIVIL	
ETUDIER PAR : _BOUINDOUR Nafaa _TESBIA Farid promotion 2019/2020	_COFFRAGE ET FERRAILLAGE DU VOILE MUR PLAQUE _FERRAILLAGE DE L'ACROTÈRE
ECH. 1/50	DIRIGER PAR :Mr MANSOURI

Ferrailage de l'escalier



Ferrailage de la Poutre Palière (20x30)



COFFRAGE PLANCHER NIV +30.98

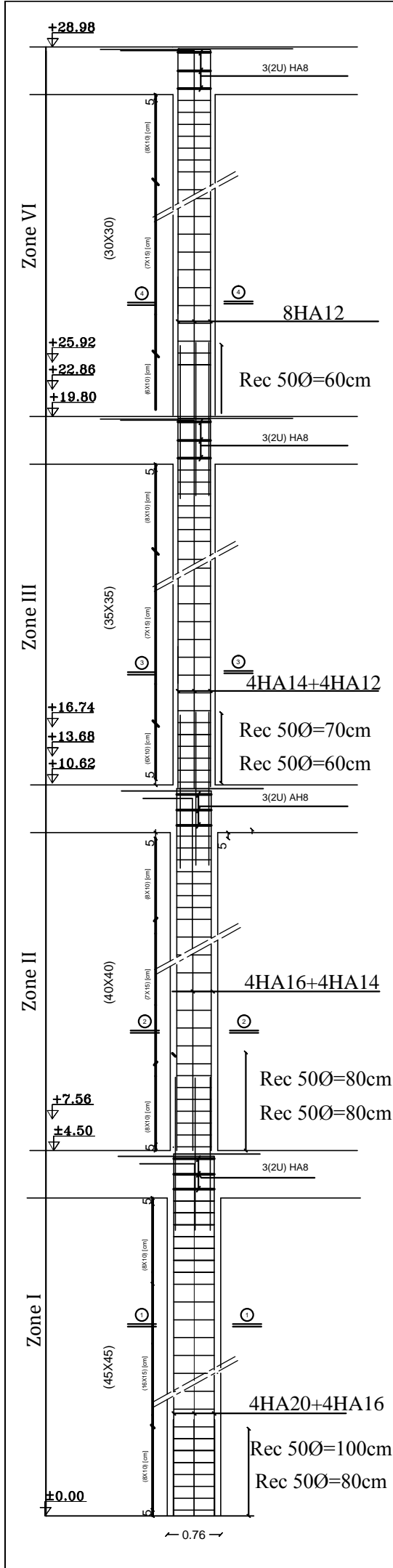
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

ETUDIER PAR :
_BOUNDOUR Nafaa
_TESBIA Farid
promotion 2019/2020

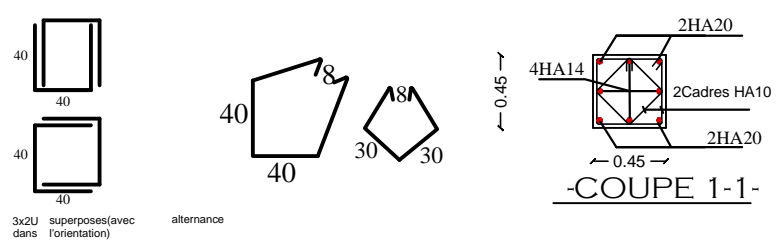
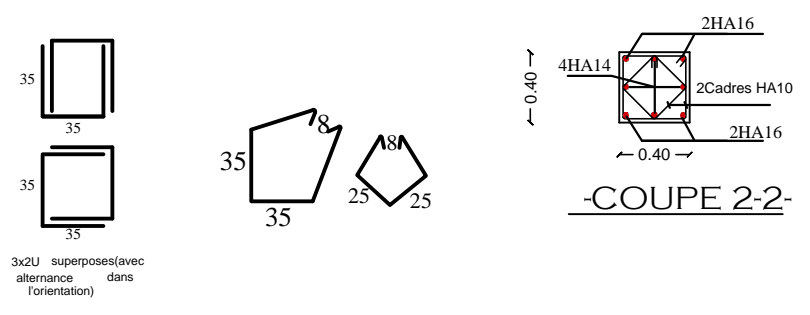
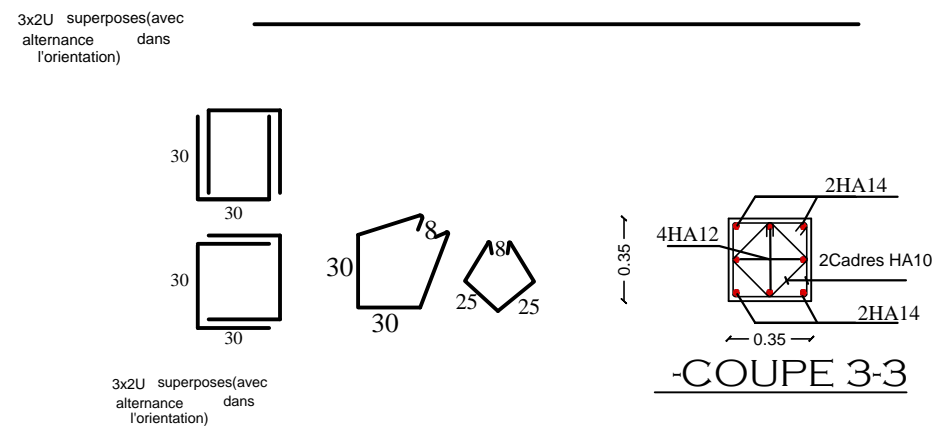
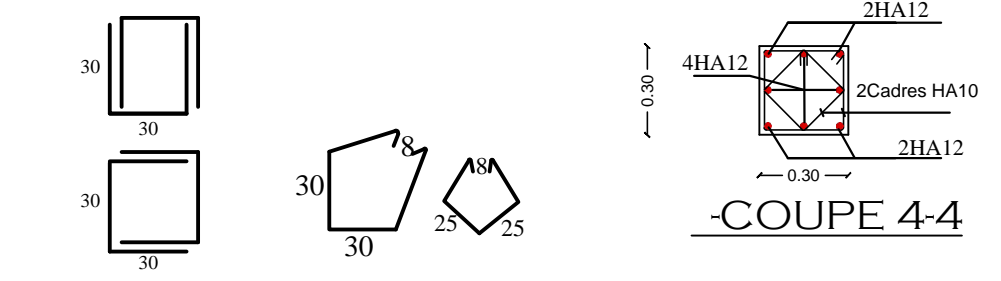
COFFRAGE ET FERRAILLAGE
DE L'ESCALIER

ECH. 1/50

DIRIGER PAR : Mr MANSOURI



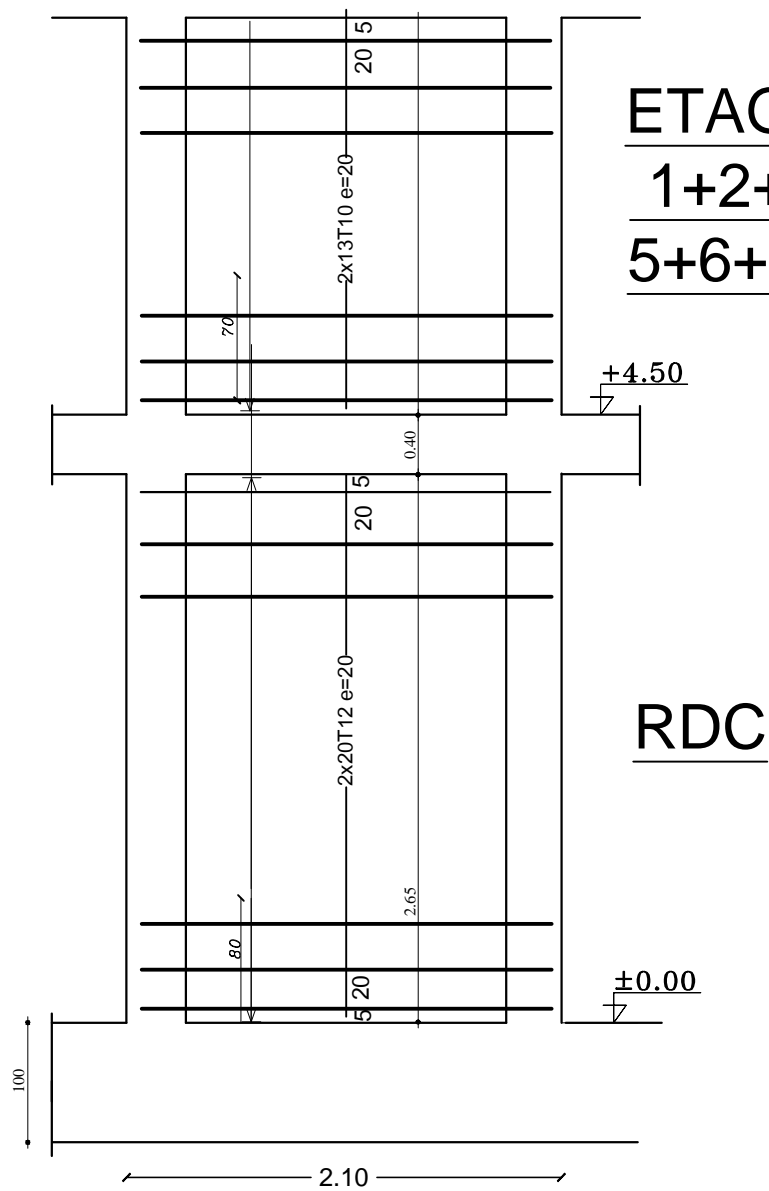
Nota:
 -Zone I : RDC
 -Zone II : 1^{er}, 2^{ème}, étage
 -Zone III: 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème} étage
 -Zone VI: 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème} étag



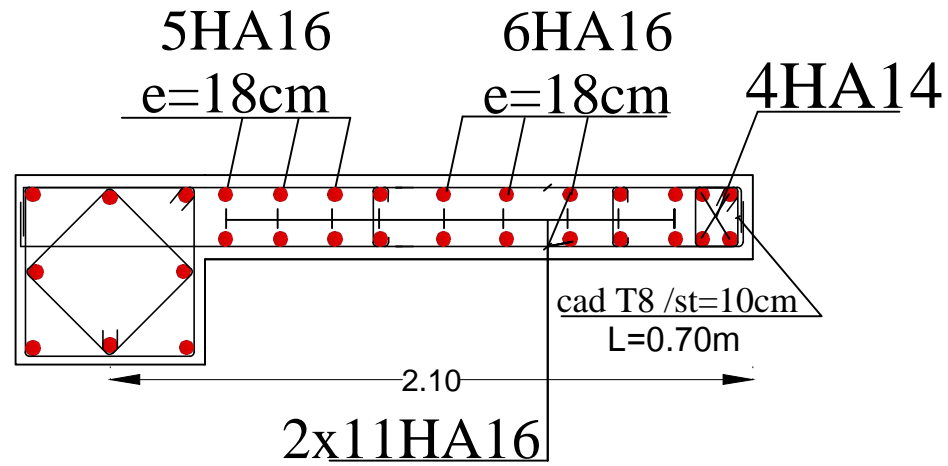
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT GENIE CIVIL	
ETUDIER PAR : _BOUNDOUR Nafaa _TESBIA Farid promotion 2019/2020	COFFRAGE ET FERRAILLAGE DU POUTEAUX
ECH. 1/50	DIRIGER PAR :Mr MANSOURI

VL1

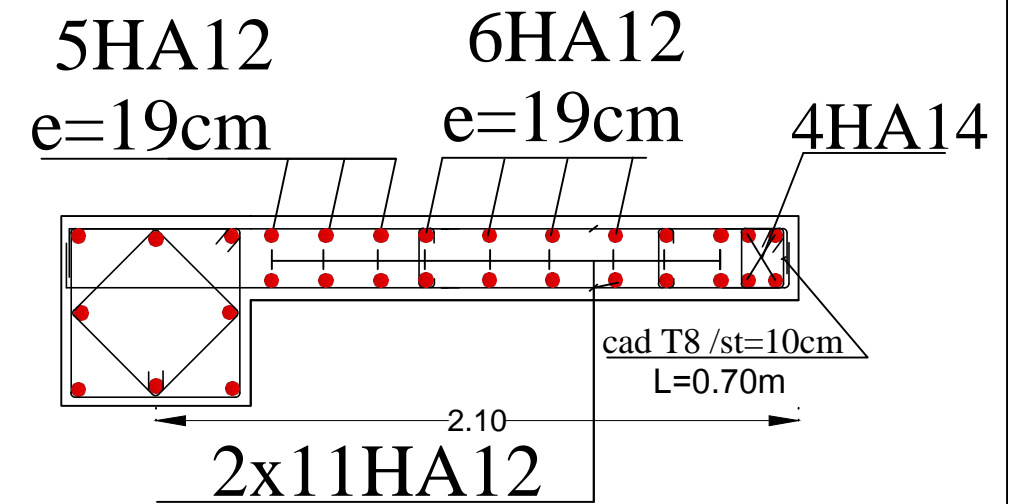
FERRAILLAGE DES VOILES LONGITUDINALE



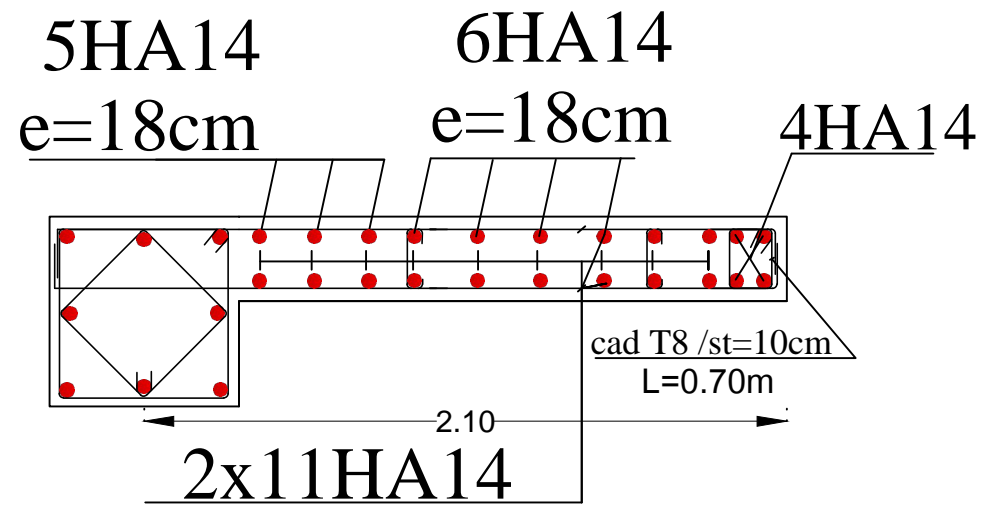
RDC



ETAGES 3+4+5+6+7+8



ETAGES 1+2



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

ETUDIER PAR :
_BOUNDOUR Nafaa
_TESBIA Farid

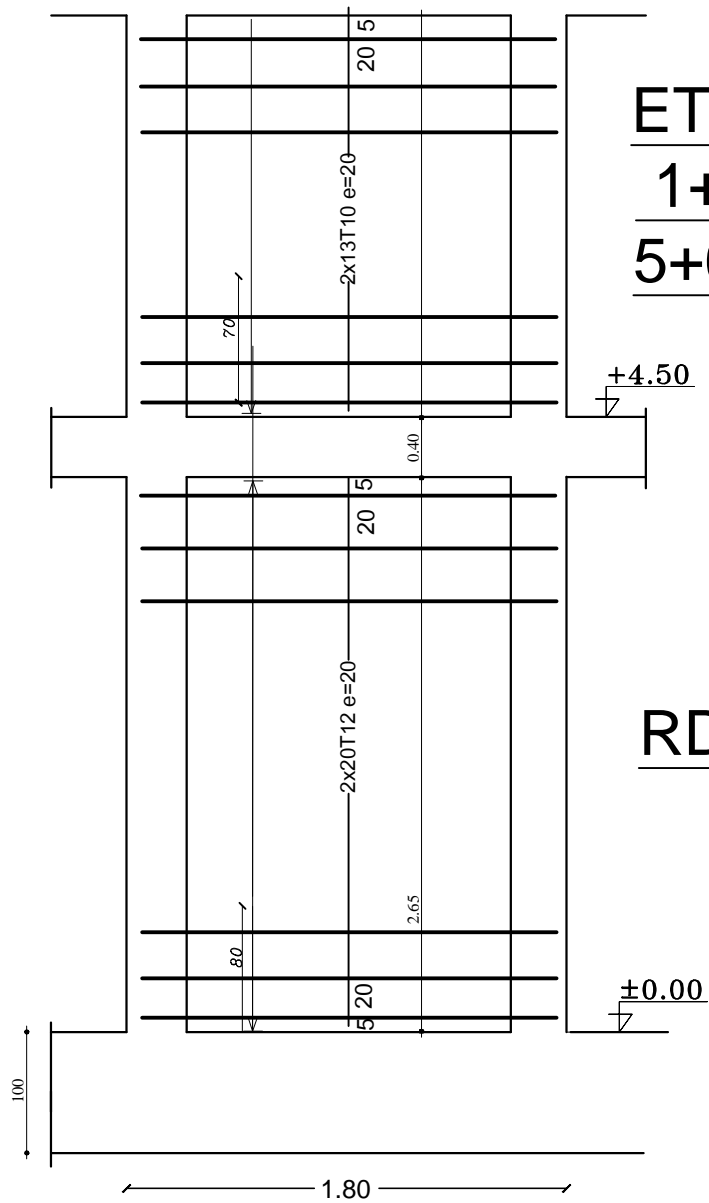
FERRAILLAGE DES VOILES
LONGITUDINALE **VL1**

promotion 2019/2020

ECH. 1/50

DIRIGER PAR :Mr MANSOURI

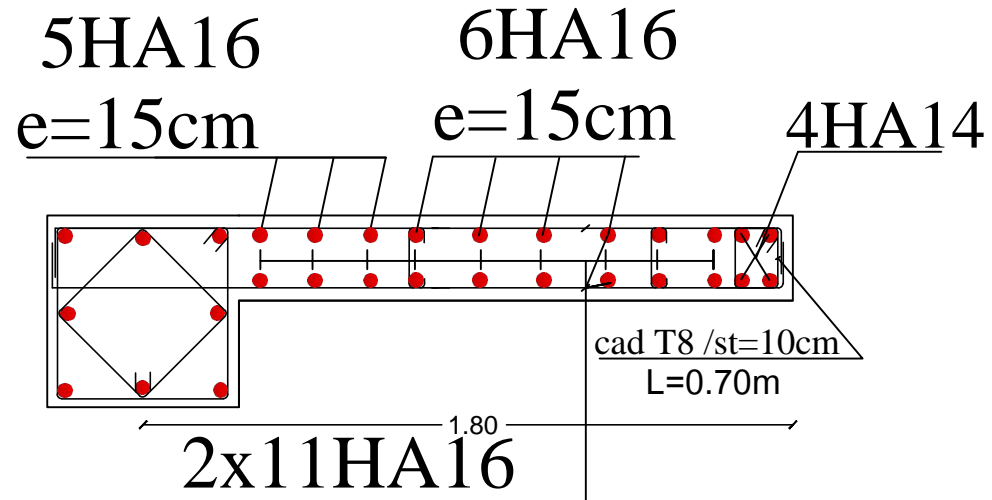
FERRAILLAGE DES VOILES LONGITUDINALE



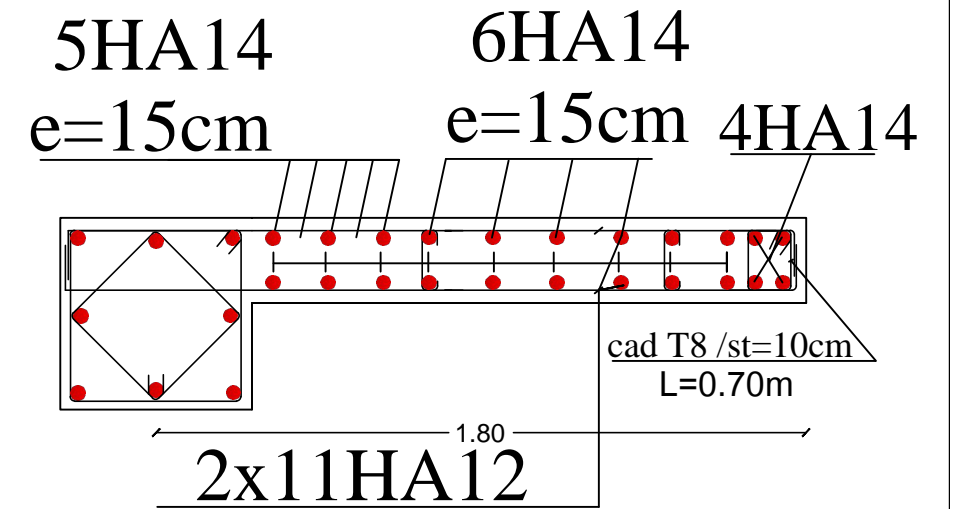
ETAGES
1+2+3+4+
5+6+7+8

RDC

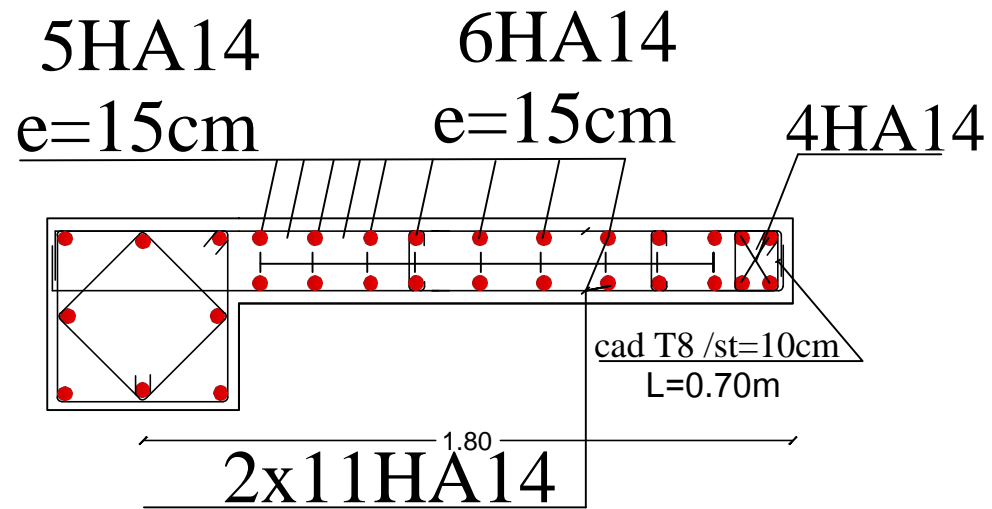
RDC



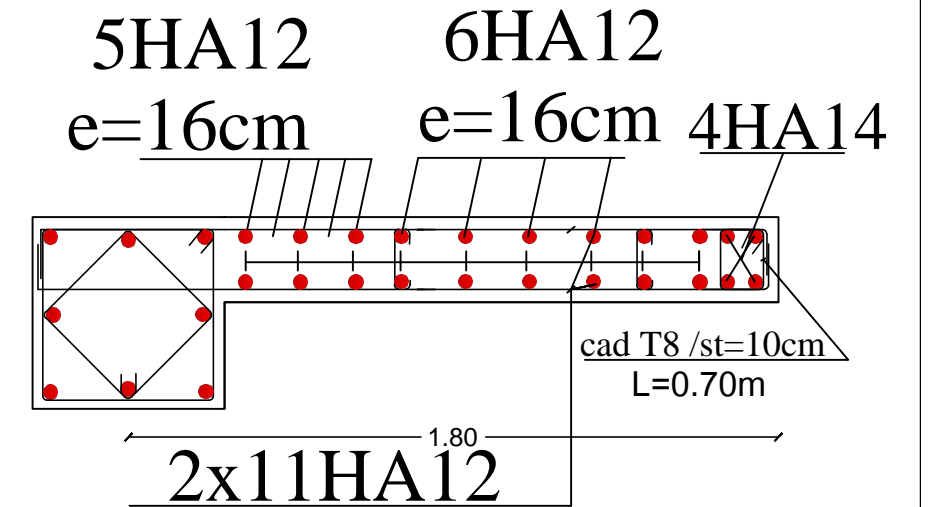
ETAGES 3+4+5+



ETAGES 1+2



ETAGES 6+7+8



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

ETUDIER PAR :
_BOUNDOUR Nafaa
_TESBIA Farid

promotion 2019/2020

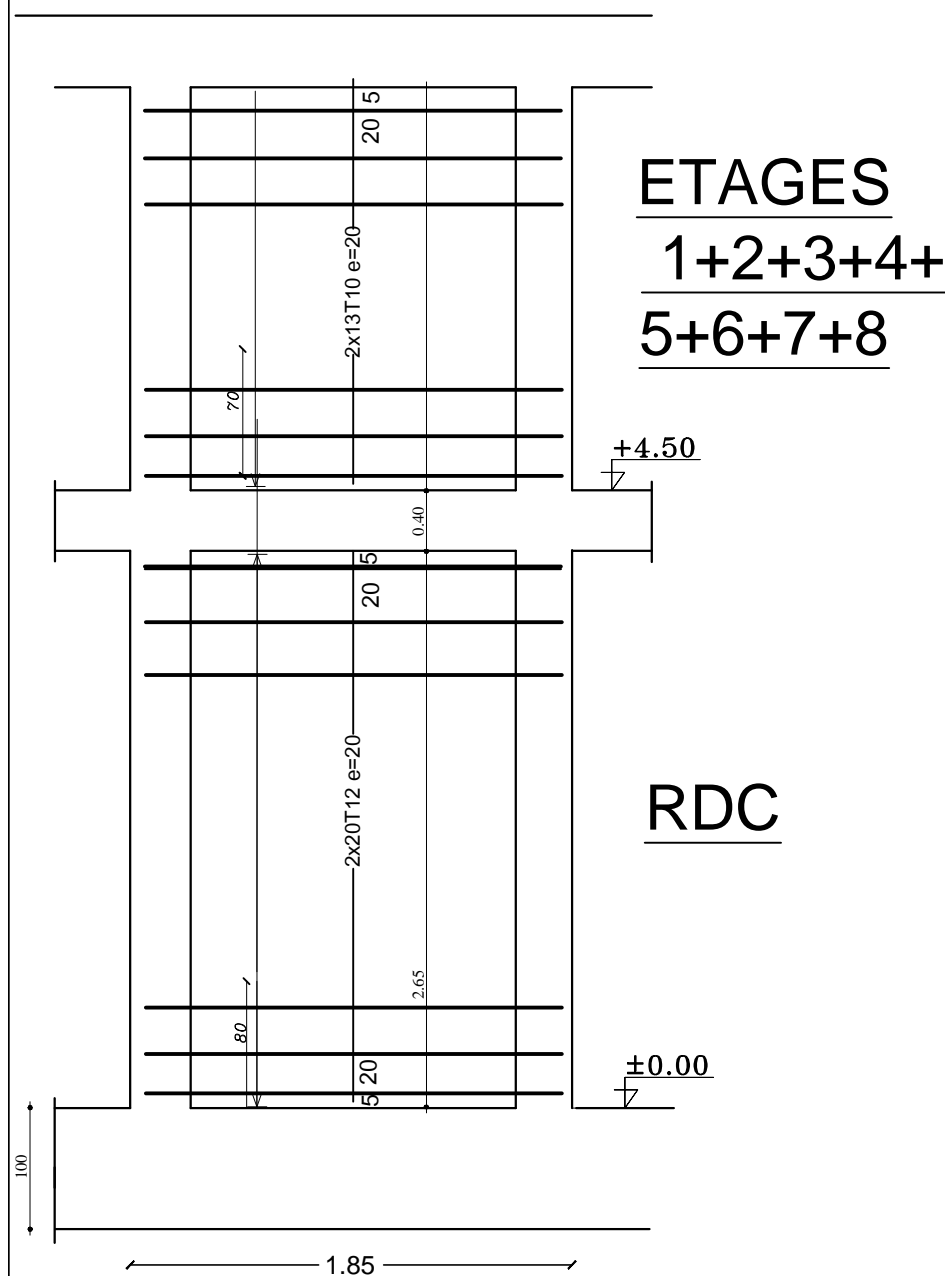
ECH. 1/50

FERRAILLAGE DES VOILES
LONGITUDINALE VL2

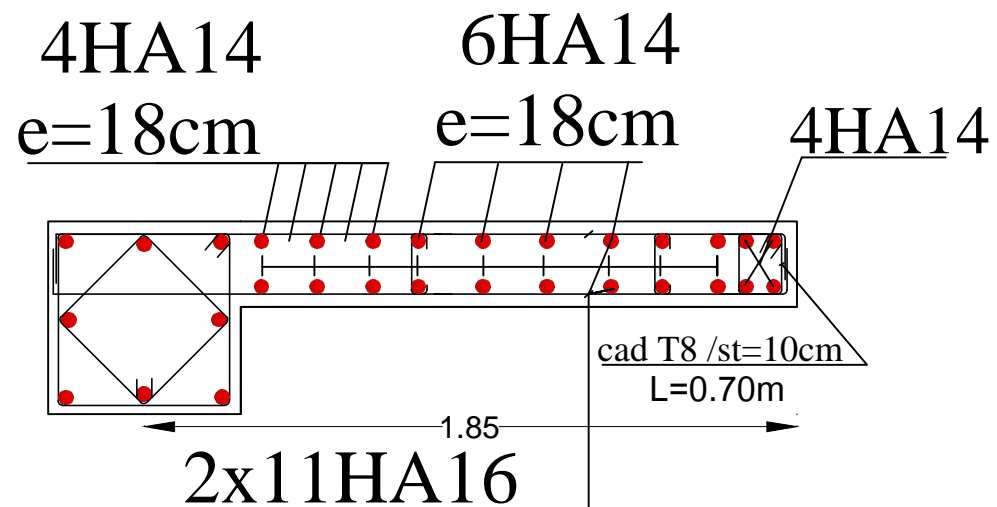
DIRIGER PAR :Mr MANSOURI

VL3

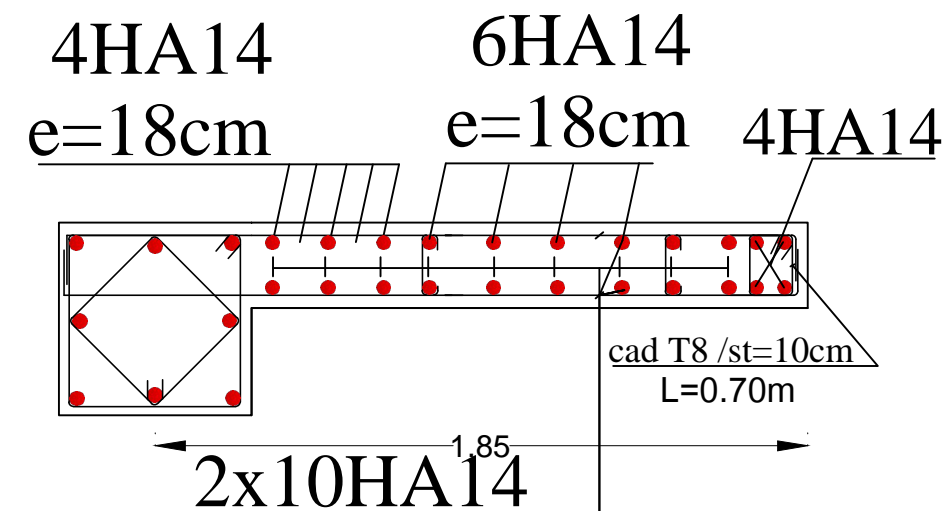
FERRAILLAGE DES VOILES LONGITUDINALE



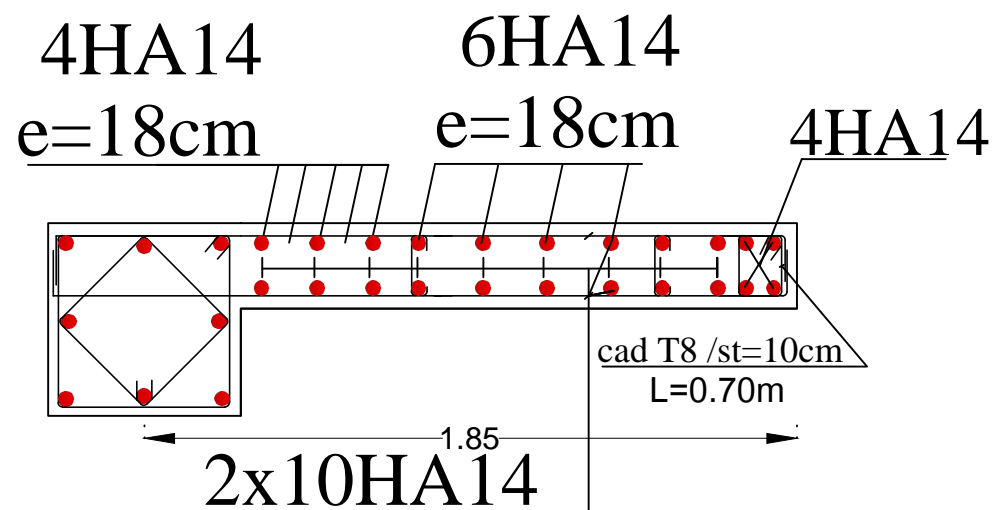
RDC



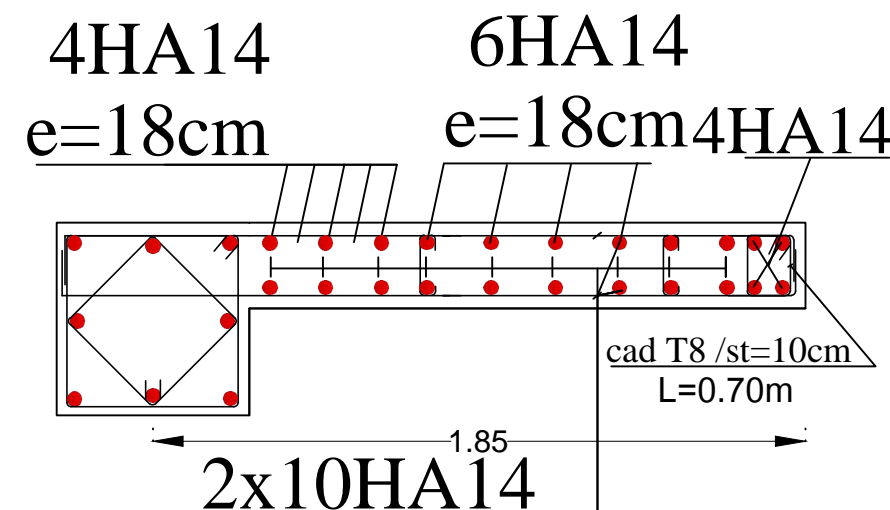
ETAGES 6+7+8



ETAGES 1+2



ETAGES 3+4+5



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

ETUDIER PAR :
 _BOINDOUR Nafaa
 _TESBIA Farid

FERRAILLAGE DES VOILES
 LONGITUDINALE **VL3**

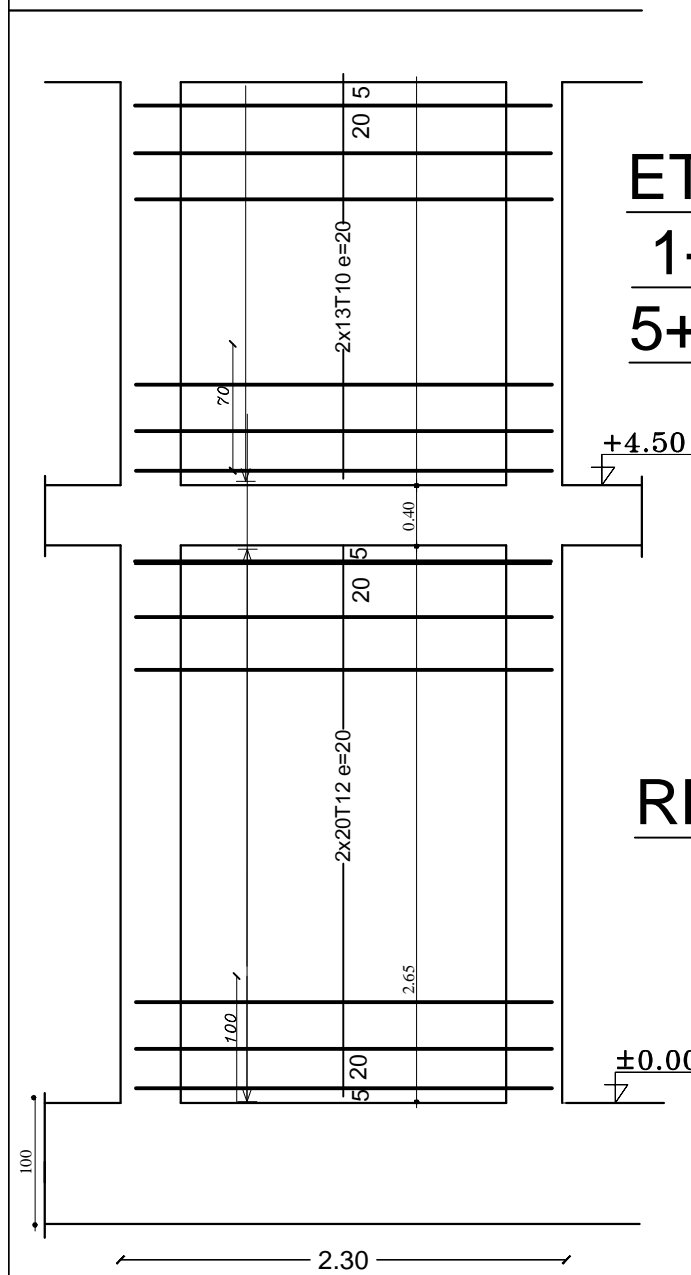
promotion 2019/2020

ECH. 1/50

DIRIGER PAR : Mr MANSOURI

VT1

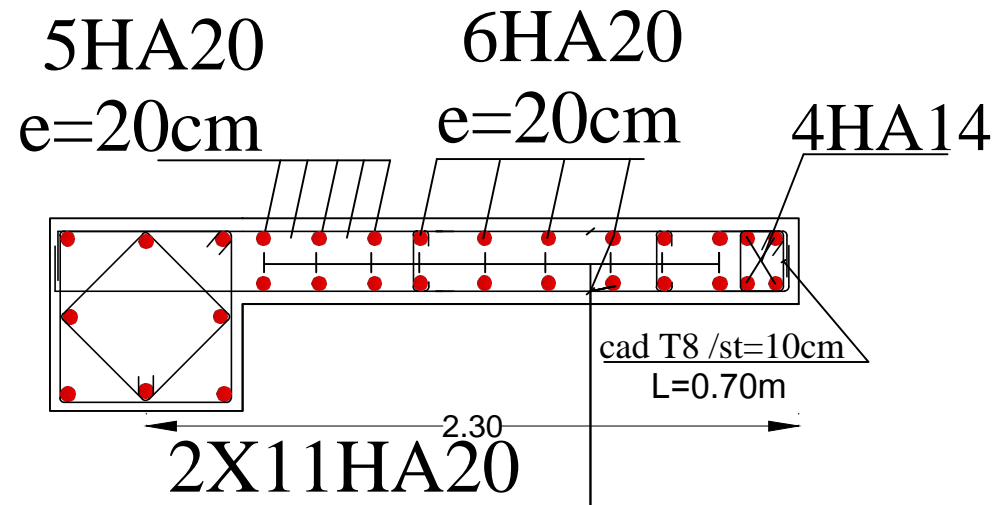
FERRAILLAGE DES VOILES TRANSVERSSAL



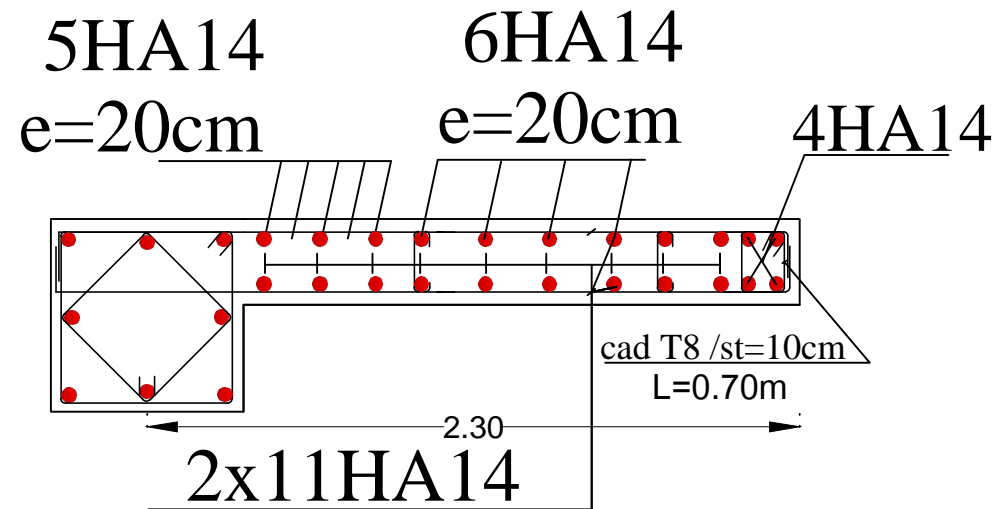
ETAGES
1+2+3+4+
5+6+7+8

RDC

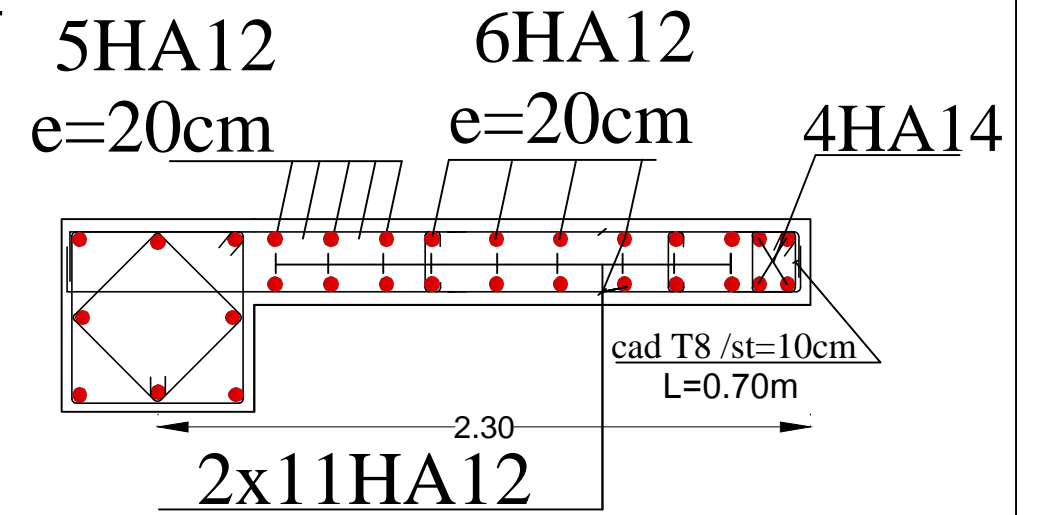
RDC



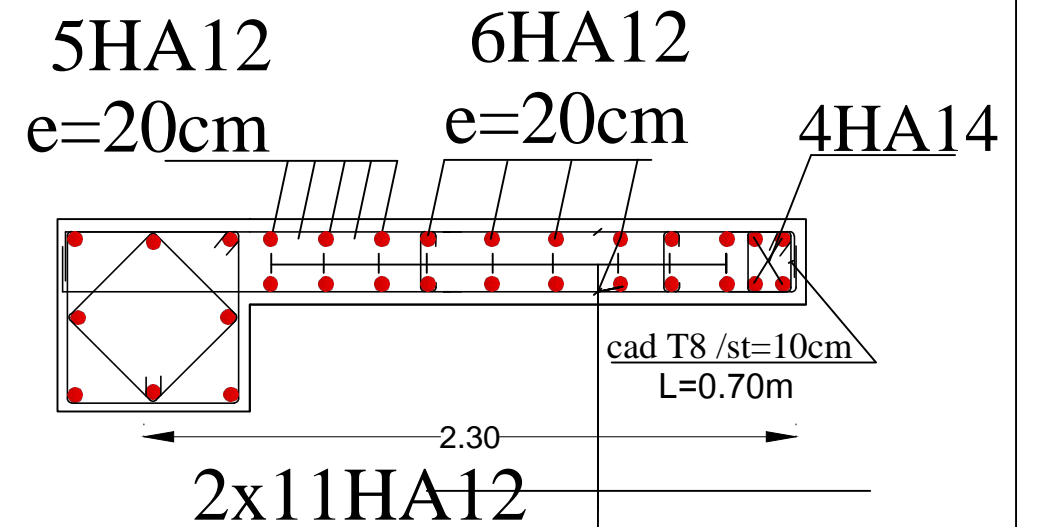
ETAGES 1+2



ETAGES 6+7+8



ETAGES 3+4+5



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

ETUDIER PAR :
_BOINDOUR Nafaa
_TESBIA Farid

promotion 2019/2020

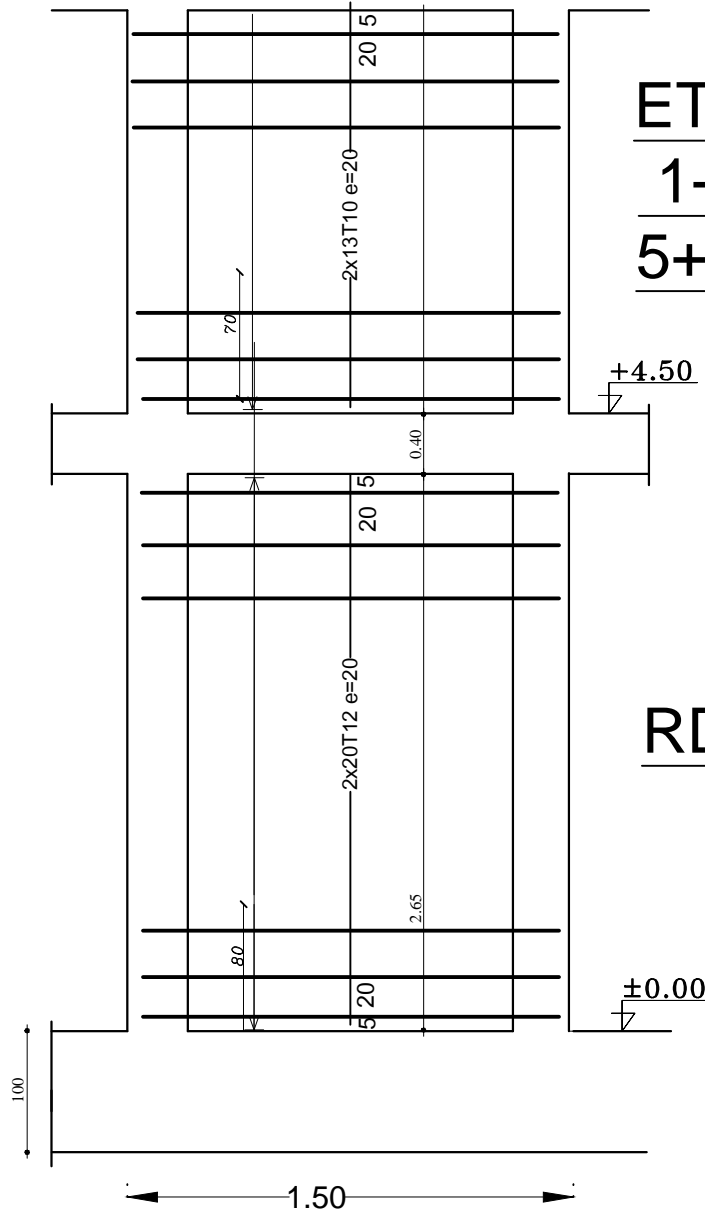
ECH. 1/50

FERRAILLAGE DES VOILES
LONGITUDINALE **VT1**

DIRIGER PAR : Mr MANSOURI

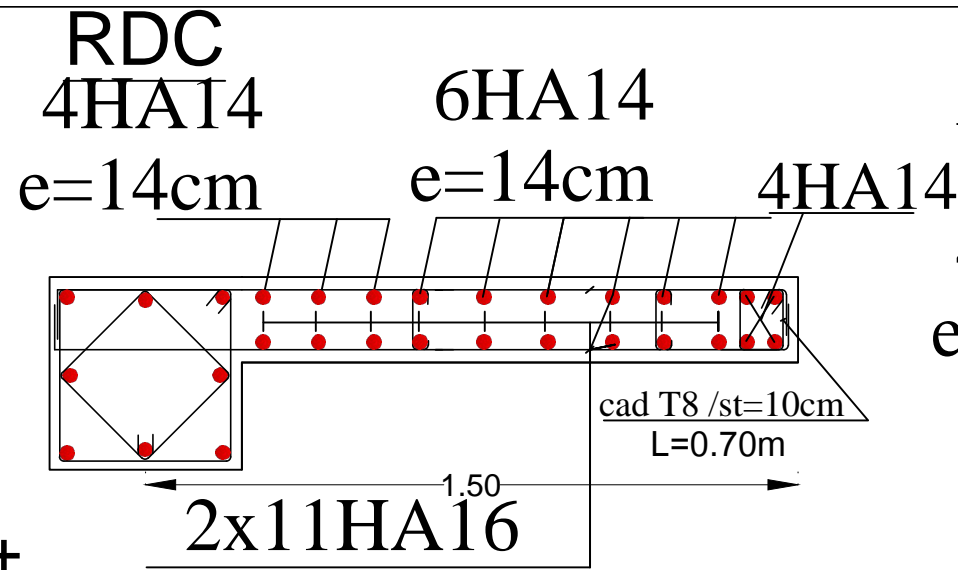
VT2

**FERRAILLAGE DES VOILES
TRANSVIRSSAL**

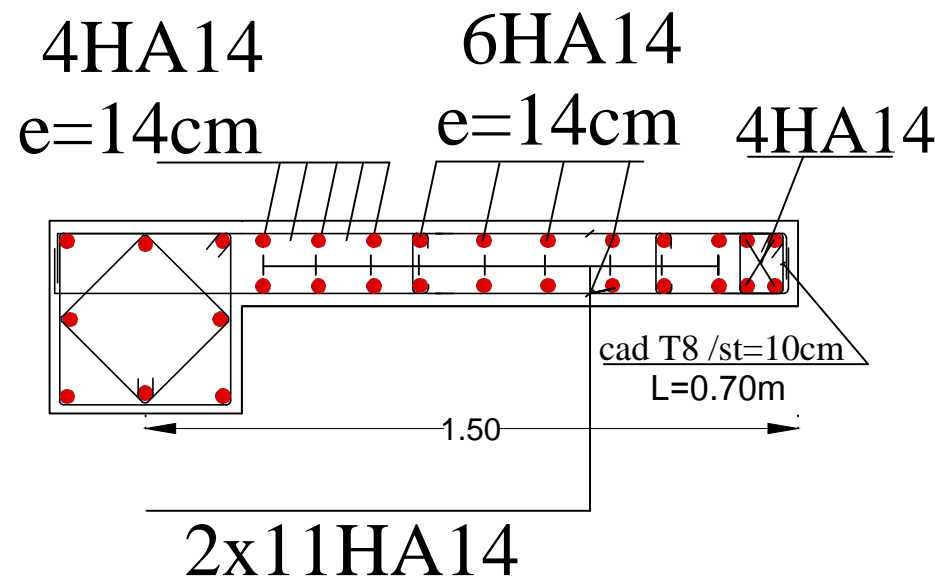


**ETAGES
1+2+3+4+
5+6+7+8**

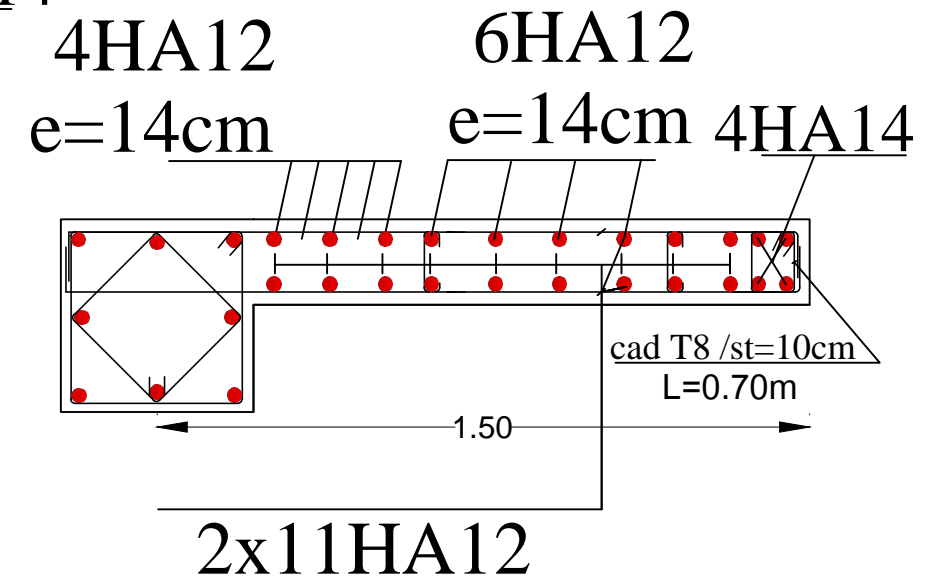
RDC



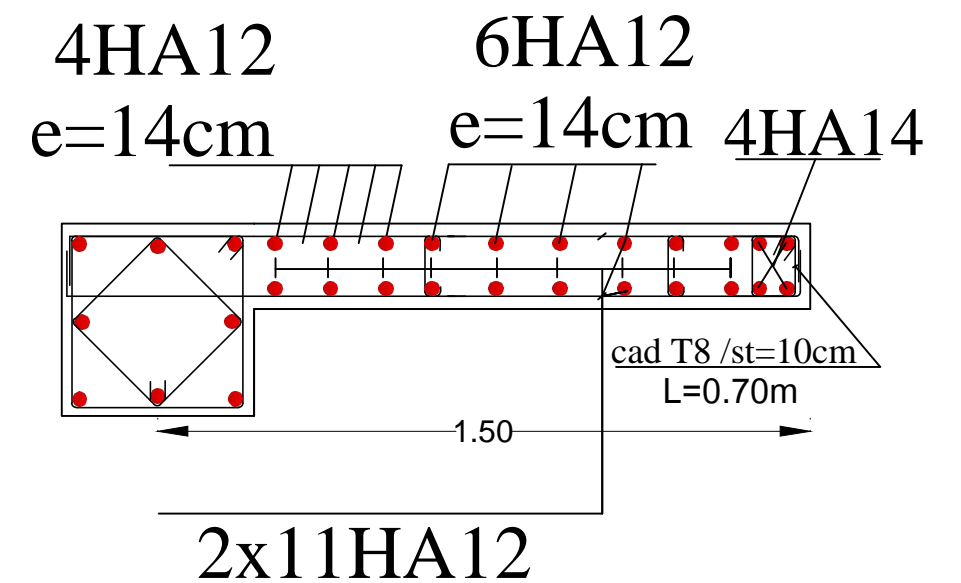
ETAGES 1+2



ETAGES 6+7+8



ETAGES 3+4+5



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

ETUDIER PAR :
_BOUNDOUR Nafaa
_TESBIA Farid

FERRAILLAGE DES VOILES
LONGITUDINALE **VT2**

promotion 2019/2020

ECH. 1/50

DIRIGER PAR :Mr MANSOURI