

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMÈRI DE TIZI-OUZOU



FACULTÉ DU GÉNIE DE LA CONSTRUCTION  
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

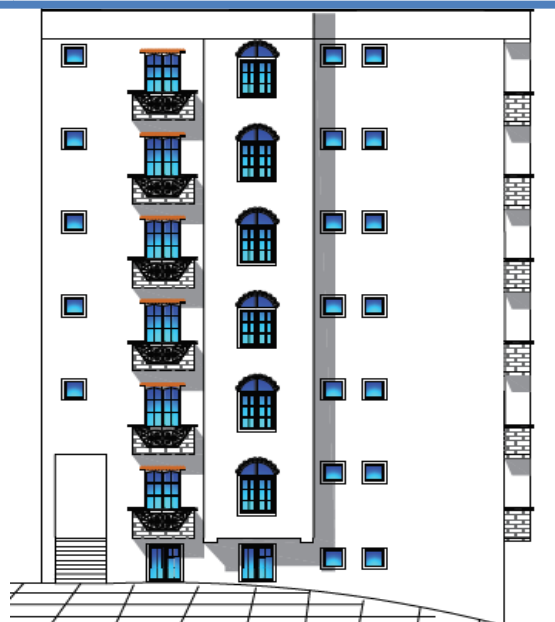
EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLÔME MASTER EN GÉNIE CIVIL.

OPTION : CONSTRUCTIONS CIVILES & INDUSTRIELLES.

# Thème

ÉTUDE D'UNE STRUCTURE RDC+5ÉTAGES+SOUS-SOL  
À USAGE D'HABITATION, ET DE SERVICE CONTRVENTÉ  
PAR VOILES ET PORTIQUES (MODELISATION AVEC

ETABS)



Réalisé par :

M<sup>elle</sup> ISSAD TASSADIT  
M<sup>elle</sup> MESSAOUDI HASSINA  
M<sup>elle</sup> BRAHIMI DJEDJIGA

Dirigé par :

M<sup>me</sup> ALKAMA FARIDA

Promotion 2020/2021

# Remerciements

Nous remercions Dieu le tout puissant de nous Avoir Donné la foi qui nous a guidée jusqu'à la réalisation et l'aboutissement de ce projet.

Nous tenons à exprimer nos remerciements les plus distingués :

À notre promotrice Mme. ALKAMA FARIDA, de nous avoir fait l'honneur d'assurer l'encadrement de notre travail.

Nous remercions également les membres du jury d'avoir consacré leur temps à la lecture de ce projet de fin d'étude et d'accepter de juger et d'évaluer ce travail.

Nous sincères remerciements à l'ensemble des intervenants de l'Université Mouloud Mammeri Tizi Ouzou, surtout nos enseignants qui ont été toujours là pour nous aider, merci pour tout le temps et la patience que vous nous avez accordé et la bonne explication qui nous a éclairé le chemin afin de réaliser notre mémoire.

Nous remercions les plus chaleureux vont à nous chers parents pour leurs encouragements, leur patience et leur grand soutien durant toutes ces années d'études.

Un grand merci à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'achèvement de ce travail.

***TASSADIT, HASSINA ET DJEDJIGA.***

# DEDICACE



Je dédie ce modeste travail :

## **À MES CHÉRS PARENTS**

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

## **À MA TRES CHÈRE MÈRE**

*Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours. Que dieu vous bénisse et vous garde.*

## **À LA MEMOIRE DE MON PAPA**

*J'aurais tant aimé que tu sois présent.  
Que Dieu ait ton âme dans sa sainte miséricorde.*

## **À MES CHERS FRÈRES, RABAH, JOSEF ,MOURAD,FARID ET AMAR ET MES CHERES SŒURS**

**MALIKA,TASSADIT,FATMA,OUIZA ,DJAMILA,LILA,  
NADIA,MINA ET YASSIMA**

*Que j'adore, que j'aime profondément.*

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

## **À MES AMIS**

*En souvenir de notre sincère et profonde amitié et des moments agréables que nous avons passés ensemble. Veuillez trouver dans ce travail l'expression de mon respect le plus profond et mon affection la plus sincère.*

*À mes chers binômes **HASSINA et DIHIA** et à toutes leurs familles*

**DJIDJI**

# DEDICASSE



Je dédie ce modeste travail :

## **À MES CHERS PARENTS**

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

*Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours. Que dieu vous bénisse et vous garde.*

## **À MES CHERS FRERES, AHMED, SOFIANE, LYES ET NABIL ET MA CHERE SŒUR NASSIMA ET MES COUSINES LYNDA ET SAMIRA**

*Que j'adore, que j'aime profondément.*

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

## **À LA MEMOIRE DE MA GRANDE-SOEUR**

*J'aurais tant aimé que tu sois présente.*

*Que Dieu ait ton âme dans sa sainte miséricorde.*

*À mon soutien moral et source de joie et de bonheur, **MENOUAR**, pour l'encouragement et l'aide qu'il ma toujours accordé.*

*À mes neveux **ARIS, SAMY, AXEL, MASTENE** et mes nièces **ALICIA ET MAYEL**.*

## **À MES AMIS**

*En souvenir de notre sincère et profonde amitié et des moments agréables que nous avons passés ensemble. Veuillez trouver dans ce travail l'expression de mon respect le plus profond et mon affection la plus sincère.*

*À mes chers binômes **DIHIA et DJIDJI** et à toutes leurs familles*

**HASSINA**

# DEDICASSE



Je dédie ce modeste travail :

## **À MES CHERS PARENTS**

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

## **À MA CHÈRE MÈRE**

*Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours. Que dieu vous bénisse et vous garde.*

## **À MON MEILLEUR PAPA**

*Tu as été et tu seras toujours un exemple pour moi par tes qualités humaines. En témoignage de la difficulté de l'année de sacrifices, de sollicitudes, d'encouragements et de prières. Je t'aime papa.*

## **À MES CHERS FRERES, MOUH, MOULOU ET AREZKI ET MES CHERES SADIA, NADIA ET SAMIA**

*Que j'adore, que j'aime profondément. je leur souhaite une vie pleine du bonheur.*

*À mon soutien moral et source de joie et de bonheur, NASSIM.*

*À mes neveux MEHDI, HACENE, YASER, HAKIM, RAYAN,  
MASSI ET MENAD et mes nièces LILIA, SOUSOU ET SARAH*

## **À MES AMIS**

*En souvenir de notre sincère et profonde amitié et des moments agréables que nous avons passés ensemble. Veuillez trouver dans ce travail l'expression de mon respect le plus profond et mon affection la plus sincère.*

*À mes chers binômes HASSINA et DJIDJI et à leurs familles*

**DIHLA**

## SOMMAIRE

### Introduction générale

### Chapitre I

#### Introduction

I.1 Reglementation utilisée.....	2
I.2 Description de l'ouvrage.....	2
I.3 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage .....	2
I.4 Éléments composant la structure .....	2
I.4.1 La superstructure.....	3
I.4.2 L'infrastructure.....	3
I.5 Les caractéristiques mécaniques des Matériaux .....	5
États limites ultimes (ELU) .....	6
États limites de service (ELS) .....	6
I.5.1 Le béton .....	7
I.5.2 Les aciers .....	9
I. 6 Protection des armatures (BAEL91.Art A.7.1) .....	12

### Chapitre I

II-1 Pré dimensionnement des éléments.....	13
II-1-1 Les planchers .....	13
II-1-2 Les poutres .....	14
II-1-3 Les voiles .....	16
II-2 Détermination des charges et surcharges .....	17
II-2-1 Charges permanentes .....	17
II-2-1-1 Les Planchers .....	18
II-2-1-2 Maçonneries .....	19
II-2-1-3 Dalle pleine .....	21
II-2-1-4 Acrotère.....	21
II.2.2 Surcharges d'exploitation .....	21
II-2-3 Pré dimensionnement des poteaux.....	22

## Chapitre III

Introduction .....	30
III.1 Acrotère .....	30
III.1.1 Introduction .....	30
III.1.2 Calcul de la acrotère à L'ELU.....	31
III.2 Calcul des plancher .....	38
Introduction .....	38
Plancher en corps creux.....	38
III.2.1 Ferrailage de la dalle de compression .....	38
III.2.2 détermination de la largeur de table de compression .....	39
III.2.3 Calcul des poutrelles .....	40
III.2.4 Calcul des efforts internes .....	43
III.2.5 Application .....	46
III.2.6 Calcul des armatures .....	49
III.2.7 Vérification à L'ELU .....	51
III.2.8 calcul à L'ELS.....	54
III.2.9 Vérification à L'ELS .....	56
III.3 Balcon en dalle pleine .....	59
Introduction .....	59
III.3.1 Pré -dimensionnement.....	59
III.3.2 Les combinaisons des charges.....	60
III.3.3 Ferrailage.....	61
III.3.4 Vérification à L'ELU .....	63
III.3.5 Vérification à L'ELS .....	64
III.4 Les escaliers .....	67
Introduction .....	67
III.4.1 Pré dimensionnement de l'escalier.....	68
III.4.2 Calcul de l'escalier type 1 .....	69
III.4.2.1 Pré-dimensionnement des sollicitations de calcul .....	70
III.4.2.2 Determination des sollicitations de calcul .....	70
III.4.2.3 Calcul à L'ELU .....	72
III.4.2.4 Calcul à L'ELS .....	78
III.4.3 Calcul de l'escalier type 2 .....	83
III.4.3.1 Pré-dimensionnement des sollicitations de calcul .....	84

III.4.3.2	Determination des sollicitations de calcul .....	84
III.4.3.3	Calcul à L'ELU .....	86
III.4.3.4	Calcul à L'ELS .....	92
III.4.3	Calcul de la poutre palière .....	101
III.4.3.1	Pré-dimensionnement .....	101
III.4.3.2	Détermination des charges et surcharges .....	101
III.4.3.3	Ferraillage à l'E.L.U.....	106
III.4.3.4	Vérification à l'ELU.....	107
III.4.3.5	Vérification à l'ELS .....	109

## Chapitre I

IV.1	Introduction.....	113
IV.2	Logiciel utilisé pour la modélisationr .....	113
IV.2.1	Historique.....	114
IV.2.2	Description du logiciel ETABS .....	114
IV.2.3	Rappel (terminologie) .....	114
IV.3	Manuel d'utilisation du logiciel ETABS .....	115
	Étape A : Introduction de la géométrie de l'ouvrage .....	155
	Étape « B » : Spécification des propriétés mécaniques des matériaux .....	117
	Étape « C » : Spécification des propriétés géométriques des éléments .....	118
	Étape « D » : Définition des charges statiques (G, Q) .....	124
	Étape « E » : Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.....	124
	Étape « F » : Définition de la charge sismique « E » .....	126
	Étape « G » : Chargement des éléments.....	127
	Étape « H » : Introduction des combinaisons d'actions .....	127
	Étape « I » : Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.....	128



	Introduction .....	130
V.1	Présentation de l'ouvrage .....	130
V.1.1	Vérification du pourcentage de participation de la masse modale.....	130
V.1.2	Vérification de l'effort tranchant à la base .....	132
V.1.3	Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux .....	143
V.1.4	Justification vis-à-vis des déplacements.....	143

V.1.5 Vérifications de l'effet P-Delta .....	147
V.1.6 Vérification de l'Effet de la torsion d'axe vertical.....	149
<b>Chapitre VI</b>	
VI.1. ferrailage .....	152
VI. 1.1. Introduction.....	152
VI.1.2. Combinaison de calcul .....	152
VI.1.3. Recommandation du RPA 99version 2003.....	152
VI.1.4. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU .....	154
• Exposé de la méthode de calcul à l'ELU .....	154
• Exemple de calcul a l'ELU .....	157
• Calcul du ferrailage des poteaux .....	159
VI.1.5. Les armatures transversales.....	160
• Vérification de la quantité d'armatures transversales minimales selon RPA (article7.4.2) .....	163
• Longueur de recouvrement (RPA article7.4.2.1) .....	164
• Longueur de scellement droit (BAEL 91modifiée99/Art 2.3.2) .....	165
• Vérification au cisaillement : (RPA/ Art7.4.3.2) .....	165
VI.1.6. Vérification à L'ELS.....	166
• Etat limite d'ouvertures des fissures .....	166
• Condition de non fragilité .....	166
• Etat limite de compression du béton (Art A.4.5,2/BAEL 91modifier 99) .....	166
Conclusion.....	169
VI.2. Ferrailage des poutres .....	170
VI.2.1 Introduction .....	170
VI.2.2 Recommandations du RPA99/version 2003 .....	170
1) Armatures longitudinales (art 7.5.2.1 RPA/version 2003) .....	170
2) Armatures transversales (art 7.5.2.2RPA/version 2003) .....	170
VI.2.3 Calcul des armatures longitudinales .....	171
1-Poutres principales( <b>25 × 35</b> ) .....	173
2-Poutre secondaires( <b>25 × 30</b> ) .....	173
VI.2.4 Vérification des armatures longitudinales .....	173
VI.2.5 Vérification à L'ELS .....	179
1. Etat d'ouverture des fissures .....	179
2. Etat limite de compression du béton .....	179

VI.3 Ferrailage des voiles	181
➤ Exposé de la méthode de calcul .....	182
VI.1.Calcul de ferrailage .....	186

## Chapitre VII

VII. 1. Introduction.....	189
VII. 2. Choix du type de fondation : .....	189
VII. 3. Étude du sol .....	190
VII .4 . Dimensionnement .....	190
A) Semelles isolées sous poteaux.....	190
B) Semelles filantes.....	191
- Semelle filante sous voile .....	191
- Semelle filante sous poteux .....	192
VII .5 Pré dimensionnement de la semelle filante .....	195
A) Semelles filantes sous voiles .....	195
B) Semelles filantes sous poteaux .....	196
VII .6 Dimentionnement de la semelle.....	197
VII . 7 Calcul de la poutre de rigidité.....	197
VII .8 Calcul du ferrailage.....	197
VII .9 Ferrailage des Longrine .....	199

## Chapitre VIII

VIII .1. Introduction .....	201
VIII .2. Pré-dimensionnement du mur plaque.....	201
VIII .3. Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol .....	201
VIII .4. Détermination des sollicitations .....	201
VIII .5. Calcul à l 'ELU .....	202
VIII .6. Calcul à l 'ELS .....	202
VIII .7. Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m.....	203
VIII.8. Calcul du moment sollicitant.....	203

VII .9 Ferrailage a l'ELU .....	205
VIII .10. Recommandations du RPA 99 version 2003.....	205
VIII .11. Vérification à l'ELS .....	205
<b>Conclusion générale</b>	<b>206</b>
Bibliographie	

# INTRODUCTION GÉNÉRALE

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses préoccupations privilégiées. A ce jour, la construction connaît un grand essor dans la plupart des pays, et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Il est nécessaire d'assurer la résistance et la stabilité des constructions en tenant compte de la nature et des caractéristiques des matériaux utilisés, du terrain d'implantation et d'autres facteurs. La réponse à cette exigence implique la prise en compte de certaines normes et règlements.

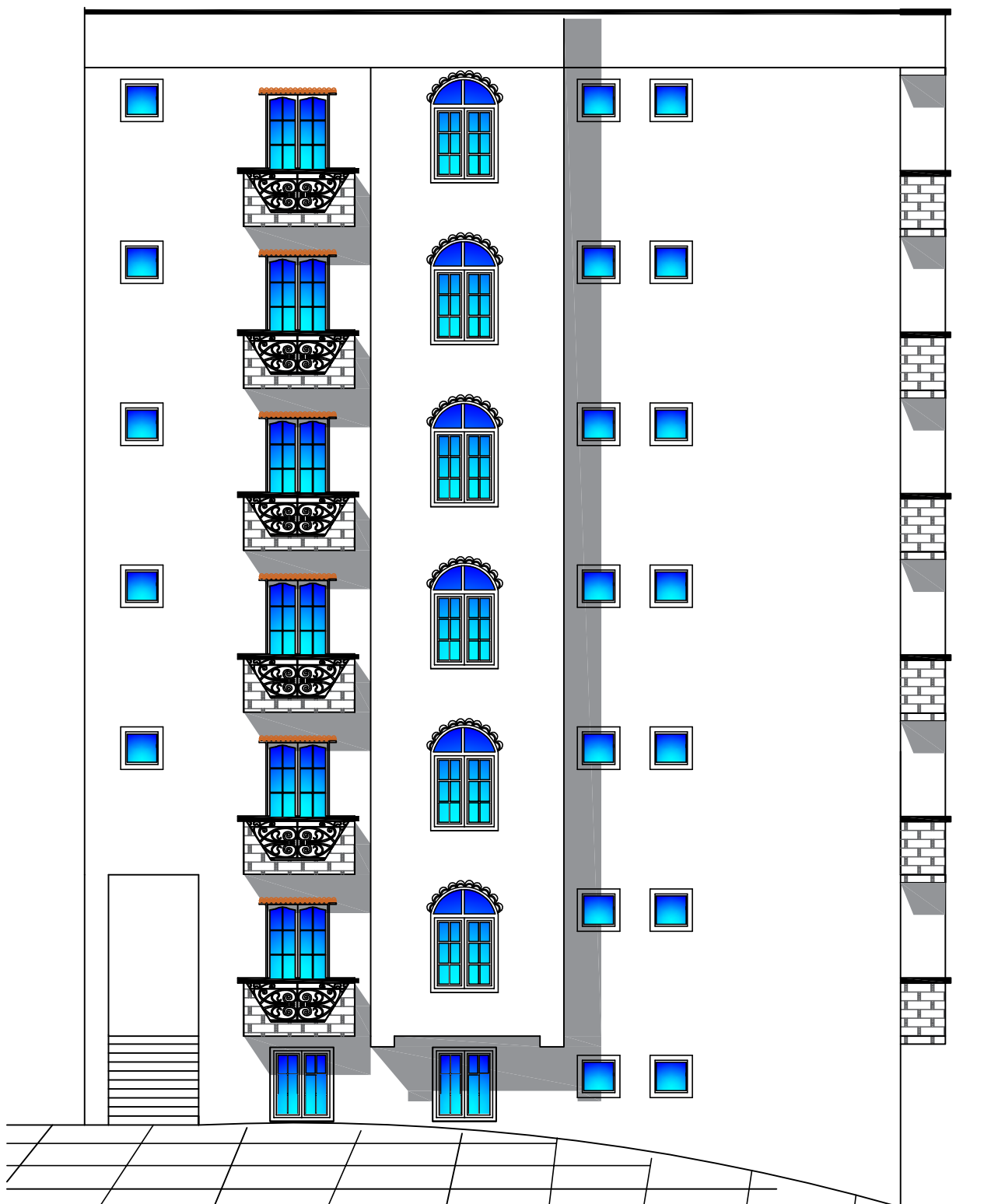
L'étude que nous nous proposons de réaliser dans le cadre d'un mémoire de fin d'étude consiste à dimensionner et à étudier les éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation et services. Cette étude nous doit permettre d'assurer la stabilité et la durabilité de l'ouvrage, ainsi que le confort pour les occupants.

Pour répondre à la problématique posée, notre démarche s'articule autour de huit chapitres.

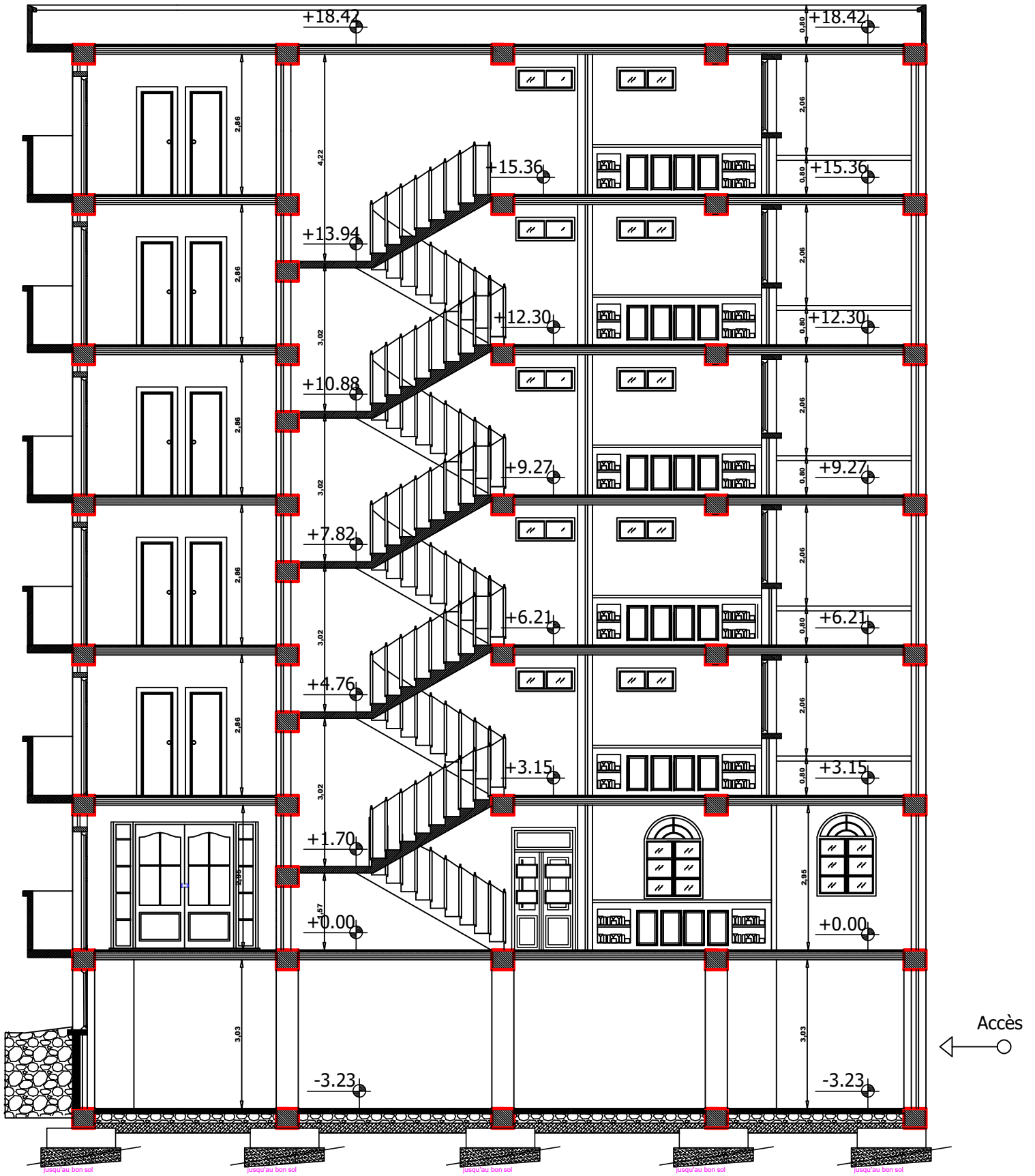
Après la présentation du projet et les principes de calcul vis-à-vis des règlements au premier chapitre, le pré dimensionnement des éléments du bâtiment est exposé au chapitre deux.

Au chapitre trois, nous calculons tous les éléments secondaires tels que les planchers, les escaliers et l'acrotère. Une fois que la disposition des voiles est adoptée, la structure est soumise au spectre de réponse du RPA99 version 2003. Sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS. Le calcul du ferrailage des éléments structuraux est exposé dans le chapitre six. L'étude des fondations fait l'objet du septième chapitre:-

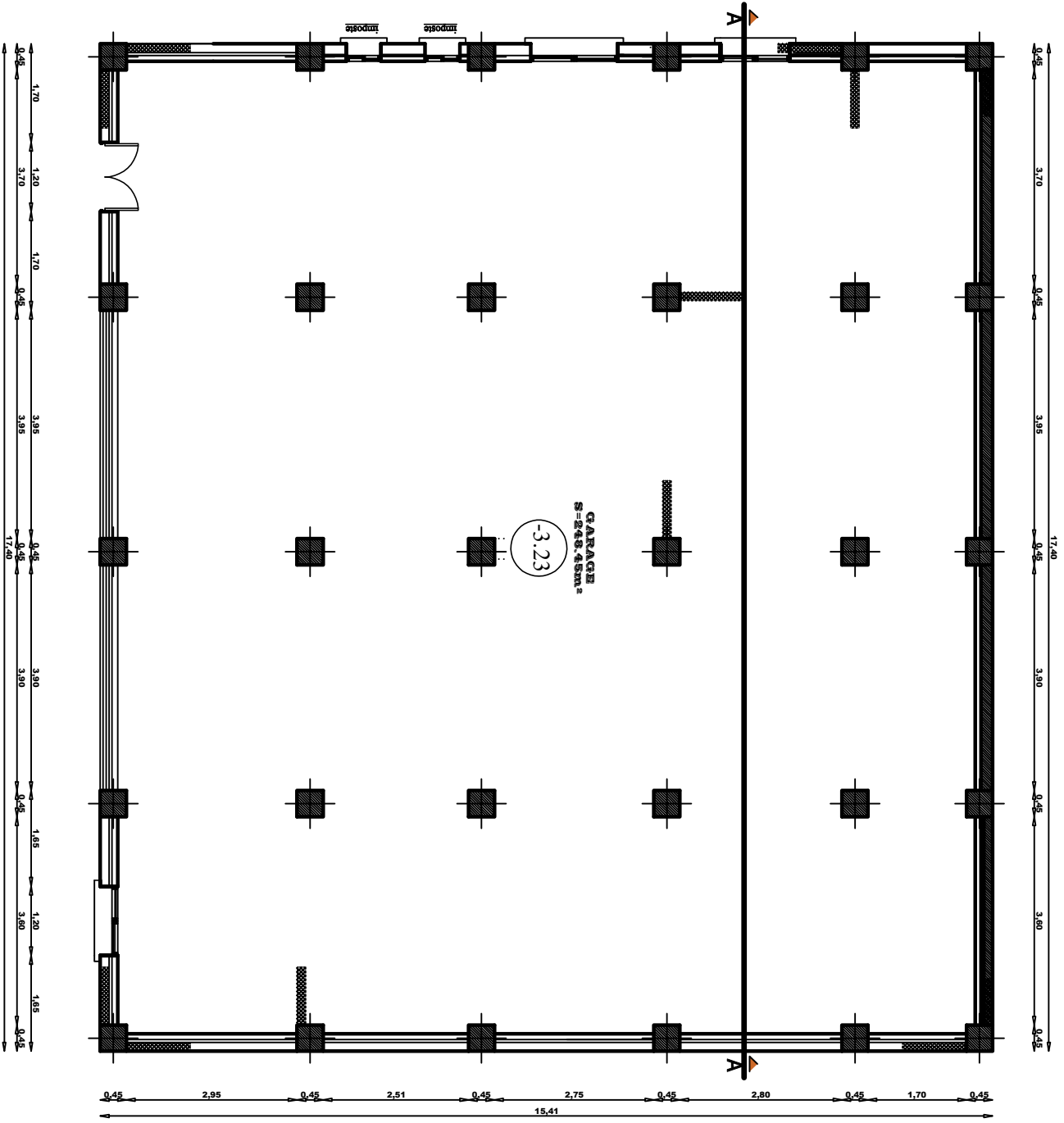
Tous les calculs ont été menés en utilisant différents codes de calcul et de conception des structures en Génie Civil : Conception en Béton Armé (CBA), Règles de calcul du Béton Armé aux Etats Limites (BAEL91) et Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 /version 2003).



**FACADE PRINCIPAL**  
**ECH: 1/50**

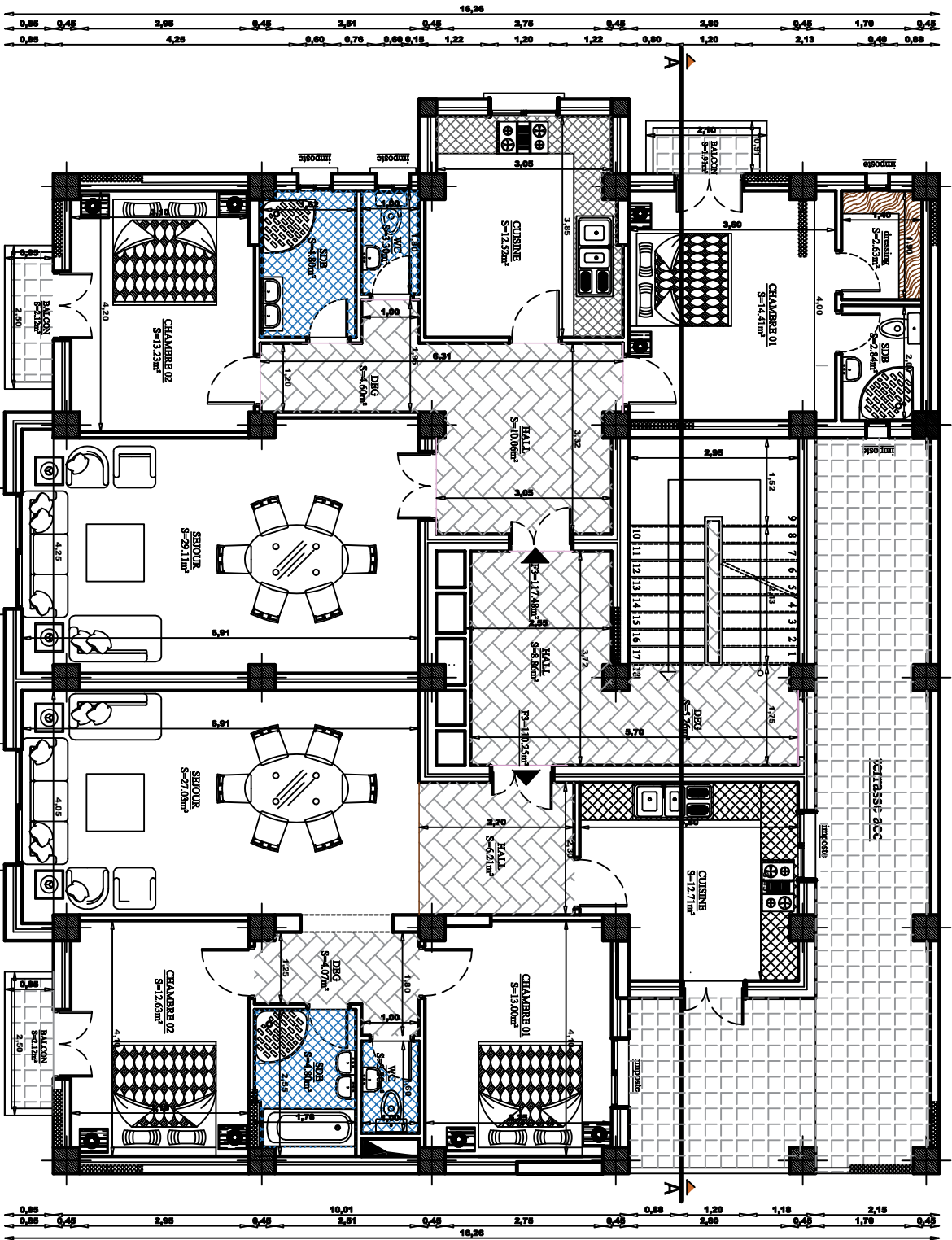


**COUPE AA**  
**ECH: 1/50**



VUE EN PLAN DU SOUS/SOL  
ECH. 1/50





VUE EN PLAN DE L'ÉTAGE  
 COUVRANT  
 ECH: 1/50

## Introduction

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

Le présent projet consiste à l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment (RDC+5+ +SS) à usage d'habitation et de service, contreventé par des portiques et voiles.

Cet ouvrage sera implanté à Tizi-Ouzou qui est classé comme zone de moyenne sismicité (zone IIa) (Annexe I du RPA 99/ version 2003).

### I-1- Réglementation utilisée

Afin de garantir la stabilité de notre ouvrage, ainsi que la sécurité des usagers pendant et après la réalisation de l'ouvrage nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur à savoir :

- Règles parasismiques algériennes (RPA 99/version 2003)
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91 révisé 99).
- DTR B.C .2.2 : Charges permanentes et charges d'exploitation.

### I-2- Description de l'ouvrage

Notre ouvrage est classé en groupe d'usage 2 : « Ouvrages courants ou d'importance moyenne » (Bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.) (Article 3.2 du RPA 99 / version 2003).

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

- Un rez-de-chaussée à usage d'habitation
- 05 étages à usage d'habitation.
- Une cage d'escalier.
- Un sous-sol à usage de garages.

### I-3- Caractéristiques géométriques

- Hauteur totale.....H=21.68 m
- Longueur totale.....L= 17.40m
- Largeur totale ..... l = 15.41 m
- Hauteur du RDC .....h = 3.15 m
- Hauteur d'étage courant .....h = 3.06 m
- Hauteur de sous-sol ..... h= 3.23 m

### I-4- Éléments composant la structure

#### I-4-1 La superstructure :

##### Ossature du bâtiment

Les Règles Parasismiques Algériennes « RPA 99/ Version 2003 » préconisent, pour toute structure dépassant une hauteur de 14 mètres en zone IIa, une ossature mixte faite en voiles et

portiques.

### Les portiques

Ils sont en béton armé, constitués de poteaux et poutres, qui doivent être disposés d'une façon à:

- Reprendre les charges et surcharges verticales.
- Transmettre directement les efforts aux fondations.

### Les voiles

Sont des éléments verticaux en béton armé, disposés dans les deux sens transversal et longitudinal ; ils assurent :

- D'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse).
- Et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement).

### Les planchers

Les planchers sont des plans horizontaux séparant deux niveaux successifs d'un bâtiment, capables de supporter les charges et surcharges d'exploitation du bâtiment. Comme ils doivent répondre à l'exigence de l'isolation thermique et acoustique de la structure en plus d'assurer le passage des différents types de gaines et conduites (eau, chauffage, électricité,...). Dans notre bâtiment nous distinguons deux types de planchers :

#### a) Plancher en corps creux

Porté par des poutrelles disposées parallèlement à la petite portée des travées (espacées de 65 cm) sur lesquelles on pose les corps creux (Hourdis).

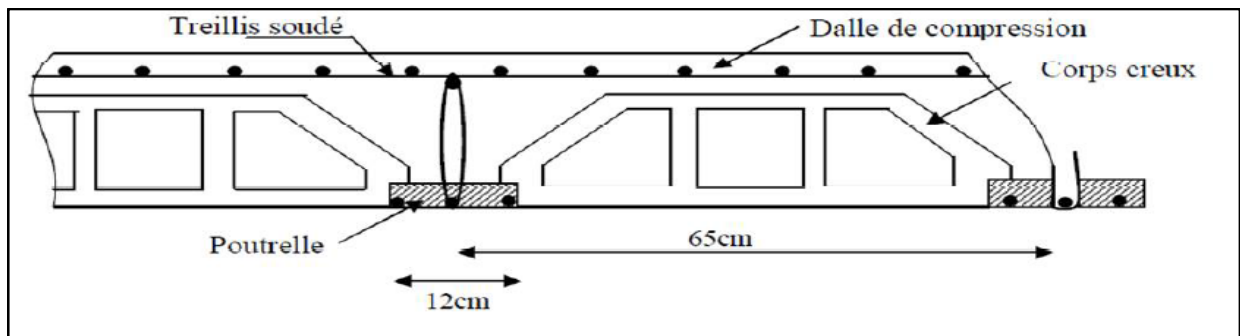


Figure I.1 : Les éléments constituant un plancher (étage courant)

#### b) Plancher en dalle pleine

Réalisé en béton armé, ils sont généralement coulés sur place. Les balcons de notre structure sont réalisés en dalle pleine.

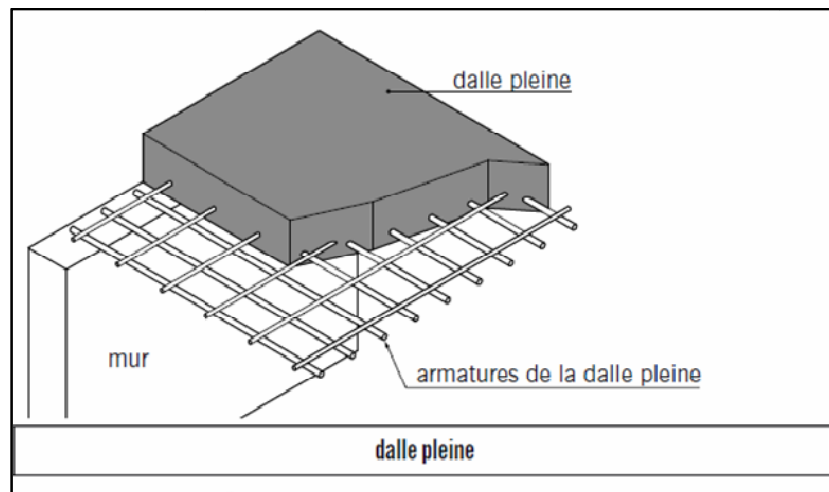


Figure I.2 : Dalle pleine

### Les escaliers

C'est un ouvrage réalisé en béton armé, il constitue par une série de marches et contre marches permettant de desservir les différents étages d'une construction. On appelle cage d'escalier l'espace correspondant à son encombrement.

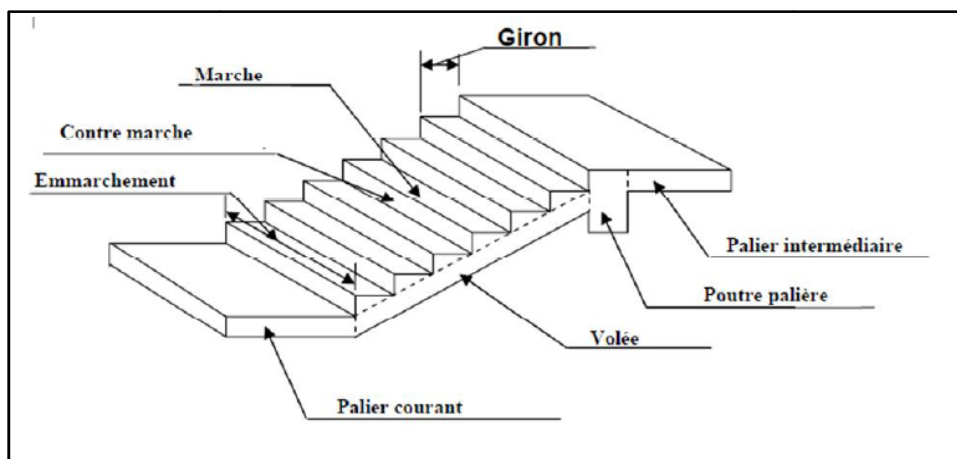


Figure I.3 : Composants d'un escalier

### Les revêtements

Carrelage pour les planchers et les escaliers.

Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.

Enduit en ciment pour les murs de façade et les cages d'escaliers.

Plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.

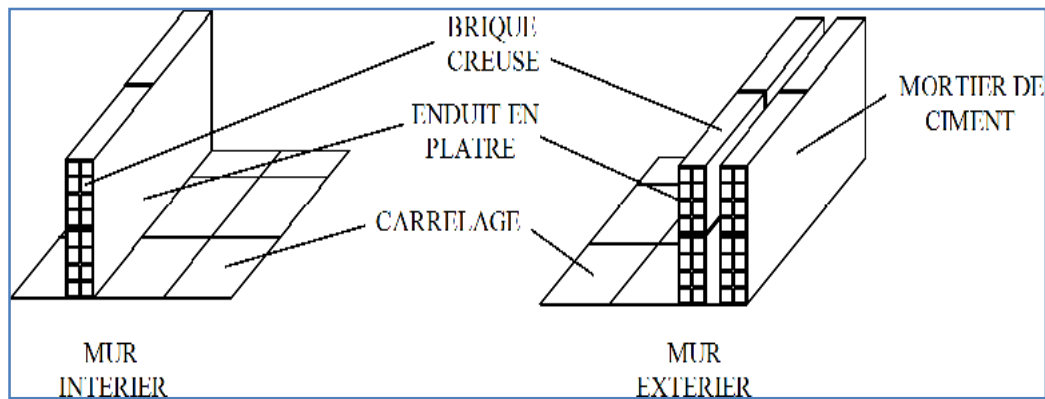
### La maçonnerie en brique

#### a) Murs extérieurs

Les façades extérieures sont réalisées en double cloisons de deux briques creuses, 15cm d'épaisseur pour la cloison externe, et 10cm pour la cloison interne avec une lame d'air de 5cm.

#### b) Murs intérieurs

Ils sont réalisés en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.



**Figure I.1 : Schéma du mur intérieur et du mur extérieur.**

### Les Voiles

Sont des murs en béton armé, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage. Leur rôle est de reprendre les efforts horizontaux dus à l'action du séisme. Ils sont caractérisés par une forme géométrique spécifique qui leur offre une importante inertie, grâce à laquelle ils soulagent considérablement les poteaux et les poutres dans une structure mixte (portiques - voiles).

### Acrotère

L'acrotère est un élément en béton armé dont la hauteur est de 60 cm, qui vient se greffer à la périphérie de la toiture. Il a pour but de permettre un bon façonnement de l'étanchéité.

### I-4-2 l'infrastructure :

#### Les fondations

Ce sont des ouvrages en béton armé qui ont pour rôle de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles...etc.). Ces éléments transmettent les charges au sol, soit directement : (cas des semelles filantes ou radier général), soit par l'intermédiaires d'organe : (cas des semelles reposant sur pieux).

Le choix du mode de fondation à adopter est en fonction des conditions de résistances et de tassement liées aux caractéristiques physiques et mécaniques des sols. Il existe trois types de fondations:

- Les fondations superficielles.
- Les fondations profondes.
- Les fondations semi-profondes.

### I-5- Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés

Dans notre ouvrage nous allons utiliser deux matériaux essentiels : le béton et l'acier qui doivent satisfaire les règles parasismiques algériennes (RPA99/ version 2003) ainsi que les règles de béton armé aux états limite (BAEL 91/ modifié 99).

## Les états limites

On appelle un état limite, un état particulier au-delà duquel une structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue. Nous distinguons deux états limites :

### L'état limite ultime (ELU)

Il s'agit de l'état pour lequel la valeur maximale de la capacité portante est atteinte, et son dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage. Ils correspondent à la limite :

- Stabilité de forme : non flambement de la structure
- de l'équilibre statique : non renversement de la construction.
- de résistance pour les matériaux constitutifs: le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression affectée d'un coefficient de sécurité

A l'état limite ultime, la contrainte du béton  $\sigma_b$  s'écrit :

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

Avec :

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité du béton qui a pour valeurs :

$\gamma_b$  : 1.5 pour les situations durables,

$\gamma_b$  : 1.15 pour les situations accidentelles.

$\theta$  : coefficient fixé en fonction de la durée d'application et l'action considérée.

Durée d'application	t > 24h	1h < t < 24h	t < 1h
$\theta$	1	0.9	0.85

### L'état limite de service ELS

Il correspond à des conditions normales d'exploitation et de durabilité. Il n'est pas suffisant qu'une construction soit stable et résistante, il est aussi nécessaire qu'elle ne présente pas une fissuration ou des déformations excessives. Cela peut entraîner des désordres dans les revêtements et les cloisons et donc une gêne sérieuse à l'exploitation.

Il est donc nécessaire d'effectuer des vérifications portant sur :

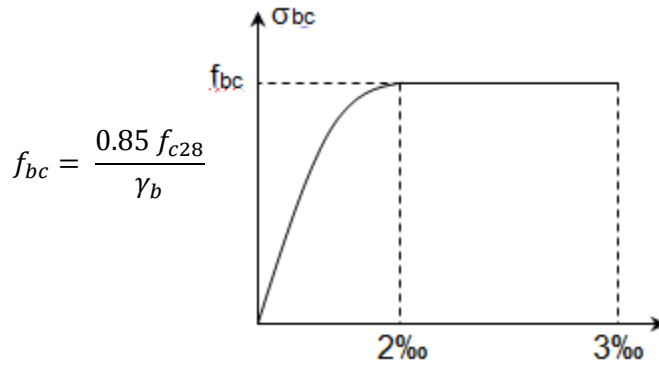
la limite d'ouverture : cela évite la corrosion rapide des aciers et donc augmente la durabilité et la sécurité des ouvrages.

la limitation de compression du béton.

la limite de déformation : les déformations (flèches par exemple) doivent rester dans les limites admissibles c'est-à-dire compatibles avec l'utilisation de l'élément.

À l'état limite de service, la contrainte de compression du béton est limitée à :

$\sigma_b = 0.6 f_{cj}$  (Article 4.5.2 du BAEL91 / modifié 99)



**Figure I.5 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU)**

### I-5-1- Le béton

Le béton est un mélange qualitatif et quantitatif constitué d'un mélange de ciment, de granulats (sable et gravier), auquel on ajoute de l'eau dite eau de gâchage, un matériau de type fragile, qui a une résistance à la traction faible par rapport à la résistance à la compression.

La masse volumique du béton est  $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$ .

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir :  
une résistance mécanique élevée.

un retrait minimum.

une bonne tenue dans le temps.

Pour notre projet on utilise un béton courant dosé à  $350 \text{ kg/m}^3$  de ciment.

### Caractéristiques physiques et mécaniques du béton

#### Résistance du béton à la compression $f_{cj}$

La résistance à la compression d'un béton à un âge de «j» jours, est mesurée par compression axiale, sur des éprouvettes normalisées de forme cylindrique, de diamètre 16 cm et une hauteur  $h = 32 \text{ cm}$ . (essais d'écrasement d'éprouvettes normalisées).

Du point de vue mécanique, le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours de durcissement notée  $f_{c28}$ .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton à l'âge  $j < 28$  jour, sa résistance à la compression est calculée selon les formules ci-dessous : **(Art.A2.1,11.BAEL.91 modifié99)**.

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

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

$$f_{cj} = 1,10 f_{c28} \quad \text{Pour } j > 28 \text{ jours}$$

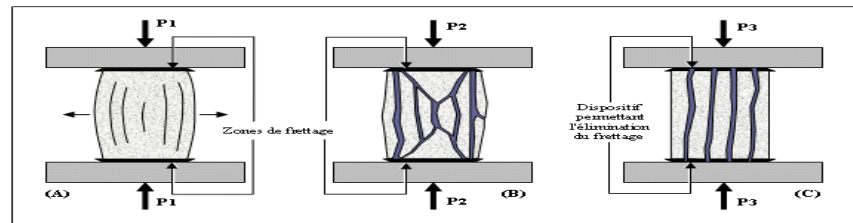


Figure I.6 : Essais d'écrasement par compression axiale sur des éprouvettes.

### Résistance à la traction $f_{tj}$

La résistance à la traction du béton à «j» jour est conventionnellement définie en fonction de la résistance à la compression comme suit : (Art .A.2 .1.12 BAEL 99)

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \text{ en MPA} \quad \text{d'où} \quad f_{tj} = 0,6 + 0,06(25) = 2,1 \text{ MPA.}$$

Dans notre cas on a  $f_{c28} = 25\text{MPa}$  donc  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPA}$

### Contrainte limite de cisaillement (Art.5.1.1 BAEL91/modifié 99)

Elle est donnée par la formule suivante :  $\tau_u = \frac{v_u}{b_0 d}$

Avec :

$v_u$ : L'effort tranchant ultime agissant sur la section cisailée.

$b_0$  : largeur de l'âme.

$d$ : hauteur utile de la poutre ( $d = h - c$ ).

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

la fissuration est non préjudiciable (peu nuisible) :  $\zeta_u \leq \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma b}; 5\text{MPa}\right)$

Si la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable :  $\zeta_u \leq \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma b}; 4\text{MPa}\right)$

### Module d'élasticité du béton E

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux modules de déformation longitudinale :

#### ➤ Module de déformation longitudinale instantané (Art A-2.1, 21 BAEL99)

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{ij}$  est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}$$

Cette formule n'est valable que pour les bétons habituels durcissant naturellement sur le chantier .

Dans notre cas  $f_{c28} = 25\text{MPa} \rightarrow E_{ij} = 32164, 20\text{MPa}$

#### ➤ Module de déformation longitudinale différée (Art A-2.1, 22 BAEL99)

Le module de déformation longitudinale différée, qui dépend de la résistance caractéristique

à la compression du béton, permet de calculer la déformation finale du béton.  $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$  (MPa)

$F_{cj}$  : la résistance du béton à la compression à (j) jours

$$\begin{cases} E_{vj} = 3700 \left(f_{cj}^{\frac{1}{3}}\right) \text{ si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.} \\ E_{vj} = 4400 \left(f_{cj}^{\frac{1}{3}}\right) \text{ si } f_{c28} > 60 \text{ MPa, sans fumée de silice.} \\ E_{vj} = 6100 \left(f_{cj}\right) \text{ si } f_{c28} > 60 \text{ MPa, avec fumée de silice.} \end{cases}$$

Dans notre cas pour j = 28 jours donc  $f_{cj} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$ .

➤ **Module de déformation transversale (Art. A.2.1.3 BAEL91 modifié 99)**

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

Sa valeur est donnée par la formule suivante :  $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

Avec :

**E** : module de Young.

**ν** : Coefficient de poisson

➤ **Coefficients de poisson (Art A.2.1, 3 .BAEL91 modifié 99)**

Le coefficient de poisson ( $\nu$ ) est le rapport entre la déformation transversale relative et la déformation longitudinale relative ; il est donné par :  $\nu = \frac{\Delta d}{d} / \frac{\Delta l}{l}$

Il sera pris égal à :

- $\nu = 0$  pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU).
- $\nu = 0.2$  pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS)

### I-5-2- L'acier

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, il est utilisé pour reprendre les efforts de traction, de cisaillement et de torsion qui ne peuvent pas être repris par le béton. Ils sont caractérisés par leurs limites élastiques et se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface. En général, les aciers utilisés sont de trois types :

**Les ronds lisses (RL)** : (fe E215) et (fe E235) correspondent à des limites d'élasticité garanties de 215MPa et 235 MPa respectivement.

**Les aciers à hautes adhérences (HA)** : (fe E400) et (fe E500) correspondent à des limites garanties d'élasticité de 400 MPa et 500 MPa respectivement.

**Treillis soudés** : Ce sont des grillages en fils écrouis se croisant perpendiculairement et soudés électriquement en leurs points de croisement. Les espacements entre axes sont égaux.

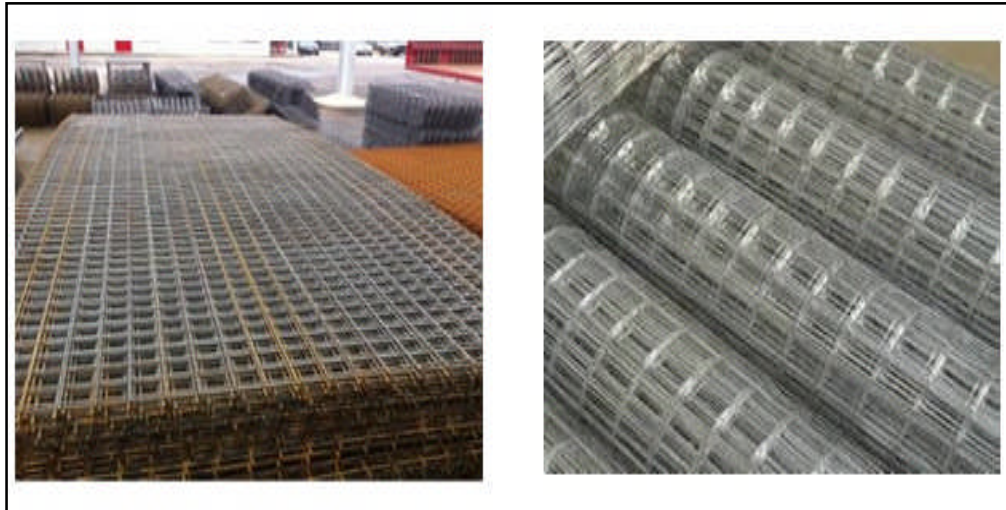


Figure I.7 : Treillis soudés

### Caractéristiques physiques et mécaniques de l'acier

Types d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe (MPa)	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la rupture (‰)	Coefficient de fissuration	Coefficient de Scellement ( $\Psi$ )
Aciers en barre	Haute adhérence FeE400	HA	400	480	10	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé T L 520 ( $\Phi < 6\text{mm}$ )	TS	520	550	8	1,3	1

Tableau I.1 : Caractéristiques des aciers utilisés

#### Module d'élasticité longitudinale

Le module de déformation longitudinale  $E_s$  sera pris :

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPA} \quad (\text{BAEL91/ modifié99, A.2.2.1})$$

#### Contrainte limite dans les aciers (BAEL91/ modifié99, Art A.4.3.1)

#### État limite ultime

Les armatures sont destinées à équilibrer et à reprendre les efforts de traction, et elles sont utilisées jusqu'à leur limite élastique avec une nuance de sécurité.

La contrainte limite de l'acier est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{st} = \frac{F_e}{\gamma_s} \quad (\text{BAEL91/modifié99 Art A.2.1.2})$$

Avec :

$\sigma_{st}$  : La contrainte d'acier à l'ELU.

$f_e$ : Contrainte d'élasticité de l'acier.

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité

$\gamma_s = 1.15$  Situation courante. (**BAEL91/modifié99 Art A.4.3.2**)

$\gamma_s = 1.00$  Situation accidentelle.

### Diagramme contraintes-déformations

Pour les états limites ultimes les contraintes de calcul ( $\sigma_s$ ) dans les armatures longitudinales sont données en fonction de déformation ( $\epsilon_s$ ) de l'acier définie par le diagramme suivant :

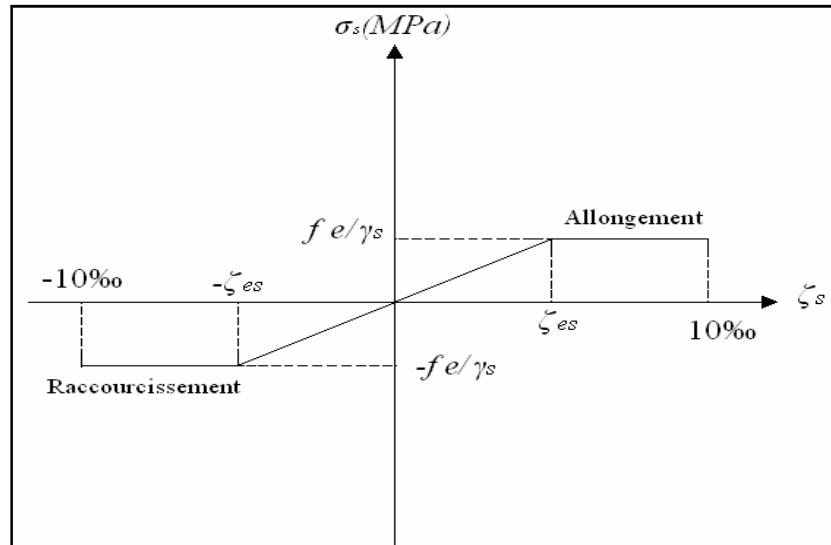


Figure I.8 : Diagramme contraintes-déformations du l'acier

### État limite de service

Pour limiter les fissurations et l'importance des ouvertures dans le béton, on doit limiter la contrainte dans l'acier en fonction de la fissuration :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

### Fissuration peu préjudiciable (BAEL91/modifié99 Art A 4.5.3.2)

Aucune vérification n'est à effectuer.

### Fissuration préjudiciable (BAEL91/modifié99 Art A.4.5.3.3)

Lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations ils peuvent être alternativement noyés et émergés en eau douce, Il faut vérifier que :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \text{ MPa}$$

Avec :

$f_e$  : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés.

$f_{t28}$  : résistance caractéristique à la traction du béton (MPa).

$\eta$  : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$  pour les aciers ronds lisses et treillis soudés.

$\eta = 1.3$  pour les aciers de haute adhérence ( $\phi < 6\text{mm}$ ).

$\eta = 1.6$  pour les aciers de moyenne adhérence ( $\phi > 6\text{mm}$ ).

#### **Fissuration très préjudiciable (BAEL91/modifié99 Art A.4.5.3.4)**

Lorsque les éléments en œuvre sont exposés à un milieu agressif (eau de mer, l'atmosphère marine ou aux gaz) ou bien doivent assurer une étanchéité. Il faut vérifier que :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(0,5f_e ; 90\sqrt{\eta f_{tj}}) \text{ MPa}$$

#### **I-6- Protection d'armatures (Art A. 7.1 BAEL91/ modifié 99)**

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

**C  $\geq$  5cm** : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.

**C  $\geq$  3cm** : Pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).

**C  $\geq$  1cm** : pour les parois situées dans les locaux non exposées aux condensations.

Le pré dimensionnement a pour but de définir les dimensions des différents éléments de la structure (poteaux, poutres, voiles...etc.).

Ces dimensions sont choisies selon les exigences réglementaires du RPA 99 version 2003 et du BAEL 91 modifié 99. Les dimensions obtenues ne sont pas définitives. Elles peuvent être augmentées après vérification dans la phase du dimensionnement.

## II-1 Pré dimensionnement des éléments

### II-1-1 Les planchers

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

Résister : les planchers sont supposés être infiniment rigides dans le plan horizontal, ils doivent supporter leur poids propre et les surcharges du niveau et de transmettre ces charges aux poutres qui les transmettent à leurs tours aux poteaux puis aux fondations.

Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.

Assurer l'étanchéité à l'eau et à l'humidité.

Protéger contre les incendies

Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.

Dans notre projet, on distingue un seul type de planchers. Ce derniers sont constitués d'un corps creux d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.

La hauteur du plancher est obtenue par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \quad (\text{ArtB6.8.424/BAEL91})$$

Avec : ht : hauteur du plancher.

L : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

Le RPA exige pour les poteaux :  $\min(b, h) \geq 25$  cm en zone II a, on prend  $\min = 25$  cm. Dans notre cas :  $L = 340 - 25 = 315$  cm  $h_t = (315 / 22.5) = 14$  cm. **Soit  $h_t = 20$  cm**

On prend un plancher (16+4) cm valable pour tous les niveaux, avec :

épaisseur du corps creux : **16cm.**

épaisseur de la dalle de compression : **4 cm.**

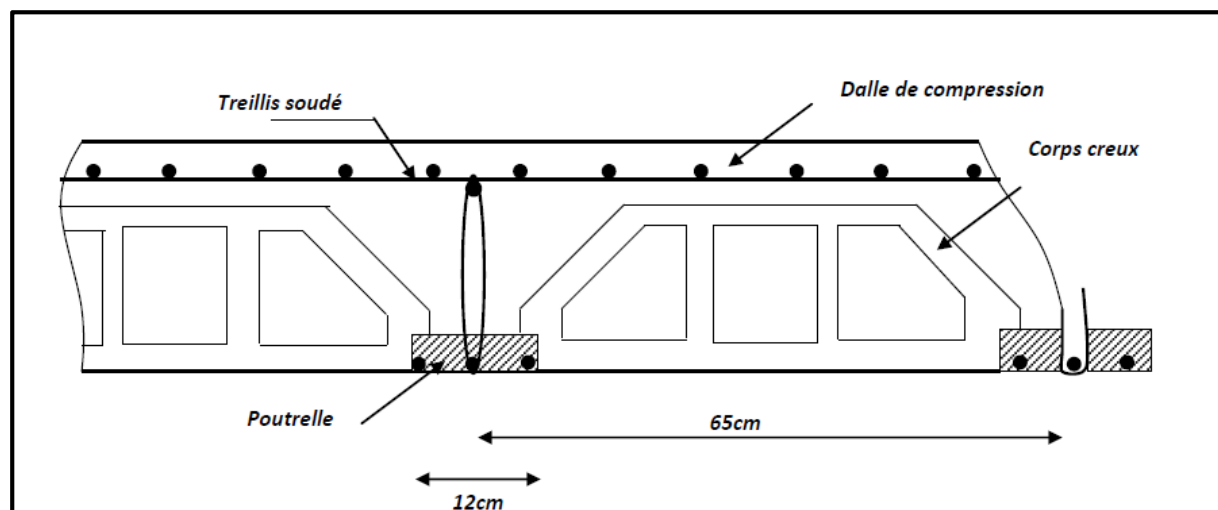


Figure II.1 Coupe transversale d'un plancher en corps creux (16+4)

### II-1-2 Les poutres

Les poutres sont des éléments en béton armé coulé sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges émanant des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Les dimensions transversales de la section rectangulaire de la poutre à savoir la hauteur totale  $h_t$  et la largeur  $b$  doivent répondre aux conditions suivantes :

$$\text{Hauteur « } h_t \text{ » : } \frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad (\text{Art A.4.14 BAEL.91})$$

$$\text{Largeur « } b \text{ » : } 0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

Avec  $h$  : la hauteur de la poutre et  $b$  la largeur de la poutre.

$L_{\max}$  : étant la portée libre de la plus grande travée considérée.

Par ailleurs l'article 7.5.2 du RPA exige les conditions telles que :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

**Poutres principales :**

Sachant que :  $L_{\max} = 440 - 25 = 415 \text{ cm}$

$$\frac{415}{15} \leq ht \leq \frac{415}{10} \rightarrow 27.66 \text{ cm} \leq ht \leq 41.5 \text{ cm}. \text{ On prend : } \mathbf{ht=35 \text{ cm}.}$$

Par conséquent, la largeur  $b$  sera :  $0.4ht \leq b \leq 0.7ht$

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}. \text{ On prend : } \mathbf{b=25 \text{ cm}}$$

**Vérification des exigences de RPA 99 version 2003(Art 7.5.1)**

$h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \rightarrow$  condition vérifiée.

$b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \rightarrow$  condition vérifiée.

$h_t / b = 35 / 25 = 1.4 \leq 4 \rightarrow$  condition vérifiée.

La section des poutres principales est donc :  $\mathbf{(b \times ht) = (25 \times 35) \text{ cm}^2}$ .

**Poutres secondaires :**

Sachant que  $L_{\max} = 340 - 25 = 315 \text{ cm}$

$$\frac{315}{15} \leq ht \leq \frac{315}{10} \rightarrow 21 \text{ cm} \leq ht \leq 31.5 \text{ cm}. \text{ On prend : } \mathbf{ht=30 \text{ cm}.}$$

La largeur  $b$  est :  $0.4ht \leq b \leq 0.7ht$

$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}. \text{ On prend : } \mathbf{b=25 \text{ cm}.}$$

**Vérification des exigences de RPA 99 version 2003(Art 7.5.1) :**

$h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \rightarrow$  condition vérifiée.

$b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \rightarrow$  condition vérifiée.

$h_t / b = 30 / 25 = 1.2 \leq 4 \rightarrow$  condition vérifiée.

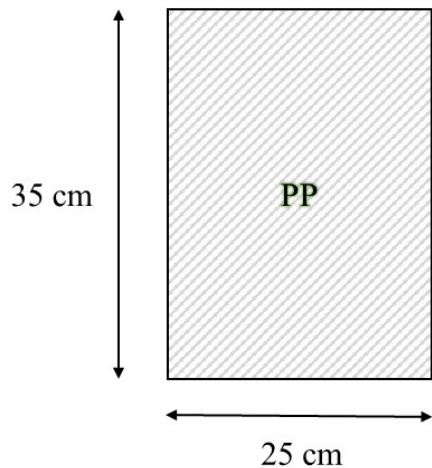
La section de la poutre secondaire est donc :  $\mathbf{(b \times ht) = (25 \times 30) \text{ cm}^2}$ .

**Conclusion :**

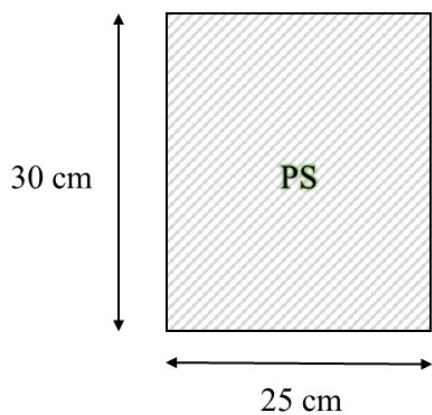
Les conditions imposées par RPA99 sont toutes vérifiées. Les sections adoptées sont comme suit :

**Poutres principales :**  $\mathbf{(25 \times 35) \text{ cm}^2}$

**Poutres secondaires :**  $\mathbf{(25 \times 30) \text{ cm}^2}$



**Figure II.2** Section des poutres principales (sens transversal)



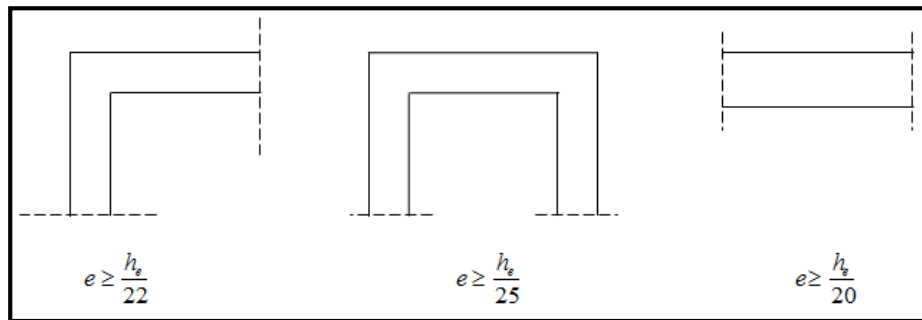
**Figure II.3** Section des poutres secondaires (sens longitudinal)

### II-1-3 Les voiles

Les voiles sont des murs en béton armé leur pré dimensionnement est justifié par l'article 7.7.1 du RPA 99/V2003. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme ou vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux et les transmettre aux fondations. D'après le **RPA 99 /2003 article 7.7.1**, les voiles doivent satisfaire la condition suivante :  $L \geq 4e$

Avec  $L$  et  $e$  respectivement la portée et l'épaisseur du voile.

De même l'article 7.7.1 RPA 99 version 2003 spécifie une épaisseur minimale de 15 cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités comme l'indique la figure suivante :



**Figure II.4 Épaisseurs des voiles - coupe en élévation**

Dans notre projet, le cas le plus défavorable est :  $e \geq \frac{h_e}{20}$

Avec :  $h_e = h - e_p$  où  $e_p$  est la hauteur du plancher = 20cm.

Pour le sous sol et le RDC :

$$H_{ss} = 3,23m = 323cm \Rightarrow h_e = 323 - 20 = 303cm \Rightarrow e_p \geq \frac{303}{20} = 15.15 \text{ cm} ; e_p \geq 15 \text{ cm.}$$

$$H_{RDC} = 3,15m = 315cm \Rightarrow h_e = 315 - 20 = 295 \text{ cm} \Rightarrow e_p \geq \frac{295}{20} = 14.75cm ; e_p \geq 15 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour les étages courants: } H_{ec} = 3.06m = 306cm \Rightarrow h_e = 306 - 20 = 286cm \Rightarrow e \geq \frac{286}{20} =$$

$$14.3 \text{ cm} ; e_p \geq 15 \text{ cm}$$

**Conclusion :** On opte pour l' épaisseur des voiles :

**e = 20 cm** pour le sous sol

**e = 15 cm** pour les autres niveaux .

Niveau	ZONE	Epaisseur de voile
sous-sol + RDC	I	20
1 <sup>er</sup> étage	II	15
2 <sup>ème</sup> étage		
3 <sup>ème</sup> étage	III	15
4 <sup>ème</sup> étage		
5 <sup>ème</sup> étage		

$$L \geq 4e = 80 \text{ cm} \geq 80 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Notre structure doit comporter des voiles ayant une dimension au moins égale à 80 cm.

## II-2 Détermination des charges et surcharges

Le but de la descente des charges est de déterminer pour chaque élément porteur la charge qui lui revient au niveau de chaque étage jusqu'à la fondation.

Soient : **G**: Charges permanentes.

**Q**: Surcharges d'exploitation.

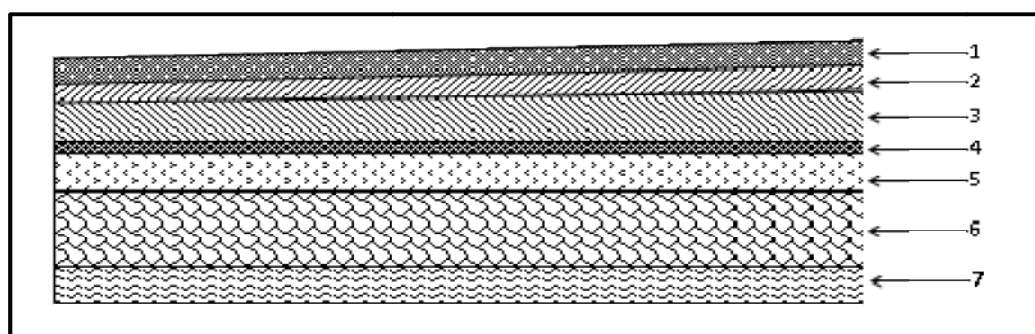
### II-2-1 Charges permanentes :

#### II-2-1-1 Les Planchers

##### Plancher terrasse en corps creux

**Tableau II.1** Caractéristiques du plancher terrasse inaccessible

N°	Désignation	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	G (KN/m2)
1	Couche de gravier	0.05	20	1
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente en béton	0.06	22	1.32
4	Feuille de polyane	0.01	1	0.01
5	Isolation thermique	0.04	4	0.16
6	Plancher en corps creux	0.20	14	2.8
7	Enduit sous plafond en plâtre	0.02	10	0.2
<b>G total =</b>				<b>5.61 KN/m2</b>



**Figure II.5** Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible

## Plancher d'étage courant

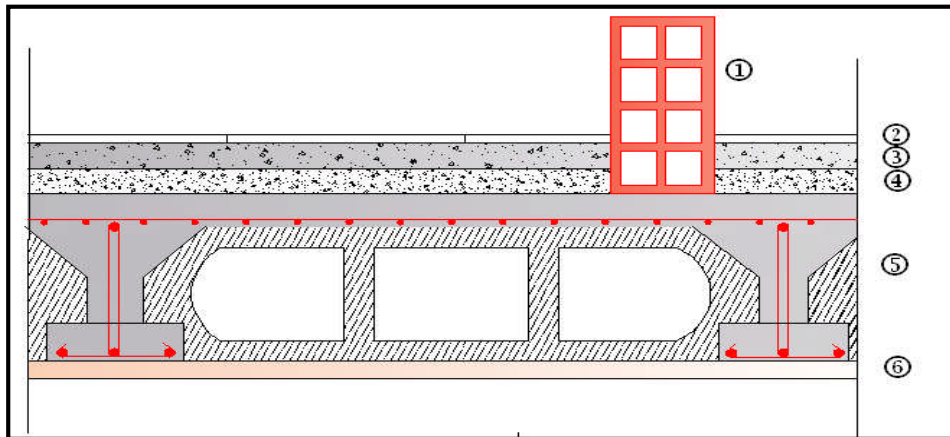


Figure II.6 Coupe transversale du plancher courant

Tableau II.2 Caractéristiques du plancher étages courants

N°	Désignation	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/ m <sup>2</sup> )
1	Cloison en briques creuses (y compris enduit en plâtre)	0,10 + 0,04	9 + 10	0,90 + 0,40 = 1,30
2	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
3	Mortier de pose	0,02	20	0,4
4	Couche de sable	0,03	18	0,54
5	Plancher en corps creux (Hourdis et table de compression)	0,20	14	2,8
6	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
<b>G total =</b>				<b>5,64 KN/ m<sup>2</sup></b>

## II-2-1-2 Maçonneries :

## Mur extérieur

Tableau II.3 Charges revenant aux murs extérieurs

N°	Élément	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charge (KN /m <sup>2</sup> )
1	Enduit ciment	0,02	18	0,36
2	Brique creuse (10 cm)	0,10	9	0,90
3	Lame d'aire	0,05	/	/
4	Brique creuse (10 cm)	0,10	9	0,90
5	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
<b>G total =</b>				<b>2.36KN /m<sup>2</sup></b>

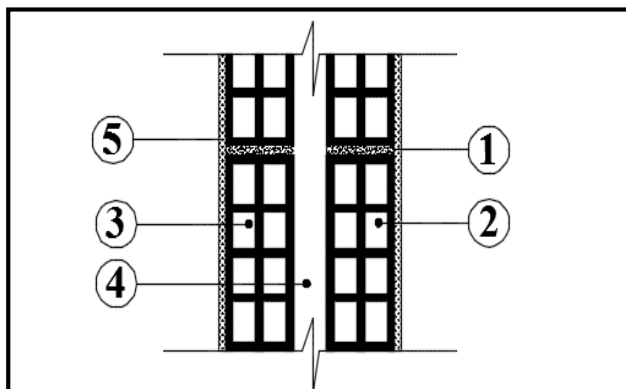


Figure II.7 Coupe transversale d'un mur extérieur

## Mur intérieur

Tableau II.4 Charges revenant aux murs intérieurs

N°	Élément	Épaisseur (m)	Charge (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de plâtre	0,02	0,20
2	Briques creuses	0,10	0,90
3	Enduit de plâtre	0,02	0,20
<b>G total =</b>			<b>1,3 KN/m<sup>2</sup></b>

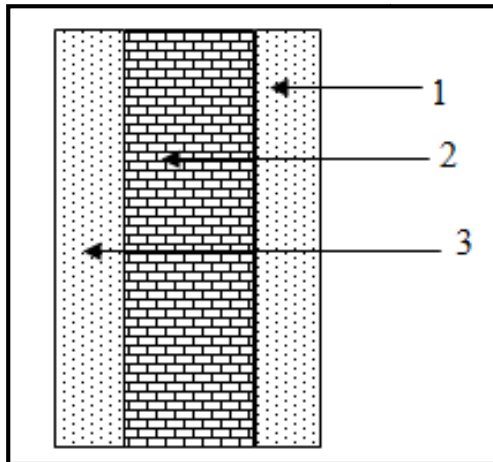


Figure II.8 Coupe transversale du mur verticale

## II-2-1-3 Dalle pleine

Tableau II.5 Charge permanente de la dalle pleine

N0	Éléments	Épaisseur (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
01	Cloisons intérieurs	0.14	/	1.3
02	Carrelage	0.02	20	0.4
03	Mortier de pose	0.02	20	0.4
04	Couche de sable	0.03	18	0.54
05	Dalle pleine	0.15	25	3.75
06	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
<b>G total =</b>				<b>6.59 KN/m<sup>2</sup></b>

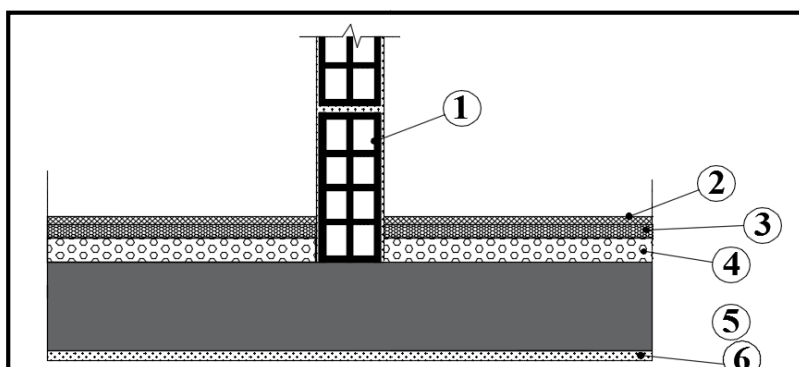


Figure II.9 Coupe transversale de la dalle pleine

## II-2-1-4 Acrotère

La hauteur de l'acrotère est égale à : 60 cm

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

Poids propre :  $G = \rho \times S \times 1m$

$$G = 25 \times 0.1 \times 1\text{ml} = 2.5 \text{ KN/ml}$$

### II.2.2 Surcharges d'exploitation

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR BC.22 comme suit :

Plancher terrasse (inaccessible).....	Q = 1,00 KN/m <sup>2</sup> .
Planchers étages courants à usage d'habitation...	Q = 1,50 KN/m <sup>2</sup> .
Plancher RDC à usage habitation .....	Q = 1,50 KN/m <sup>2</sup> .
Plancher Entresol, à usage garage.....	Q = 2,5 KN/m <sup>2</sup> .
L'escalier.....	Q = 2,50 KN/m <sup>2</sup> .
Balcons.....	Q = 3,50 KN/m <sup>2</sup> .
L'acrotère.....	Q = 1,00 KN/m <sup>2</sup> .

### II-2-3 Pré dimensionnement des poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'ELS en compression simple ; en considérant un effort normal N qui sera appliqué sur la section du béton du poteau le plus sollicité, cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$s \geq \frac{N_s}{0.3f_{c28}} \quad (\text{art7.4.3.1.RPA 99/2003})$$

Avec:  $N_s = G+Q$

$N_s$  : effort normal revenant au poteau considéré ;

$G$  : charges permanentes.

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

$S$ : section des poteaux.

$\sigma_{bc}$  : contrainte de compression admissible du béton

Selon le ( RPA 99 , A7.4.1 ) les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Pour un poteau rectangulaire de la zone IIa , on a :

$$\text{Min } (b, h) \geq 25\text{cm}$$

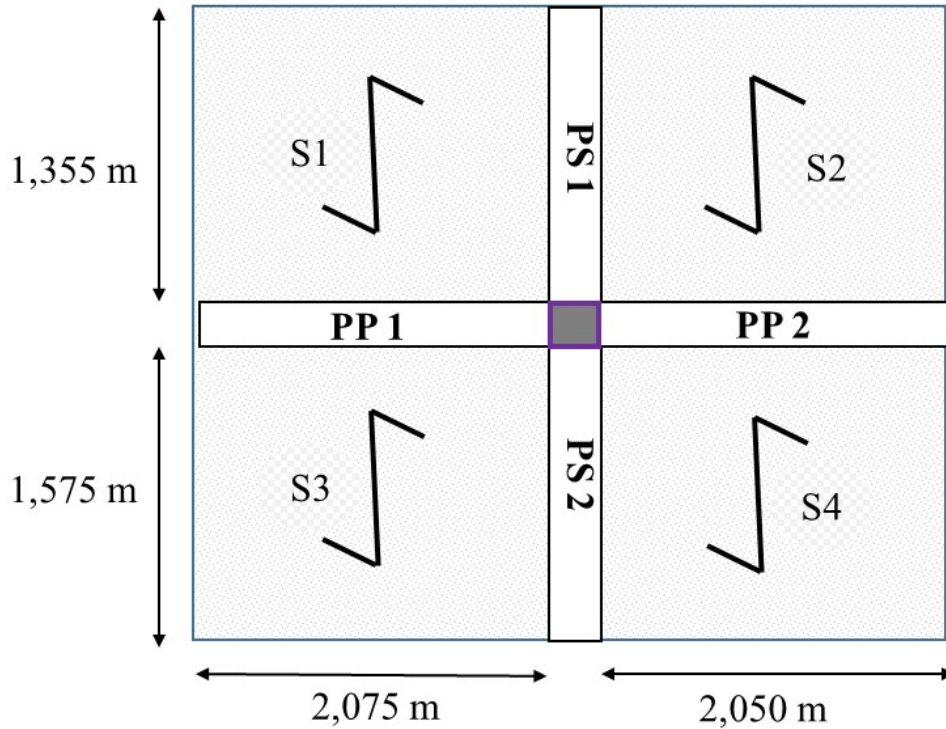
$$\text{Min } (b, h) \geq h_e/20$$

$$1/4 \leq b/h \leq 4$$

### Descente des charges

On appelle descente de charges, le principe de distribuer les charges sur les différents éléments que compose la structure d'un bâtiment.

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu' aux fondations d'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteau, voile) ; appelée surface d'influence.



**Figure 10 Surface d'influence du poteau le plus sollicité (C4).**

### Surface d'influence

C'est la surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité.

Dans notre cas on a

$$(4.40/2) - (0.25/2) = 2.075\text{m}$$

$$(4.35/2) - (0.25/2) = 2.05\text{m}$$

$$(2.96/2) - (0.25/2) = 1.355\text{m}$$

$$(3.40/2) - (0.25/2) = 1.575\text{m}$$

• **section sans poutre :**

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

Avec :

$$S_1 = 2.075 \times 1.355 = 2.812 \text{ m}$$

$$S_2 = 2.05 \times 1.355 = 2.778 \text{ m}$$

$$S_3 = 2.075 \times 1.575 = 3.268 \text{ m}$$

$$S_4 = 2.05 \times 1.575 = 3.228 \text{ m}$$

$$S = 12.09 \text{ m}$$

**Section avec poutre :**

$$S_{\text{brut}} = S_{1\text{brut}} + S_{2\text{brut}} + S_{3\text{brut}} + S_{4\text{BRUT}}$$

Avec :

$$S_{1\text{brut}} = 2.325 \times 1.480 = 3.441 \text{ m}$$

$$S_{2\text{brut}} = 2.3 \times 1.480 = 3.404 \text{ m}$$

$$S_{3\text{brut}} = 2.325 \times 1.825 = 4.243 \text{ m}$$

$$S_{4\text{brut}} = 2.3 \times 1.825 = 4.198 \text{ m}$$

$$S_{\text{brut}} = 15.29 \text{ m}$$

**Poids revenant à chaque plancher**

$$\text{Poids du plancher : } P = G \times S$$

$$\text{Plancher terrasse : } P = 5.61 \times 12.09 = 67.82 \text{ KN}$$

$$\text{Plancher d'étage courante : } P = 5.64 \times 12.09 = 68.19 \text{ KN}$$

**Poids des poutres**

$$\text{Poutre principale : } P_{pp1} = (0.25 \times 0.35 \times 2.075) \times 25 = 4.54 \text{ KN}$$

$$P_{pp2} = (0.25 \times 0.35 \times 2.05) \times 25 = 4.48 \text{ KN}$$

$$\text{Avec : } \rho = 25 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Poutre secondaire : } P_{ps1} = (0.25 \times 0.3 \times 1.355) \times 25 = 2.54 \text{ KN}$$

$$P_{ps2} = (0.25 \times 0.30 \times 1.575) \times 25 = 2.95 \text{ KN}$$

$$\text{D'où le poids total } P = 4.54 + 4.48 + 2.54 + 2.95 = 14.51 \text{ KN}$$

**Poids des poteaux**

$$\text{Poteau des étages courants : } G_p = 25 \times (0.25 \times 0.25) \times 3.06 = 4,781 \text{ KN}$$

$$\text{Poteau de RDC : } G_p = 25 \times (0.25 \times 0.25) \times 3.15 = 4.921 \text{ KN}$$

$$\text{Poteau du sous-sol : } G_p = 25 \times (0.25 \times 0.25) \times 3.23 = 5.046 \text{ KN}$$

**Surcharges d'exploitation**

$$\text{Plancher terrasse : } Q \times S = 1 \times 15.29 = 15.29 \text{ KN}$$

$$\text{Plancher des étages courant : } Q = 1.5 \times 15.29 = 22.935 \text{ KN}$$

$$\text{Plancher RDC : } Q = 2.5 \times 15.29 = 38.225 \text{ KN}$$

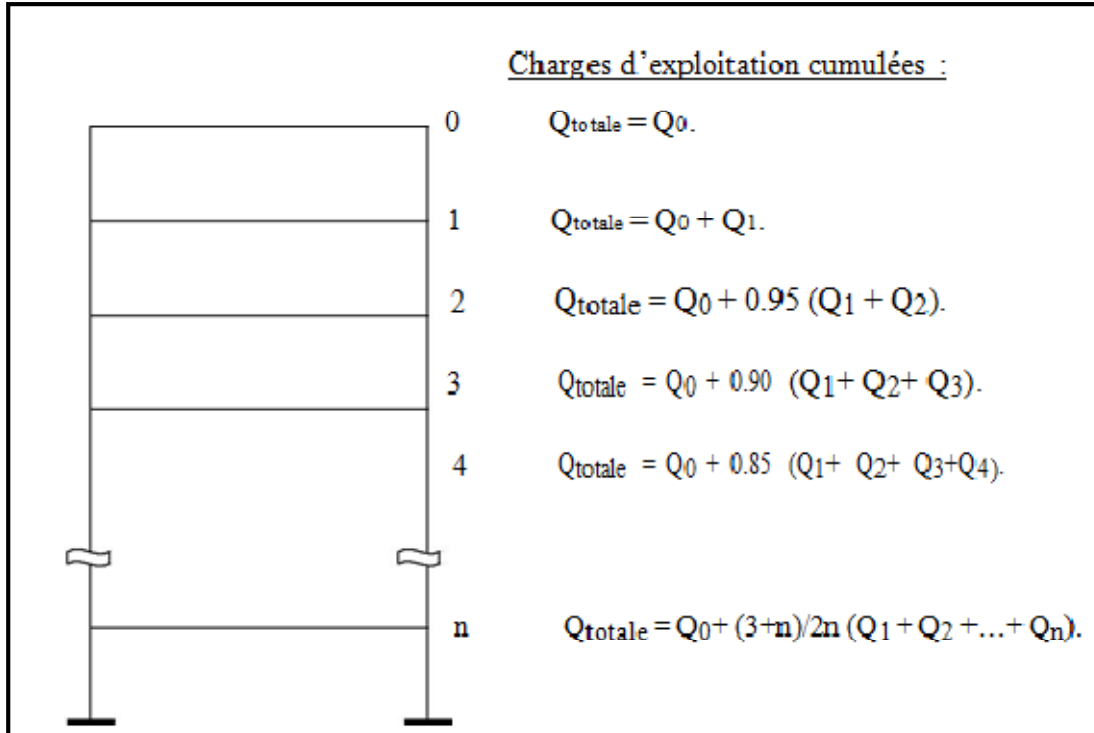
$$\text{Plancher Entre sol : } Q = 2.5 \times 15.29 = 38.225 \text{ KN}$$

**Loi de dégression de charges**

D'après le règlement DTR B.C. 2.2, la de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être

considérées comme indépendantes. Le nombre minimum de niveaux « n » pour tenir compte de cette loi est de cinq.

En raison du nombre d'étage qui compose la tour étudiée  $n \geq 5$ , on doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes.



**Figure II.11 Dégression des charges**

Pour  $n \geq 5$  :

$$\Sigma_n = Q_0 + \frac{(3+n)}{2n} \times \sum_{i=1}^n Q_n$$

Les coefficients réducteurs sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau II.6 Tableau des Coefficients de dégression des surcharges**

Niveaux	0	1	2	3	4	5	6	7
Étage	terrasse	5	4	3	2	1	RDC	Entre sol
Coefficients	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714

**Les surcharges cumulées :**

La terrasse :  $Q_0$

5<sup>ème</sup> :  $Q_0 + Q_1$

4<sup>ème</sup> :  $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$

3<sup>ème</sup> :  $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

$2^{\text{ème}} :$   $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$   
 $1^{\text{er}} :$   $Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$   
 RDC :  $Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$   
 Sous-sol:  $Q_0 + 0,714 (Q_1 +Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 +Q_7 )$

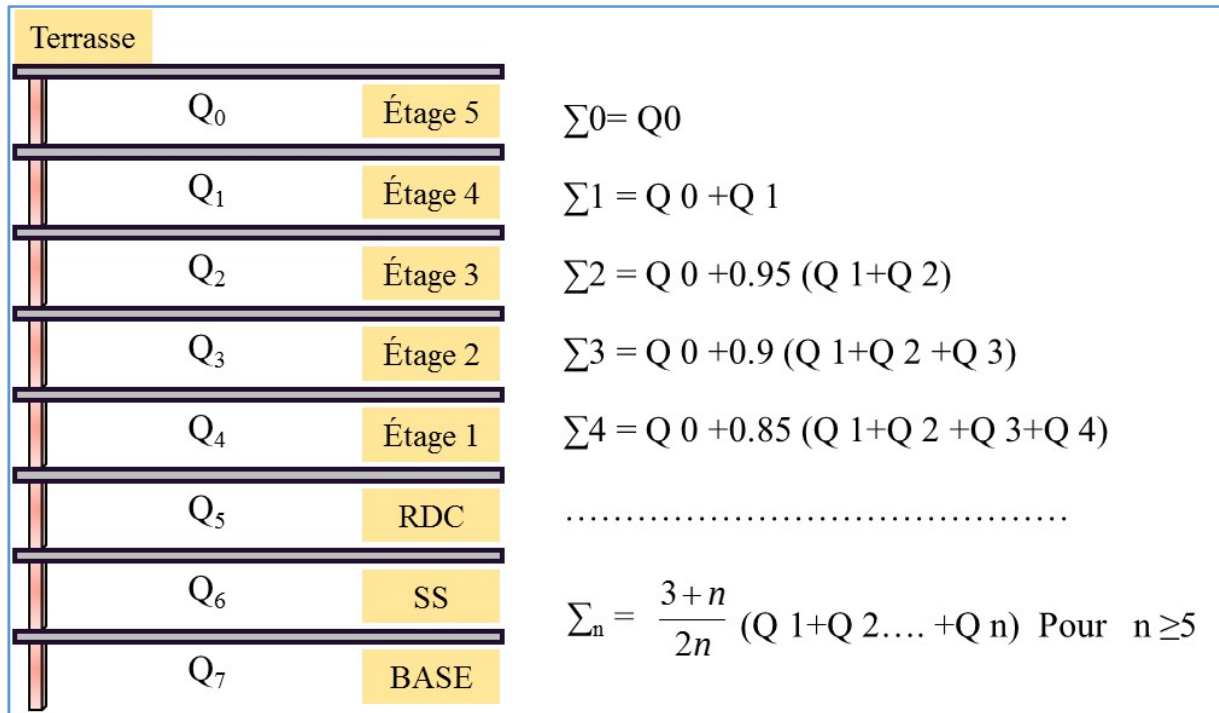


Figure II.12 Schéma de la descente des charges de la bâtisse

**Application numérique :**

Terrasse : 15.29 KN  
 $5^{\text{ème}} \text{ étage} :$   $15.29 + 22.935 = 38.225 \text{ KN}$   
 $4^{\text{ème}} \text{ étage} :$   $15.29 + 0.95 (2 \times 22.935) = 58.867 \text{ KN}$   
 $3^{\text{ème}} \text{ étage} :$   $15.29 + 0.9 (3 \times 22.935) = 77.215 \text{ KN}$   
 $2^{\text{ème}} \text{ étage} :$   $15.29 + 0.85 (4 \times 22.935) = 93.269 \text{ KN}$   
 $1^{\text{er}} \text{ étage} :$   $15.29 + 0,8 (5 \times 22.935) = 107.030 \text{ KN}$   
 RDC:  $15.29 + 0.75( (5 \times 22.935) + 38.225) = 139.521 \text{ KN}$   
 Sous-sol:  $15.29 + 0.714[(5 \times 22.935) + (2 \times 38.225)] = 173.618 \text{ KN}$

Tableau II.7 Tableau récapitulatif de la descente de charge

Niveau	Poids des planchers (KN)	Poids des poteaux (KN)	Poids des poutres (KN)	G total (KN)	G cumulé (KN)	Q cumulé (KN)	Ns = Gc + Qc	S min(cm <sup>2</sup> )	Lmin (cm <sup>2</sup> )	S adoptée(cm <sup>2</sup> )
Terrasse	67,820	4,781	14,51	87,11	87,111	15,290	102,40	68,27	8,26	<b>30×30</b>
ETAGE 5	68,190	4,781	14,51	87,48	174,592	38,225	212,82	141,88	11,91	<b>30×30</b>
ETAGE 4	68,190	4,781	14,51	87,48	262,073	58,867	320,94	213,96	14,63	<b>30×30</b>
ETAGE 3	68,190	4,781	14,51	87,48	349,554	77,215	426,77	284,51	16,87	<b>35×35</b>
ETAGE 2	68,190	4,781	14,51	87,48	437,035	93,269	530,30	353,54	18,80	<b>35×35</b>
ETAGE 1	68,190	4,781	14,51	87,48	524,516	107,030	631,55	421,03	20,52	<b>40×40</b>
RDC	68,190	4,921	14,51	87,62	612,137	139,521	751,66	501,11	22,39	<b>40×40</b>
SOUS SOL	68,190	5,046	14,51	87,75	699,883	173,618	873,50	582,33	24,13	<b>40×40</b>

### Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

Min (b<sub>1</sub>, h<sub>1</sub>) ≥ 25 cm. → En zone I et IIa.

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$$

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

### Vérification pour les poteaux (30×30) :

Min (30 ; 30) = 30cm ≥ 25cm..... Condition vérifiée

Min (30 ; 30) = 30cm ≥ h<sub>e</sub>/20 = 286 / 20 = 14,3 cm..... Condition vérifiée

30/30 = 1 → 1/4 < 1 < 4 ..... Condition vérifiée

Étant donné les conditions vérifiées pour la section la plus petite ; les recommandations du RPA sont alors respectées.

### Vérifications au flambement

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

Il faut vérifier que l'élancement  $\lambda$  des poteaux est :  $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$ .

Avec :  $l_f$  : longueur de flambement ( $l_f = 0.7l_0$ )

$l_0$  : hauteur libre du poteau

$i$  : rayon de giration ( $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$ ).

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

$I$  : moment d'inertie du poteau ( $I = \frac{b \cdot h^3}{12}$ ).

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{b^3}{12}}} = 0.7l_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

**Tableau II.7 Vérification des poteaux au flambement :**

Section des poteaux (cm <sup>2</sup> )	$I = \frac{b \times h^3}{12}$ × 10 <sup>-2</sup> (m <sup>4</sup> )	$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \times 10^{-2}$ (m)	Lo (m)	Lf (m)	$\lambda = \frac{Lf}{i}$	Vérification
(40×40)	0,213	11,54	3,15	2,205	19,11 ≤ 50	Condition vérifiée
(40×40)	0,213	11,54	3,06	2,142	18,56 ≤ 50	Condition vérifiée
(35×35)	0,125	10,10	3,06	2,142	21,20 ≤ 50	Condition vérifiée
(30×30)	0,0675	8,66	3,06	2,142	24,73 ≤ 50	Condition vérifiée

Tableau II.8 Sections adoptées des poteaux

Étages	Entresol, RDC, 1 <sup>er</sup>	2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup>
Section (cm <sup>2</sup> )	(40x40)	(35x35)	(30x30)

### Calculs des rigidités et inerties

L'article 7.6.2 du RPA 2003 exige que les rigidités linéaires des poteaux doivent être supérieures à celles des poutres

$$M_n + M_s \geq 1,25 (M_w + M_s)$$

$$\text{On a : } \sigma = M_v / I_{\text{donc } M} = \sigma I / v$$

$$\sigma I_{\text{pot}} / v + \sigma I_{\text{pot}} / v \geq 1,25 (\sigma I_{\text{pout}} / v + \sigma I_{\text{pout}} / v)$$

$$\text{On aura : } \quad \mathbf{I_{\text{pot}} \geq 1,25 I_{\text{pout}}}$$

$$\mathbf{\text{Inertie poutres principales (25x35) : } \quad I_{\text{pout}} = (25 \times 35^3) / 12 = 89322,916 \text{ cm}^3}$$

### Inertie poteaux :

$$\text{- Entresol, RDC, 1<sup>er</sup> : } \quad I_{\text{pot}} = (40 \times 40^3) / 12 = 213333,33 \text{ cm}^3$$

$$\text{- 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup> : } \quad I_{\text{pot}} = (35 \times 35^3) / 12 = 125052,083 \text{ cm}^3$$

$$\text{- 4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup> : } \quad I_{\text{pot}} = (30 \times 30^3) / 12 = 67500 \text{ cm}^3$$

### Conclusion :

Pour les poteaux de section (40x40) cm<sup>2</sup> et de section (35x35) cm<sup>2</sup>, on a  $I_{\text{pot}} > 1,25 I_{\text{pout}}$ , donc la condition est vérifiée.

Pour les poteaux de section (30x30) cm<sup>2</sup>, le RPA 99 version 2003 / Article 7.6.1 permet une exception quant à la vérification de cette condition et ce pour les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

Il est à noter que les dimensions choisies sont provisoires et peuvent changer après la modélisation de la structure sur un logiciel de simulation numérique.

## Introduction

On procédera dans ce chapitre au calcul des éléments secondaires ou non structuraux constituant notre structure.

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement. Ils sont soumis à des sollicitations négligeables devant les sollicitations sismiques. Le calcul se fera conformément aux règles BAEL91

On peut énumérer l'ensemble de ces éléments comme suit :

- L'acrotère,
- Le plancher en corps creux,
- Le balcon en dalle pleine,
- L'escalier,
- La poutre palière,
- La poutre de chaînage,

### III.1 Acrotère

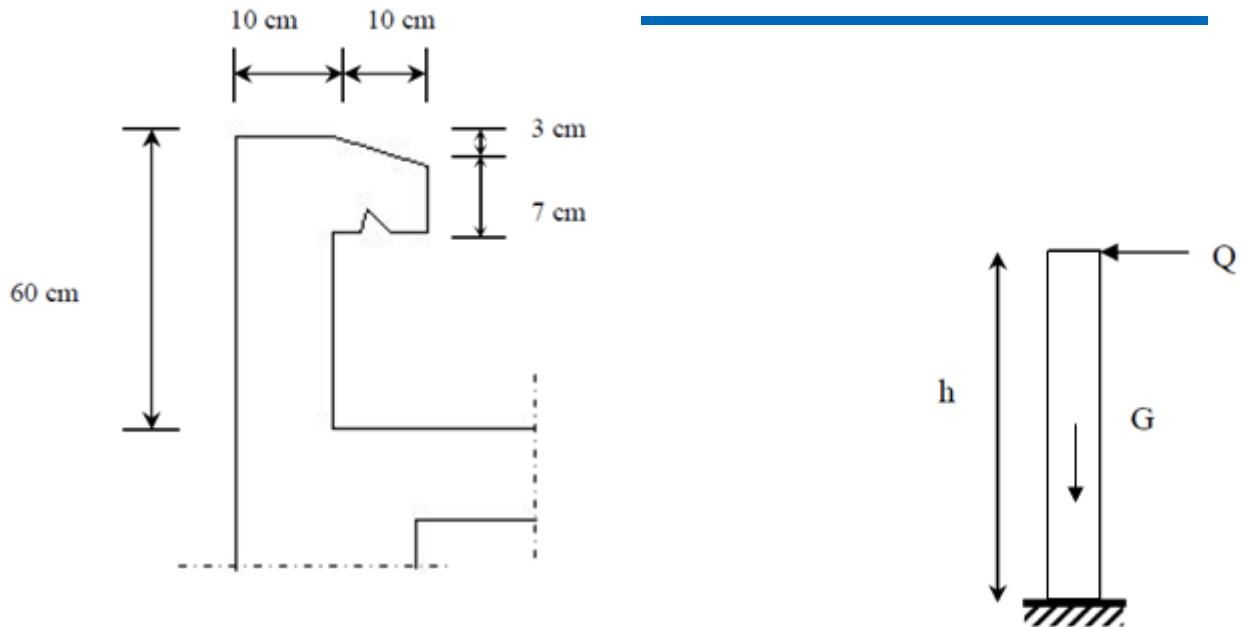
#### III.1.1 Introduction

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé encastré au niveau de la poutre de plancher terrasse il a pour but d'assurer la sécurité au niveau de la terrasse et il participe dans la mise hors eau de la structure

IL est assimilé à une console encastrée dans le plancher terrasse dont le ferrailage se calcule sous l'effet de deux efforts (moment de flexion et effort normal) et sera déterminé en flexion composée sous l'effet de :

- Un effort normal  $N_G$  dû à son poids propre  $G$ .
- Un effort horizontal  $Q$  dû à la main courante estimée à  $1\text{KN/ml}$  engendrant un moment de renversement  $M_Q$  dans la section d'encastrement (section dangereuse)

Le calcul se fera pour une bande de  $1\text{m}$  dans la section d'encastrement.



### III.1.2 Calcul de l'acrotère à l'ELU :

Le calcul des sollicitations se fait pour une bande de 1 m de largeur.

#### A) Evaluation des sollicitations

##### ➤ chargement:

- charge permanente « G » :

Poids propre :  $G = \rho \times S \times 1 \text{ ml} \Rightarrow G = 25 \times S$

Avec :

$\rho$  : Masse volumique du béton.

$S$  : Section transversale de l'acrotère.

$$G = 25 \left[ \frac{0,03 \times 0,1}{2} + 0,07 \times 0,1 + 0,1 \times 0,7 \right] = 1,9625 \text{ [KN/ ml]}$$

$$Q = 1 \text{ [KN/ml]}.$$

- Vérification de l'acrotère au séisme (Art 6.2.3 / RPA 99)

L'acrotère est un élément non structural soumis à une force horizontale :  $F_p = 4 A \cdot C_p \cdot w_p$

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

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

$C_p$  : Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires

$$C_p = 0.3$$

$w_p$  : poids de l'acrotère

$$w_p = 1,9625/\text{ml}$$

Donc :  $F_p = 4 \times 0.3 \times 0.15 \times 1,9625 = 0.353 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow$  le calcul se fait sous  $Q$  non pas sous  $P$ .

- **Calcul des sollicitations**

- Effort normal à la base dû au poids propre :  $N_G = G \times 1 = 1,9625 \text{ KN}$
- Effort tranchant dû à la surcharge Q :  $T_Q = Q \cdot 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$
- Moment de renversement dû à G :  $M_G = 0$
- Moment de renversement dû à Q à la base :  $M_Q = T \cdot H = 1 \times 0,7 \times 1 = 0,7 \text{ KN.m.}$

- **Surcharge d'exploitation « Q » (Effort horizontal dû à la main courante) :**

- **Diagramme des efforts interne**

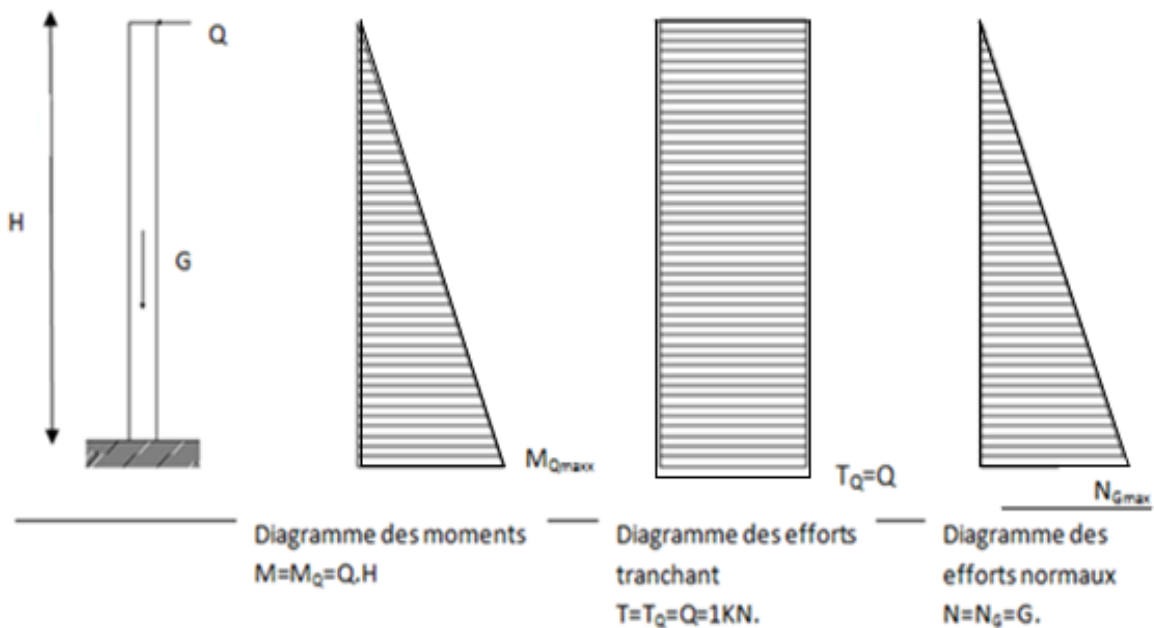


Figure III.1 Schématisation des efforts internes

**A) Les combinaisons de charges**

**L'ELU**

La combinaison des charges est :  $1,35G + 1,5Q$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 1,35.N_G = 1,35 \times 1,963 = \mathbf{2,650 \text{ KN/ml.}} \\ M_u = 1,5M_Q = 1,5 \times 0,7 = \mathbf{1,05 \text{ KN}} \\ T_u = 1,5T_Q = \mathbf{1,5 \text{ KN}} \end{array} \right.$$

**L'ELS**

La combinaison des charges est :  $G + Q$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_s = N_G = \mathbf{1,963 \text{ KN}} \\ M_s = M_Q = \mathbf{0,7 \text{ KN.m}} \end{array} \right.$$

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

### B) Ferrailage de l'acrotère

Le calcul se fera à L'ELU puis sera vérifié à L'ELS.

#### ➤ Calcul des armatures à l'ELU

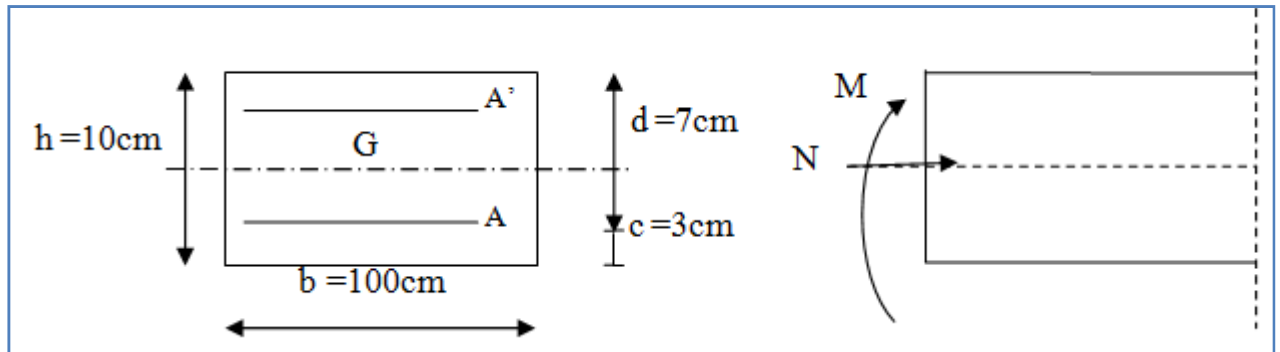


Figure III.2 La section de l'acrotère

Le ferrailage se fera comme pour une console qui travaille en flexion composée, ce qui nous conduit à l'étude d'une section rectangulaire de hauteur «  $h=10\text{cm}$  » et de largeur «  $b=100\text{cm}$  », soumise à la flexion composée à l'ELU sous  $N_u$  et  $M_u$ , puis passer aux vérifications de la section à l'ELS sous  $N_s$  et  $M_s$ .

#### Calcul de l'excentricité

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,05}{2,650} = 39,62\text{cm} > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2\text{cm} \rightarrow \text{Le centre de pression se trouve à}$$

l'extérieur de la section limitée par les armatures donc celle-ci est partiellement comprimée **SPC**. Donc

L'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet d'un moment  $M_f$ , qui sert à déterminer la section des armatures fictives  $A_f$ , puis on passe à la flexion composée où la section des armatures sera déterminée en fonction de  $A_f$  déjà calculée.

#### Calcul de la section d'armature en flexion simple

##### Moment fictif $M_f$

$$M_f = N_u \cdot g \text{ avec } g = e_u + (h/2 - c)$$

$g$  : distance entre centre de pression et le centre de gravité de la section d'armatures tendues.

$$\text{Donc : } M_f = N_u \left[ e_u + \left( \frac{h}{2} - c \right) \right]$$

$$M_f = 2.650 [0.3962 + (0.05 - 0.03)] = 1,103\text{KN.m}$$

**Armature fictives (flexion simple)**

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,103 \times 10^3}{1000 \times (70)^2 \times 14,2} = 0,0159$$

$\mu_b = 0,0159 < \mu_l = 0,392 \rightarrow$  la section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $\rightarrow A_{sc} = 0$

On prend  $\mu_b = 0,016 \rightarrow \beta = 0,992$  (valeur tirée du tableau des coefficients)

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \text{ avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{stf} = \frac{1,103 \times 10^3}{0,992 \times 7 \times 348} = 0,456 \text{ cm}^2$$

$$A_{stf} = 0,456 \text{ cm}^2$$

**Armature réelles (flexion composée)**

$$A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,456 - \frac{2,650 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,380 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0,380 \text{ cm}^2.$$

**B) Vérifications à l'ELU****➤ Condition de non fragilité du béton (BAEL91/ Art 4.2.1)**

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaille à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite.

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

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,7}{1,923} = 0,36 \text{ m} = 36 \text{ cm}$$

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

$$\text{D'où : } A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 7 \times 2,1}{400} \times \left[ \frac{36 - (0,455 \times 7)}{36 - (0,185 \times 7)} \right] = 0,8 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 0,8 \text{ cm}^2 > A = 0,380 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  La section n'est pas vérifiée alors on adoptera la section minimale d'armatures imposée par cette condition.

$$A = A_{\min} = 0,8 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 4HA8 \Rightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement  $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$ .

### Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 4 HA8 \Rightarrow A_r = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement Soit  $S_t = 25 \text{ cm}$

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

La fissuration est préjudiciable, donc :  $\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,333 \text{ MPa}$

$$V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \text{ KN}$$

avec  $V_u$  : effort tranchant à l'ELU

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{10^2 \times 70} = 0,21 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

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

### ➤ Vérification de l'adhérence

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

$$\Psi_s = 1,5 \text{ (Acier de haute adhérence)}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 7 \times 10,048} = 0,237 \text{ MPa.}$$

$\sum u_i$  : somme des périmètres utiles des barres.  $\sum u_i = 4\pi\phi = 4 \times \pi \times 0,8 = 10,048 \text{ cm}$ .

$$\tau_{se} = 0,237 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### ➤ Ancrages des barres aux appuis [A.6.1, 2 1/BAEL 91]

La longueur de scellement droit : correspond à la longueur maximale d'ancrage rectiligne.

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\bar{\tau}_s} = \frac{8 \times 400}{4 \times 2,84} = 28,17 \text{ cm} \text{ Avec: } \begin{cases} \tau_s = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa.} \\ f_e = 400 \text{ MPa} \\ \Psi_s = 1,5 \text{ ( HA)} \end{cases}$$

D'après le BAEL 91 [Art .6.1, 22],

la longueur de scellement pour les HA 400 est de :

$$l_s = 35\phi = 35 \times 8 = 28 \text{ cm avec } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

Donc : on opte à  $l_s = 30 \text{ cm}$

➤ **Espacement des barres**

- Armatures principales :  $S_t=25\text{cm} \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30\text{cm} \rightarrow$  **Condition vérifiée**
- Armatures de répartition :  $S_t=25 \text{ cm} \leq \min \{4h, 45\text{cm}\} = 40 \text{ cm} \rightarrow$  **Condition vérifiée**

**C) Vérifications à l'ELS**

L'acrotère est un élément très exposé aux intempéries. C'est pour cette raison que la fissuration est considérée comme préjudiciable. On doit donc vérifier les conditions suivantes :

➤ **Vérification des contraintes dans l'acier**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

Avec  $\eta=1,6$  pour les aciers de haute adhérence (H.A) de diamètre supérieur à 6 mm.

$$\text{et on : } \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.9155 \\ K_1 = 44.17 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} = \frac{0.7 \times 10^6}{0.9155 \times 70 \times 201} = 54.34$$

$$\sigma_s = 54.34 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq 0.6 f_{c28} = (0.6) (25) = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{54.34}{44.17} = 1.23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.23 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**D) Schéma de ferrailage de l'acrotère**

Ferrailage adopté :

- Armatures principales :  $4\text{HA}8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2$  avec un espacement de 25cm.
- Armatures secondaires :  $4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$  avec un espacement de 25 cm.

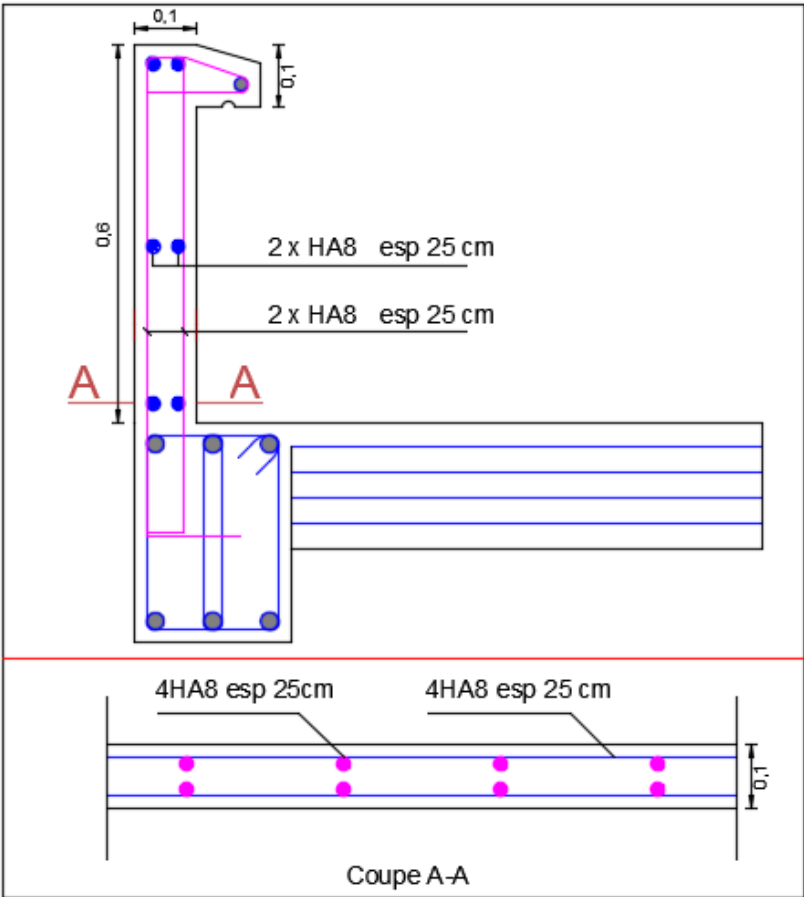


Figure III.3 Schéma de ferraillage de l'acrotère

## III.2 Calcul du plancher

Le bâtiment dispose de deux types de planchers ; à savoir les planchers en corps creux avec une dalle de compression (16+4) reposant sur des poutrelles préfabriquées et disposées suivant la petite portée et des dalles pleines qui seront prévues pour les balcons.

Les poutrelles sont de section en T, distantes de 65 cm entre axes. Le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu ayant un rôle d'isolation phonique et d'avoir un plus de rigidité pour le plancher, sa dimension est de 16 cm.

### III.2.1 Étude et ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur armée d'un treillis soudé de nuance (TLE 500) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs indiquées par **BAEL 91(Art B.6.8, 423)**

20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures

30 cm pour les armatures parallèles aux nervures

#### Armatures $\perp$ aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{500} = 0,52 \text{ cm}^2$$

Soit  $5T5 = 0,98 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $e = 25 \text{ cm}$

#### Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_{//} = 5T6 = 1,41 \text{ cm}^2$  avec  $e = 25 \text{ cm}$

### Conclusion

Nous optons, pour le ferrailage de la dalle de compression, pour un treillis soudé (TLE 500) de dimension (5 x 6 x 250 x 250)

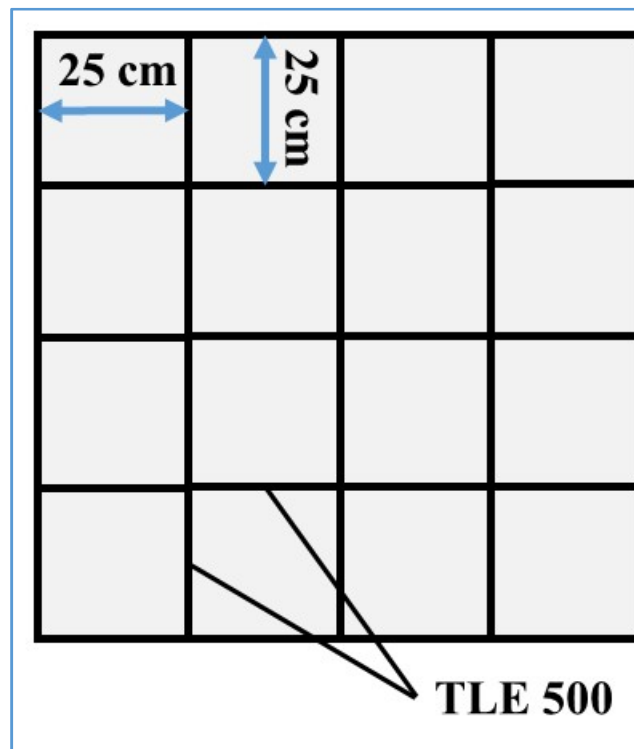


Figure 1 Ferrailage de la dalle de compression

### III.2.2. Détermination de largeur de la table de compression

(Art A.4.1.3 / BAEL 91)

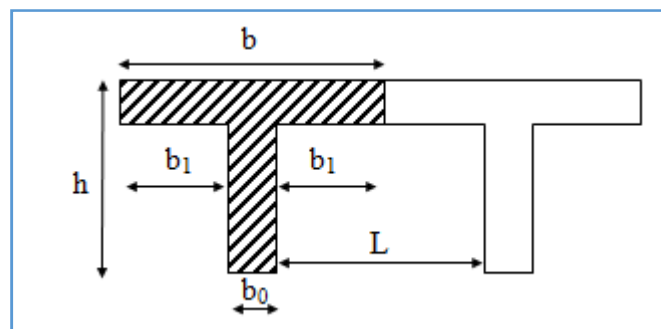


Figure 2 Schéma de la table de compression

Avec

$h = (16+4) = 20\text{cm}$  ; hauteur du plancher

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

$C = 2\text{ cm}$  ; enrobage

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

$b_1$  : largeur de l'hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_0}{2}, \frac{L}{10}, 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0\right)$$

Avec  $L$  : la portée libre de la plus grande travée (dans le sens des poutrelles)

$L_0$ : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles.

$$L_0 = 65 - 12 \text{ cm} = 53 \text{ cm}$$

$$L = 340 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{53}{2}, \frac{340}{10}, 24 \leq b_1 \leq 32\right)$$

$$b_1 \leq \min(26,5\text{cm}; 34\text{cm}, 32\text{cm})$$

On prend  $b_1 = 26.5 \text{ cm}$

$b$  : largeur de la dalle de compression.

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

### III.2.3 Étude des poutrelles

#### Dimensionnement de la poutrelle : $h_t = 16+4 \text{ cm}$

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

#### 1<sup>ère</sup> étape : Avant coulage de la dalle de compression

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

#### Charge permanente $G$

Poids propre de la poutrelle :  $G_1 = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ ml}$

Poids du corps creux :  $G_2 = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ ml}$

Poids total :  $G = G_1 + G_2 = 0,74 \text{ KN/ml}$

**Poids de la main d'œuvre**  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

### Combinaison de charges

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

$$q_u = 1,35 \times (0,74) + 1,5 \times 1 = 2,49 \text{ KN/ml}$$

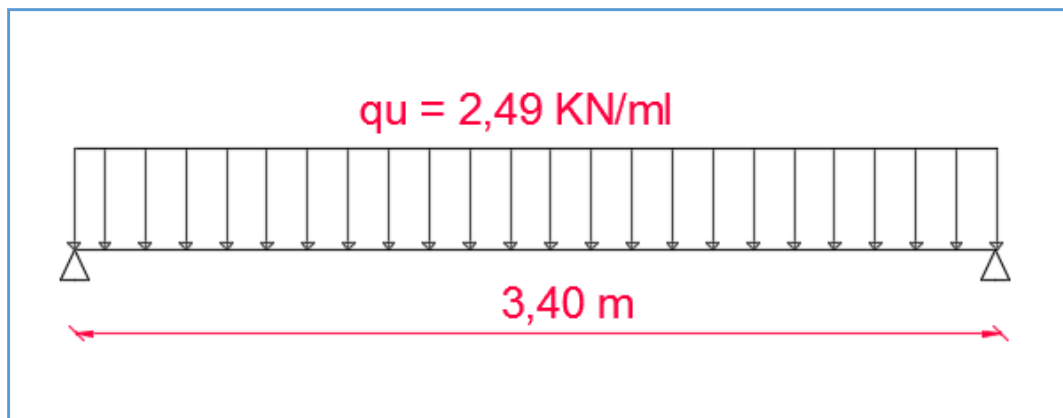


Figure 3 Schéma de calcul de la poutelle

### Le moment maximal en travée

$$M_t = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2,49 \times 3,4^2}{8} = 3,59 \text{ KN.ml}$$

### L'effort tranchant

$$T = \frac{q_u l}{2} = \frac{2,49 \times 3,4}{2} = 4,23 \text{ KN}$$

### Calcul des armatures

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

Hauteur utile :  $d = h - c = 3,4 - 2 = 1,4 \text{ cm}$ .

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{3,59 \times 10^6}{12 \times 14^2 \times 14,2} = 10,74$$

$$\mu_b = 10,74 > \mu_t = 0,392 \quad (SDA)$$

## Conclusion

Donc les armatures comprimées sont nécessaires, et comme la section de la poutrelle est très réduite il est impossible de les placer, alors on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 120 cm)

## 2<sup>ème</sup> étape : après coulage de la dalle de compression

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

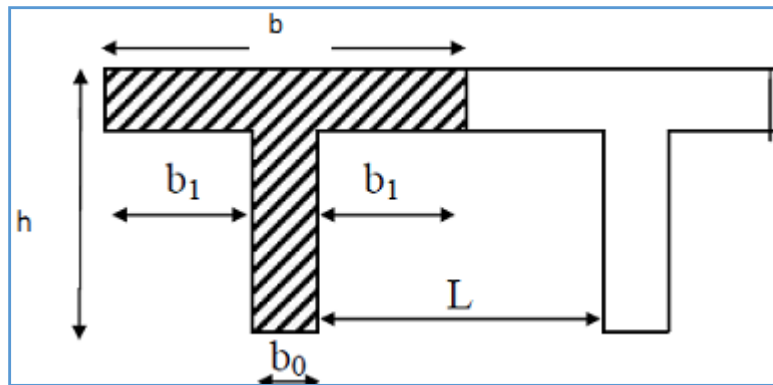


Figure 4 Section de la poutrelle après coulage de la dalle de compression

## Poids du plancher repris par la poutrelle

### a) Plancher étage courant

Charges permanentes :  $G = 5,64 \times 0,65 = 3,66 \text{ KN/ml}$

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

### b) Plancher RDC (habitation)

Charges permanentes :  $G = 5,64 \times 0,65 = 3,66 \text{ KN/ml}$

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

### c) Plancher terrasse :

Charges permanentes :  $G = 5,61 \times 0,65 = 3,65 \text{ KN/ml}$

Charges d'exploitations :  $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN}$

## Combinaison de charges

### a) Plancher étage courant

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,66 + 1,5 \times 0,975 = 6,403 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 3,66 + 0,975 = 4,635 \text{ KN/ml}$$

### b) Plancher RDC (commerce)

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,66 + 1,5 \times 0,975 = 6,403 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 3,66 + 0,975 = 4,6357 \text{ KN/ml}$$

### c) Plancher terrasse

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,65 + 1,5 \times 0,65 = 5,90 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 3,65 + 0,65 = 4,30 \text{ KN/ml}$$

On constate que le chargement pour le plancher des étages courants est le plus défavorable. Donc on utilisera pour le calcul du ferrailage.

## III.2.4 Calcul des efforts internes

Le calcul des efforts internes se fera à l'aide de l'une de ces trois méthodes :

Méthode forfaitaire.

Méthode des trois moments.

Méthode de Caquot.

## Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

[Art B.6.2.,210/BAEL 91 modifié 99]

Elle consiste à évaluer les moments en travées et en appuis à partir de fraction fixée forfaitairement de la valeur maximale des moments fléchissant « $M_0$ » dans la travée, celle-ci étant supposée isostatique de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

## Conditions d'applications de la méthode forfaitaire

### Condition 1

La charge d'exploitation doit être inférieure ou égale au maximum de deux fois plus grande que la charge permanente ou  $5\text{KN/m}^2$ .

$$Q \leq (2G; 5\text{KN/m}^2)$$

$$2G = 2 \times 5.61 = 11,22 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 5 \leq (11,22 \text{ KN/m}^2; 5\text{KN/m}^2) \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

### Condition 2

Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées (même section transversale dans toutes les travées)  $\rightarrow$  **Condition vérifiée**

### Condition 3

Le rapport des portées successives des différentes travées est entre 0,80 et 1,25.

Application numérique :  $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,2$

**Tableau III.1 Rapport des portées successives**

La travée	Longueur $L_i$ [m]	$L_i/L_{i+1}$	Conclusion
$L_1$	3,40	<b>1,14</b>	Condition vérifiée
$L_2$	2,96		
$L_2$	2,96	<b>0,9</b>	Condition vérifiée
$L_3$	3,20		
$L_3$	3,20	<b>0,9</b>	Condition vérifiée
$L_4$	3,25		
$L_4$	3,25	<b>1,5</b>	Condition non vérifiée
$L_5$	2,15		

### Condition 4

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

**Conclusion**

La 3ème condition n'est pas vérifiée, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable. Donc le calcul se fera par la méthode des trois moments.

**Principe de la méthode des trois moments**

Les équations des trois moments sont données par les expressions suivantes :

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

Avec :  $W_i^d = Q_i \cdot \frac{l_i^3}{24 EI_i}$  ;  $W_i^g = Q_{i+1} \cdot \frac{l_{i+1}^3}{24 EI_{i+1}}$

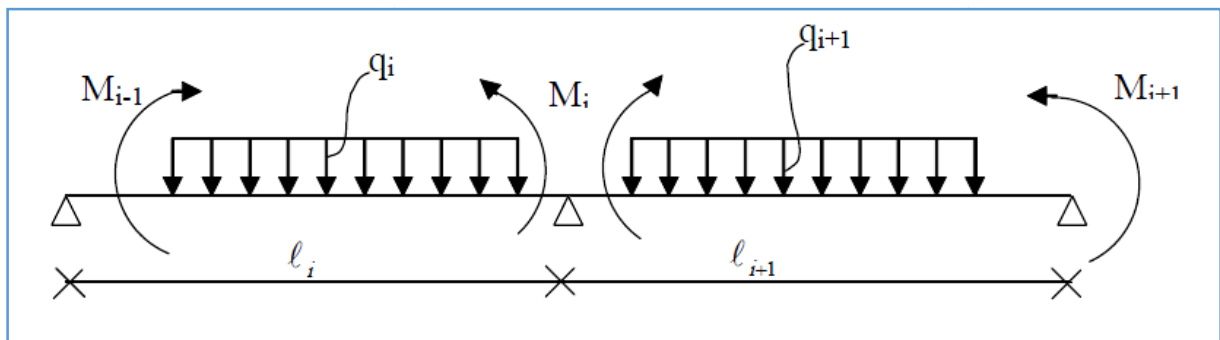


Figure 5 Méthode des trois moments

**Aux appuis**

$$M_{i-1} \cdot l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} \cdot l_{i+1} = \frac{-q_i \cdot l_i^3}{4} - \frac{q_{i+1} \cdot l_{i+1}^3}{4}$$

**En travée**

$$M(x) = \mu(x) + M_i \left( 1 - \frac{x}{l_i} \right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i} \dots\dots\dots(1)$$

$$\mu(x) = \frac{ql}{2} x - \frac{q}{2} x^2 \dots\dots\dots(2)$$

Avec  $M_{i-1}$ ,  $M_i$  et  $M_{i+1}$  : sont respectivement les moments sur les appuis « i-1 », « i », « i+1 ».

$L_i$  : Portée de la travée à gauche de l'appui « i ».

$L_{i+1}$  : Portée de la travée à droite de l'appui « i ».

Avec  $M_{i-1}$ ,  $M_i$  et  $M_{i+1}$  : sont respectivement les moments sur les appuis « i-1 », « i », « i+1 ».

$L_i$  : Portée de la travée à gauche de l'appui « i ».

$L_{i+1}$  : Portée de la travée à droite de l'appui « i ».

$q_i$  : Charge répartie à gauche de l'appui « i ».

$q_{i+1}$  : Charge répartie à droite de l'appui « i ».

### III.2.5 Application

#### 1<sup>er</sup> schéma statique de calcul

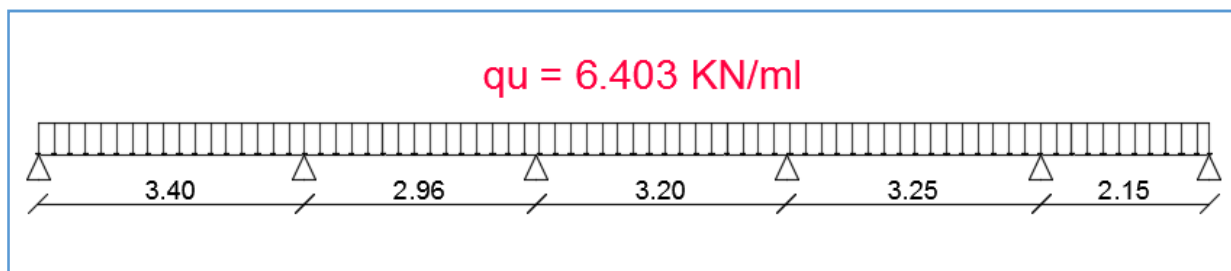


Figure 6 Schéma statique n°1 de la poutrelle

#### Calcul de moments aux appuis

$$L' \text{ appui } 0 : \quad 6,8M_1 + 3,40M_2 = -62,92 \quad \dots\dots\dots(1)$$

$$L' \text{ appui } 1 : \quad 3,4M_1 + 12,7 M_2 + 2,96 M_3 = -104,43 \quad \dots\dots\dots(2)$$

$$L' \text{ appui } 2 : \quad 2,96M_2 + 12,3M_3 + 3,20M_4 = -93,97 \quad \dots\dots\dots(3)$$

$$L' \text{ appui } 3 : \quad 3,20 M_3 + 12,9 M_4 + 3,25M_5 = -107,40 \quad \dots\dots\dots(4)$$

$$L' \text{ appui } 4 : \quad 3,25M_4 + 10,8 M_5 + 2,15 M_6 = -70,88 \quad \dots\dots\dots(5)$$

$$L' \text{ appui } 5 : \quad 2,15 M_5 + 4,3M_6 = -15,91 \quad \dots\dots\dots(6)$$

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

$$M_1 = - 6,58 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = - 5,34 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = - 4,78 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -6,02 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -4,46 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = -1,47 \text{ KN.m}$$

### Calcul des moments en travées

Le moment en travée à distance  $x$  de l'appui "i" est donné par la relation suivante :

$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \quad x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot l_i}$$

**Tableau III.2** Calcul des moments aux travées

Travées	L (m)	$q_u$ (KN/m)	$M_i$ (KN.m)	$M_{i+1}$ (KN.m)	X (m)	$\mu(x)$	$M_i(x)$ (KN.m)
1-2	3,4	6,403	-6,58	-5,34	1,76	9,24	3,30
2-3	2,96	6,403	-5,34	-4,78	1,51	7,01	1,96
3-4	3,20	6,403	-4,78	-6,02	1,54	8,18	2,81
4-5	3,25	6,403	-6,02	-4,46	1,70	8,44	3,23
5-6	2,15	6,403	-4,46	-1,47	1,29	3,55	0,89

### Remarque

Vu que la méthode des trois moments surestime les moments aux appuis au détriment des moments en travées (l'inconvénient de la méthode des 3 moments), on diminue ces derniers de 1/3 et on augmente les moments en travées de 1/3

### Moments en travées

$$M_{(1-2)} = 3,30 + 0,33 (3,30) = 4,40 \quad [\text{KN.m}]$$

$$M_{(2-3)} = 1,96 + 0,33 (1,96) = 2,61 \quad [\text{KN.m}]$$

$$M_{(3-4)} = 2,81 + 0,33 (2,81) = 3,74 \quad [\text{KN.m}]$$

$$M_{(4-5)} = 3,23 + 0,33 (3,23) = 4,31 \quad [\text{KN.m}]$$

$$M_{(5-6)} = 0,89 + 0,33 (0,89) = 1,18 \quad [\text{KN.m}]$$

### Moments aux appuis

$$M_1 = -7,58 + 0,33 (7,58) = -4,39 \quad [\text{KN.m}]$$

$$M_2 = -6,14 + 0,33 (6,14) = -3,56 \quad [\text{KN.m}]$$

$$M_3 = -5,50 + 0,33 (5,50) = -3,19 \quad [\text{KN.m}]$$

$$M_4 = -6,93 + 0,33 (6,93) = -4,01 \quad [\text{KN.m}]$$

$$M_5 = -5,13 + 0,33 (5,13) = -2,97 \quad [\text{KN.m}]$$

$$M_6 = -1,69 + 0,33 (1,69) = -0,98 \quad [\text{KN.m}]$$

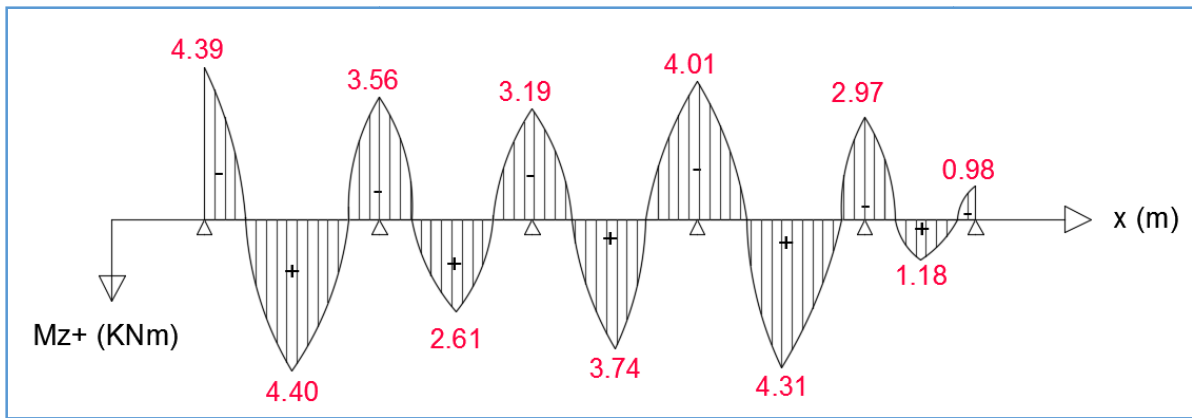


Figure 7 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

**Calcul des efforts tranchants**

$$V(x) = -qx + q \cdot \frac{l}{2} + \left( \frac{M_{i+1} - M_i}{l} \right)$$

Tableau III.3 Calcul des efforts tranchants à l'ELU.

Travées	L (m)	q <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>i</sub> (KN.m)	M <sub>i+1</sub> (KN.m)	V(x)(KN)	
					x = 0	x = L
1-2	3,4	6,403	-4,39	-3,56	11,13	-10,64
2-3	2,96	6,403	-3,56	-3,19	9,60	-9,35
3-4	3,20	6,403	-3,19	-4,01	9,99	-10,50
4-5	3,25	6,403	-4,01	-2,97	10,72	-10,09
5-6	2,15	6,403	-2,97	-0,98	7,81	-5,96

## Diagramme des efforts tranchants

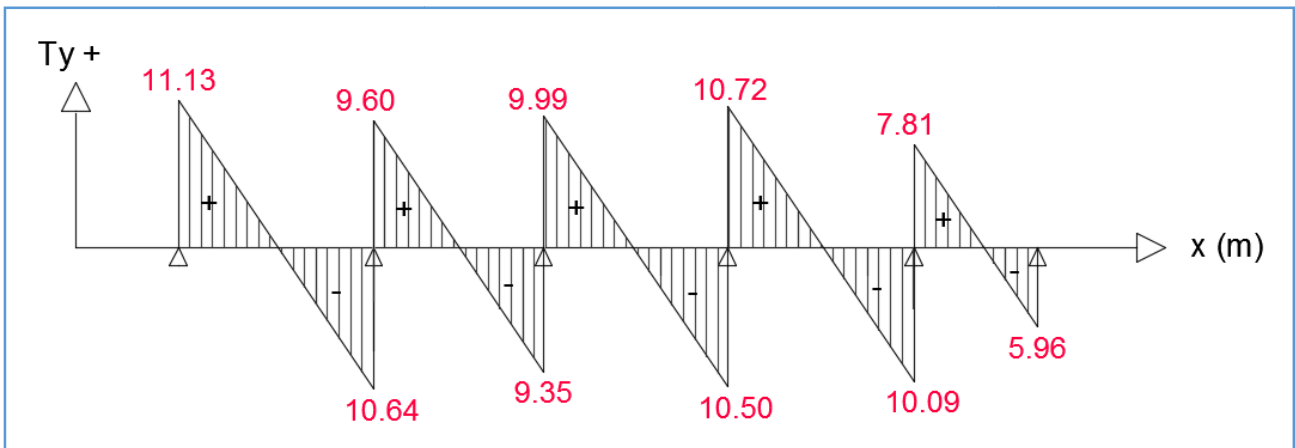


Figure 8 Diagramme des efforts tranchant.

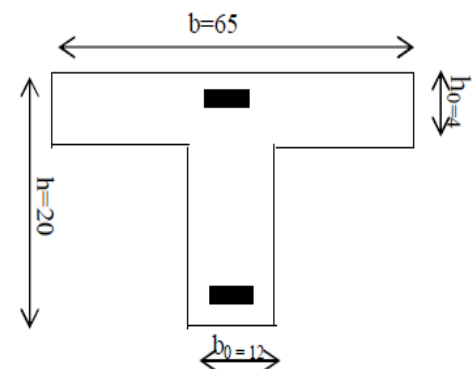
### III.2.6 Calcul des armatures

Les moments maximum aux appuis et en travées sont :

$$M_{ut}^{\max} = 4,40 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua}^{\max} = 4,39 \text{ KN.m}$$

$$V_u^{\max} = 11,13 \text{ KN}$$



### Caractéristiques géométriques de la section de calcul

$b = 65$  cm (largeur de la table de compression)

$h = 20$  cm (hauteur total de plancher)

$b_0 = 12$  cm (largeur de la nervure)

$h_0 = 4$  cm (épaisseur de la table de compression)

$c = 2$  cm (enrobage des armatures inférieures)

$d = 18$  cm (distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibre la plus comprimée).

### Moment résistant

$M_0$  : Moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

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

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 59,07 \text{ KN.m}$$

$M_f = 4,40 < M_0 = 59,07 \rightarrow$  Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé,

La section en T se calcule exactement comme une poutre rectangulaire de largeur "b" et de hauteur "h".

### Calcul des armatures longitudinales :

#### En travée

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4,40 \cdot 10^2}{65 \times (18)^2 \times 14,2 \times 10^{-1}} = 0,015 < 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA} \rightarrow (A_{sc} = 0).$$

$$\mu = 0,015 \rightarrow \beta = 0,992$$

#### Les armatures nécessaires (traction)

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{4,40 \times 10^2}{0,992 \times 18 \times 348 \times 10^{-1}} = 0,71 \text{ cm}^2$$

On adopte  $A_{st} = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$

#### Aux appuis

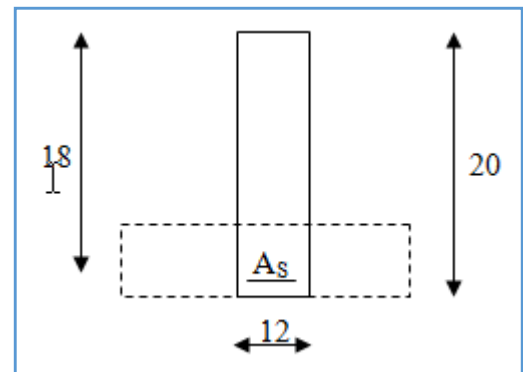
La table est entièrement tendue donc Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension  $b_0 \times h$

$$b_0 = 12\text{cm}, c = 2\text{cm}, h = 20\text{cm}, d = 18\text{cm}$$

#### Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4,39 \cdot 10^2}{12 \times (18)^2 \times 14,2 \times 10^{-1}} = 0,079$$

$$\mu = 0,079 < 0,392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$



Les armatures nécessaires sont les armatures de traction

$$\mu = 0.079 \rightarrow \beta = 0.959$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{4,39 \times 10^2}{0,959 \times 18 \times 348 \times 10^{-1}} = 0,73 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{st} = 1\text{HA}10 = 0,79 \text{ cm}^2$$

### III.2.7 Vérifications à L'ELU

#### Vérification à la condition de non fragilité (BAEL91 Art A.4.2.1)

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

$$\text{En travée : } A_t = 1,57 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 = A_{\min} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Aux appuis : } A_a = 0,79 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 = A_{\min} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

La section d'armature choisie est supérieure à  $A_{\min}$ , donc la condition est vérifiée.

#### Vérification au cisaillement (BAEL91 Art A.5.1.211)

Pour justifier les armatures transversales droites, le règlement impose la vérification suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } V_u = 11,13 \text{ KN}$$

Pour les fissurations peu préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_B} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{11,13 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,52 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,52 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### Influence de l'effort tranchant (BAEL91 Art A.5.1.313)

**Au niveau des appuis de rive**

On doit vérifier :  $\tau_u = \frac{2V_u}{b_0 \times 0.9 \times d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = 13,33 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{2 \times 11,13 \times 10^3}{120 \times 162} = 1,15 \text{ MPa} < 13,33 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

### Au niveau des Appuis intermédiaires (BAEL 91 Art A.5.1.321)

$$0.9 \times d \times Vu = 0.9 \times 0.180 \times 11,13 = 1,80 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 4,39 \text{ KN.m} > 1,80 \text{ KN.m}$$

→ Les armatures calculées sont suffisantes.

### Sur le béton (BAEL 91 Art A.5.1. 313)

$$\frac{2Vu}{b_0 \times 0.9d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{2 \times 11,13 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 180} = 1,15 \text{ MPa}$$

$$\frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$1,15 \text{ Mpa} < 13.33 \text{ Mpa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

### Section minimale d'armatures inférieures sur appui :(BAEL 91 Art A.5.1.313)

$$A_s \geq \frac{V_u}{f_e} \times V_u$$

$$\frac{1.15}{400} \times 11,13 = 0,032 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,79 \text{ cm}^2 > 0.032 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

### Contrainte minimale de compression sur appui : (BAEL91 Art A.5.1.322)

$$\sigma_{mb} = \frac{V_u}{b_0 \times 0,9 \times d} \leq \frac{1,3f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{11,13 \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 180 \times 10^{-1}} = 0,573 \text{ MPa}$$

$$\frac{1,3 \times 25}{1,5} = 21,67 \text{ MPa}$$

0,573 MPa < 21,67 MPa → **Condition vérifiée**

### Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis (BAEL 91 Art A.6.1)

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est :

$$\bar{\tau}_u = \Psi f_{t28} = 3,15 \text{ MPa} \quad ; \text{ Avec : } \Psi = 1,5$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité est :

$$\tau_u = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum U_i} = \frac{11,13 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 3,14 \times 1 \times 10} = 2,19 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 2,19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow$  **Condition vérifiée**

### Ancrage des barres: (BAEL91/Art A.6.1,23)

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6\psi_s^2 f_{t28} = \tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,0 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

Soit :  $L_s = 40 \text{ cm}$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend :  $L_a = 0,4L_s$

$L_a = 0,4 \times 40 = 16 \text{ cm} \Rightarrow L_a = 16 \text{ cm}$ .

### Calcul des armatures transversales

### Le diamètre minimal des armatures transversales

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par **(BAEL 91 Art A.7.2.12)**

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{b_0}{10} ; \frac{h}{35} ; \Phi_1 \right\} = \min \{ 12/10 ; 20/35 ; 10 \} = 0,56 \text{ cm}$$

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

$$A_t = 1 \phi 8 = 0,50 \text{ cm}^2$$

### La section des armatures transversales

$$S_{t1} \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \} = 16,2 \text{ cm}$$

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

## III.2.8 Calcul à l'ELS

### Combinaison de charge à l'ELS

$$q_s = G+Q = 3,66+0,975 = 4,635 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = 4,635 \text{ KN/ml}$$

La charge étant la même sur toutes les travées des poutrelles, les grandeurs des moments et des efforts tranchants calculés à l'ELU sont proportionnelles à la charge  $q_u$ . Il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par  $\frac{q_s}{q_u}$  pour obtenir les valeurs des moments à l'ELS.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4,635}{6,403} = 0.724$$

### Calcul des moments fléchissant

#### Les moments aux appuis

$$M_1 = -4,39 \times 0.724 = -3,18 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -3,56 \times 0.724 = -2,58 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -3,19 \times 0.724 = -2,31 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -4,01 \times 0,724 = -2,90 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -2,97 \times 0,724 = -2,15 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = -0,98 \times 0,724 = -0,71 \text{ KN.m}$$

**Les moments en travées**

$$M_{(1-2)} = 4,40 \times 0,724 = 3,19 \text{ KN.m}$$

$$M_{(2-3)} = 2,61 \times 0,724 = 1,89 \text{ KN.m}$$

$$M_{(3-4)} = 3,74 \times 0,724 = 2,71 \text{ KN.m}$$

$$M_{(4-5)} = 4,31 \times 0,724 = 3,12 \text{ KN.m}$$

$$M_{(5-6)} = 1,18 \times 0,724 = 0,86 \text{ KN.m}$$

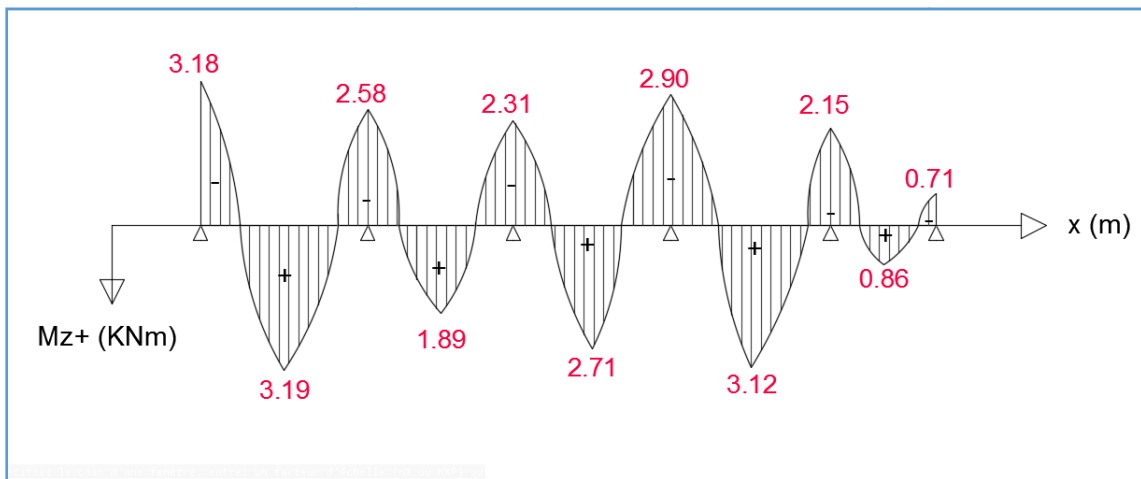


Figure 9 Diagramme des moments fléchissant à L'ELS

**Calcul des efforts tranchants**

$$V_s = V_u \times 0,724$$

Tableau III.4 Calcul des efforts tranchants à l'ELS

Travées	L (m)	q <sub>u</sub> (KN/m)	Coefficient (q <sub>s</sub> /q <sub>u</sub> )	V(x)(KN)	
				x = 0	x = L
1-2	3,40	4,635	0,724	8,06	-7,70
2-3	2,96	4,635	0,724	6,95	-6,77
3-4	3,20	4,635	0,724	7,23	-7,60
4-5	3,25	4,635	0,724	7,76	-7,30
5-6	2,15	4,635	0,724	5,65	-4,31

**Diagramme de l'effort tranchant**

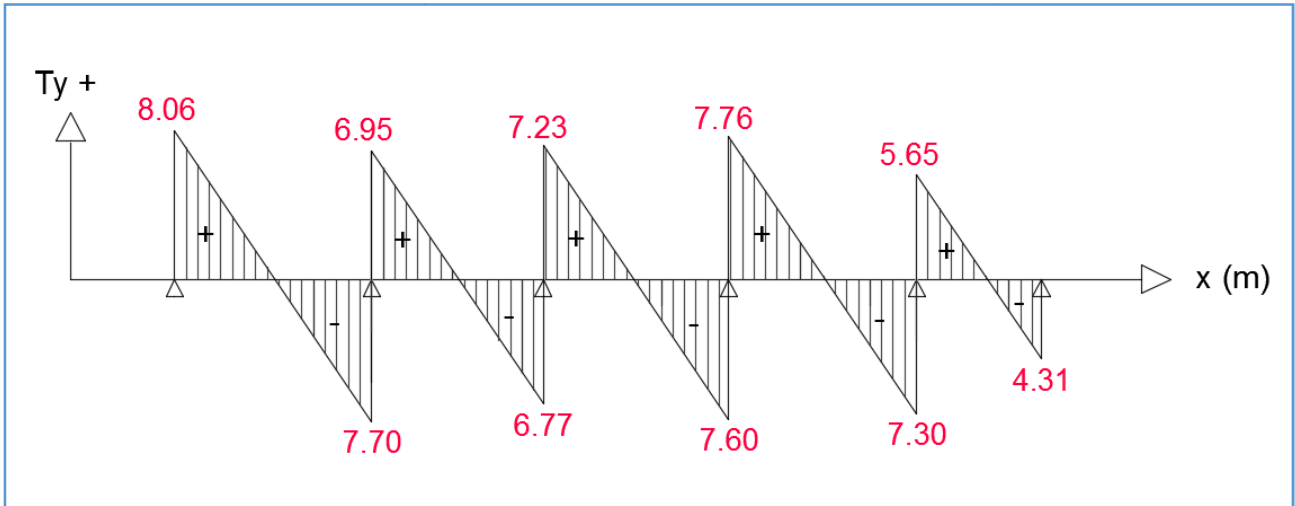


Figure 10 Diagramme de l'effort tranchant à L'ELS

**III.2.9 Vérifications à L'ELS**

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leurs sont relatives sont exposées dans ce qui suit.

**État limite de résistance de béton en compression**

La contrainte de compression dans le béton :  $\overline{\sigma_{bc}} = \frac{\sigma_s}{K1}$

**En travée**

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b_0.d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,727 \rightarrow \beta_1 = 0,876 \rightarrow K1 = 25,32$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{\beta_1.d.A_s} = \frac{3,19 \times 10^6}{0,876 \times 180 \times 157} = 128,86 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{128,86}{25,32} = 5,09 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Aux appuis**

La section d'armatures adoptée aux appuis

$$A_s = 1 \phi 10 = 0,79 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 0,79}{12 \times 18} = 0,37 \rightarrow \beta_1 = 0,906 \rightarrow K1 = 38,19$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\text{ser}}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{3,18 \times 10^6}{0,906 \times 180 \times 79} = 246,83 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{246,83}{38,19} = 6,46 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

**État limite d'ouverture des fissures (BAEL91 Art A.4.5.3.2)**

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

**État limite de déformation**

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 de BAEL 91 (Art B.6.8.424) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

Avec :  $L = 340 \text{ cm}$  (longueur entre nus d'appuis)

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

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{0,20}{3,40} = 0,059 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0,20}{3,4} \geq \frac{1}{15} \cdot \frac{3,19}{59,07} \Rightarrow 0,0059 \geq 0,0036 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$3) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{1,57}{12 \times 18} = 0,0072 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

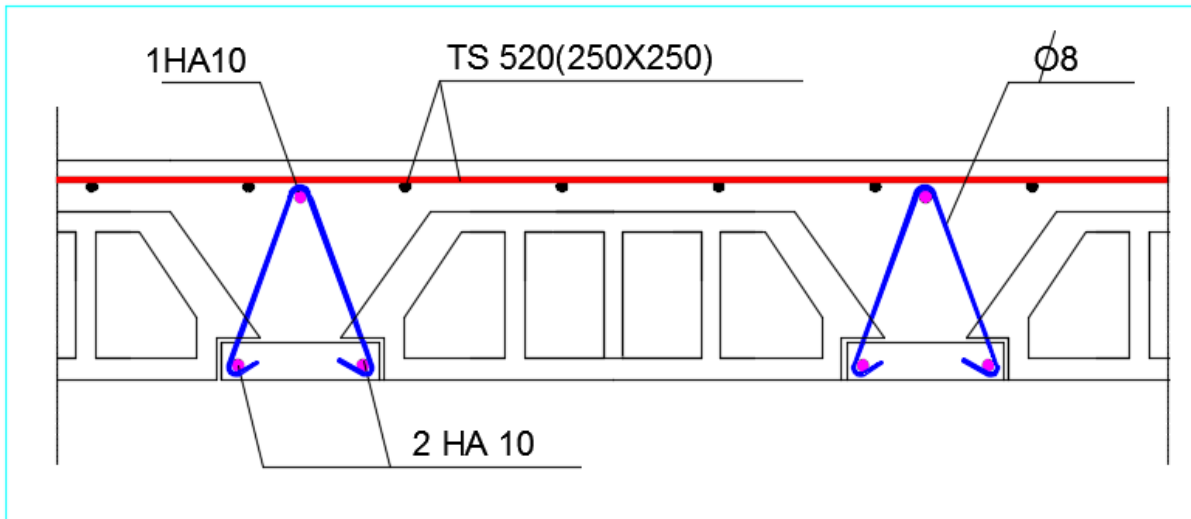
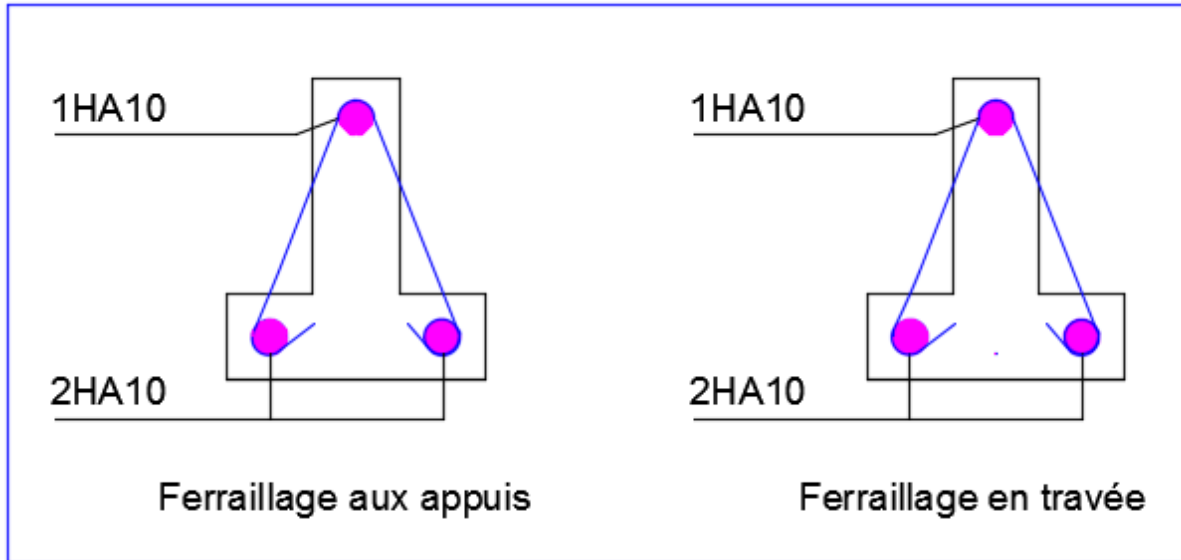


Figure 13 : Schéma du ferrailage du plancher

### III.3 Balcon en dalle pleine

#### Introduction

La dalle pleine est un élément horizontal en béton armé de 15 à 20 cm d'épaisseur, coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte. Ce type de dalle est très utilisé dans l'habitat collectif.

#### III.3.1 Pré-dimensionnement

L'épaisseur de la dalle des balcons (qui est en console) est donnée par la formule suivante :

$$ep \geq L_0 / 10$$

$L_0=1.00\text{m}$  : portée libre.

$ep$  : épaisseur de la dalle

$$ep \geq \frac{1,00}{10} \rightarrow e \geq 10\text{cm}$$

On adoptera une épaisseur :  $e=15\text{cm}$ .

- **Critère de résistance**

$ep \geq \frac{Lx}{20}$  pour une dalle sur un ou deux appuis parallèles.

$\frac{Lx}{45} \leq ep \leq \frac{Lx}{40}$  pour une dalle sur trois appuis ou sur quatre appuis avec  $\rho > 0,4$

Application numérique :

$$\text{Dalle sur deux appuis : } ep \geq \frac{Lx}{20} \rightarrow ep \geq \frac{100}{20} \rightarrow ep \geq 5 \text{ cm}$$

$$\text{Dalle sur trois appuis : } \frac{100}{45} \leq ep \leq \frac{100}{40} \rightarrow 2,22 \text{ cm} \leq ep \leq 2,5 \text{ cm}$$

- **Isolation acoustique : (règles techniques CBA 93)**

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, la masse surfacique minimale du béton est  $dep = 350 \text{ Kg/m}^2$ .

$$M = \rho \times ep \geq 350 \text{ Kg/m}^2$$

L'épaisseur minimale de la dalle est donc :

$$ep = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 0,14 \text{ m} = 14 \text{ cm}$$

Finalement, la condition la plus défavorable étant celle de la résistance au feu, nous allons adopter une épaisseur des dalles pleines et des balcons de **15 cm**.

#### Conclusion :

La dalle pleine aura une épaisseur de :  $ep = 15(\text{cm})$

Pour le cas de notre structure, Le calcul se fera juste pour les balcons en dalle pleine.  
Le balcon est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher.

Le balcon est constitué d'une dalle pleine reposant sur la poutre de rive avec un garde corps

De hauteur  $H=1\text{m}$  en maçonnerie brique creuse de 10cm d'épaisseur.

L'épaisseur de la dalle pleine est calculée par la formule suivante :

Avec :

- **G** : charge permanente uniformément réparties due au poids propre de la dalle pleine.
- **Q** : surcharge d'exploitation verticale revenant au balcon.
- **g**: charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde-corps en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

#### Détermination des charges et surcharges du balcon :

##### a) Charge permanente :

- charges uniformément réparties (**G**) :

$$G = 6,59 \text{ KN / m}^2 \quad (\text{déterminer dans le chapitre II})$$

- Charge concentrée (**g**) :

N°	Désignation	Épaisseur [m]	pds volumique [KN/m <sup>3</sup> ]	G [KN/m <sup>2</sup> ]
1	Brique	0.1	9	0.9
2	Enduit de ciment	(0.02×2) =0,04	18	0.72
<b>G total</b>				1.62

Tableau III.5: Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde corps.

##### b) Surcharge d'exploitation :

- Charge d'exploitation du balcon.....  $Q=3.5 \text{ kN/ml}$  (donnée par le DTR **BC2.2**)

#### III.3.2 Combinaison de charges :

Le balcon travaille en flexion composée.

##### a) A l'ELU :

- **Dalle** :  $q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{m} = (1,35 \times 6,59 + 1,5 \times 3,5) \times 1\text{m} = 14,15 \text{ kN.m}$
- **Garde corps** :  $g_{u1} = 1,35G_1 = 1,35 \times 1,62 = 2,187 \text{ kN}$ .

b) *A l'ELS:*

- **Dalle:**  $q_s = (G+Q) \times 1m = (6,59+3,5) \times 1m = 10,09 \text{ kN.m}$
- **Garde corps:**  $g_{s1} = G_1 = 1,62 \text{ kN}$ .

### III 3.3 Ferrailage du balcon :

Calcul des efforts internes :

a) *A l'ELU :*

- **Calcul du moment sollicitant :**

$$\text{Moment dû à la charge } q_u : M_1 = \frac{q_u L^2}{2}$$

$$\text{Moment dû à poids du garde corps } : M_2 = g_{u1} \times L$$

$$\text{Le moment total est } : M_u = M_1 + M_2$$

$$M_u = \frac{14,15 \times 1,0^2}{2} + 2,19 \times 1,5 \quad M_u = 10,36 \text{ Kn.m}$$

- **L'effort tranchant :**

$$V_u = q_u \times L + g_{u1}$$

$$V_u = 14,15 \times 1,00 + 2,19 = 16,34 \text{ KN}$$

b) *A l'ELS:*

- **Calcul du moment sollicitant:**

$$M_s = \frac{q_s L^2}{2} + g_{s1} \times L = \frac{10,09 \times 1,00^2}{2} + 1,62 \times 1,00$$

$$M_s = 6,67 \text{ KN.m}$$

- **L'effort tranchant :**

$$V_s = q_s \times L + g_{s1}$$

$$V_s = 10,09 \times 1,00 + 1,62 = 11,71 \text{ KN}$$

**Ferrailage :**

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple. La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.



Figure III.34: section de balcon.

**Avec :**

**h :** Epaisseur de la section (h = 15 cm).

**b :** Largeur de la section (b = 100 cm).

**c :** Enrobage (c = c' = 2 cm).

**d :** Hauteur utile (h - c = 15 - 2 = 13 cm).

**a) Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\text{Avec: } f_{bc} = \frac{0.85 f_c}{\theta \gamma} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{10.36 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.043 < 0.392 \quad \rightarrow \quad \text{section simplement armée}$$

À partir des abaques, on tire la valeur de  $\beta$  correspondant :  $\mu = 0.043 \beta = 0.9785$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec: } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{10.36 \times 10^3}{0.9785 \times 13 \times 348} = 2.34 \text{ cm}^2$$

**Soit :  $A_s = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$**

**Avec un espacement :  $S_t = 25 \text{ cm}$**

**b) Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

**Soit :  $A_r = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$**

Avec : un espacement :  $St = 25 \text{ cm}$

### III.3.4 Vérification à l'ELU:

a) Condition de non fragilité(A.4.2.1/BAEL.91 modifié 99) :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$$

$$A_{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_s = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,57 \text{ cm}^2 \text{ Condition Vérifiée.}$$

b) Vérification au Contrainte de cisaillement (A.5.1,2/BAEL91 modifié 99) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

La fissuration est préjudiciable

$$\checkmark V_u = 14,15 \times 1,00 + 2,19 = 16,34 \text{ KN}$$

$$\checkmark \tau_u = \frac{16,34 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,125 \text{ MPa}$$

$$\checkmark \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2,5 ; 4 \text{ MPa} \}$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,125 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Vérification de l'adhérence et d'entraînement des barres (ART A.6.1,3 BAEL 91 modifiées 99) :

Quand toutes les barres sont de même diamètre, soit isolées, soit groupées en paquets

Égales, la formule devient :

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

$\Sigma u_i$ : Désignant la Somme des périmètres utiles des Barres ou des paquets.

$$\Sigma u_i = n \pi \Phi = 4 \times 3,14 \times 1,2 = 15,07 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{16,34 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 15,07 \times 10} = 0,93 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \tau_{se} = 0,93 \text{ Mpa}$$

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

Avec :  $\psi_s$  : Coefficient de scellement,  $\psi_s = 1,5$  (Pour les Aciers HA).

$$\tau_{se} = 0,93 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \text{ condition vérifiée}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$  La condition est vérifiée, il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

**d) Espacements des barres (Art A.8.2,42/BAEL91 modifié99) :**

Vérification de l'espacement

- Armatures principales :

$$S_t \leq \min(3h ; 33\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(3 \times 15 ; 33\text{cm}) = \min(45 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée..}$$

- Pour les armatures de répartition :

$$S_t \leq \min(4h ; 45\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(4 \times 15 ; 45\text{cm}) = \min(60 ; 45) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**e) Longueur de scellement :**

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \Psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } l_s = 45 \text{ cm}$$

Pour des raisons de pratique on adopte un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après l'article (A.6.1, 253/BAEL91 modifié 99) est fixée pour les barres à haute adhérence à :

$$l_r = 0.4 l_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

**III.3.4 Vérification à l'ELS****a) Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91 modifiées 99) :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

**b) Etat limite de compression du béton (Art .A.4.5.2 du BAEL91) :**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.60 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

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

Avec :

- $M_s = 6,67 \text{ KN.m}$

- $A_s = 4.52 \text{ cm}^2$

- $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 130} = 0,0348$

$$\rho_1 = 0,0348 \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0,968 \quad \rightarrow \quad K_1 = 141,3$$

$$\sigma_{st} = \frac{6,67 \times 10^3}{0,968 \times 13 \times 4,52} = 117,26 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{141,3} \times 117,26 = 0,829 \text{ MPa.}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$  ..... Condition vérifiée.

**c) Etat limite de déformation :**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$

$$\frac{15}{100} = 0,15 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0}$

$$\frac{15}{100} = 0,125 \geq \frac{6,67}{10 \times 6,67} = 0,1 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

- $\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$

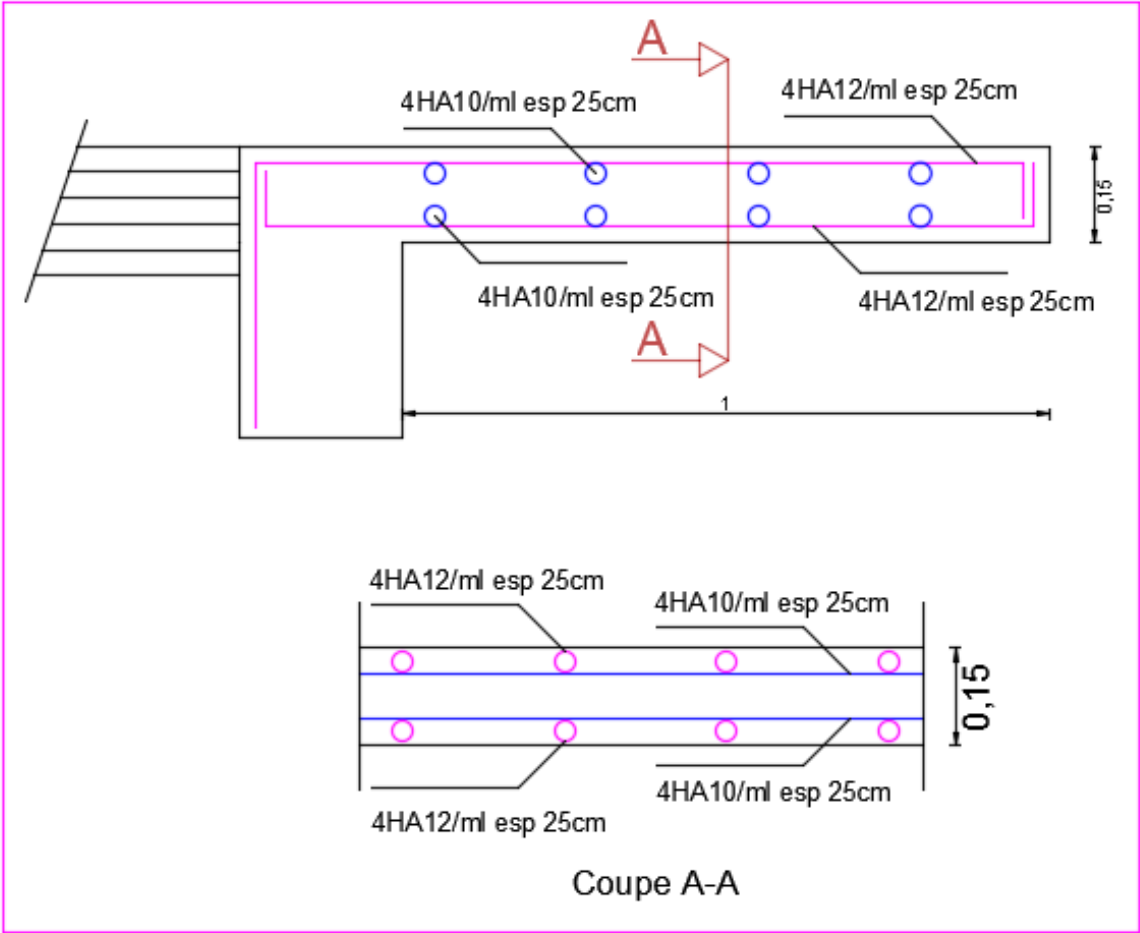
$$\frac{4,52}{100 \times 13} = 0,0035 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

**Conclusion :**

Le balcon est ferrailé comme suit :

❖ **Armatures principales : 4HA12 avec e=25 cm.**

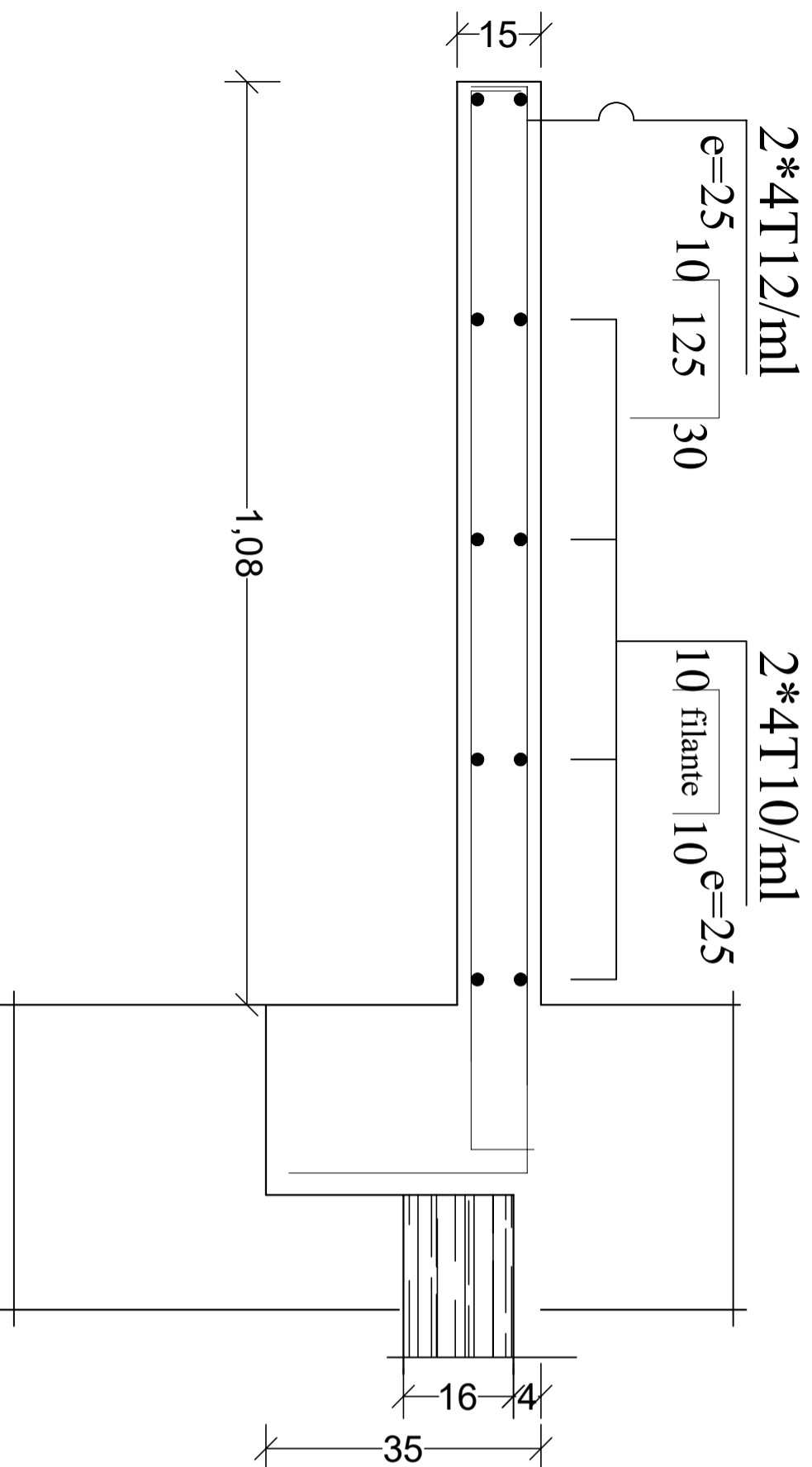
❖ **Armatures secondaires : 4HA10 avec e=25 cm.**



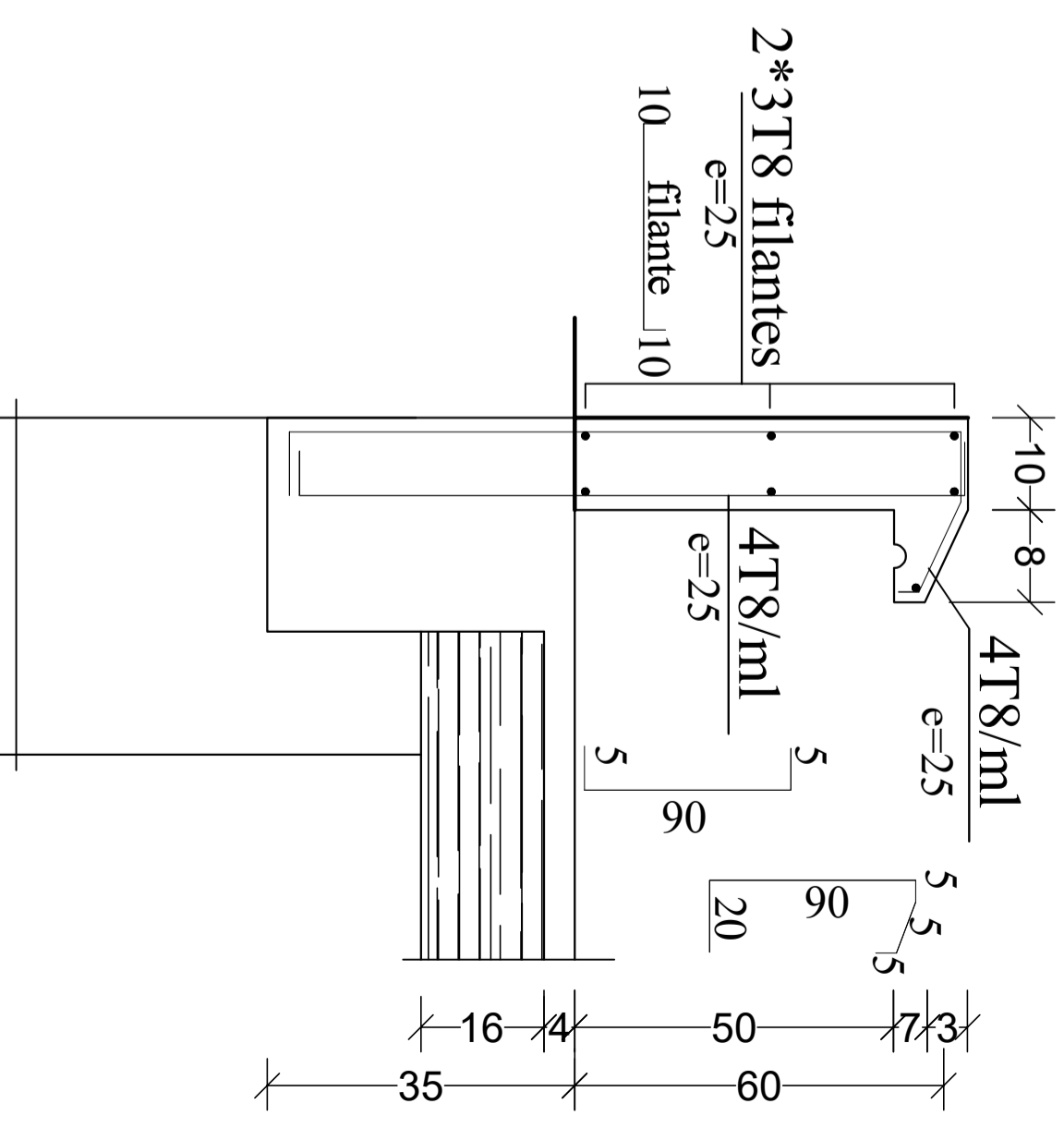
Ferrailage du balcon

# Éléments Secondaires

## Balcons



## Acrotère



Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou  
Faculté du Génie de la construction  
Département de Génie Civil

Dossier : Génie civil

Ferraillage balcon & acrotère

Mlle. BRAHIMI DJEDJIGA

Mlle. ISSAD TASSADIT

Mlle. MESSAOUDI HASSINA

Encadreur : Mme ALKAMA

Promotion : © 2021

Echelle : 1/50



### III.4. Les escaliers

#### Introduction

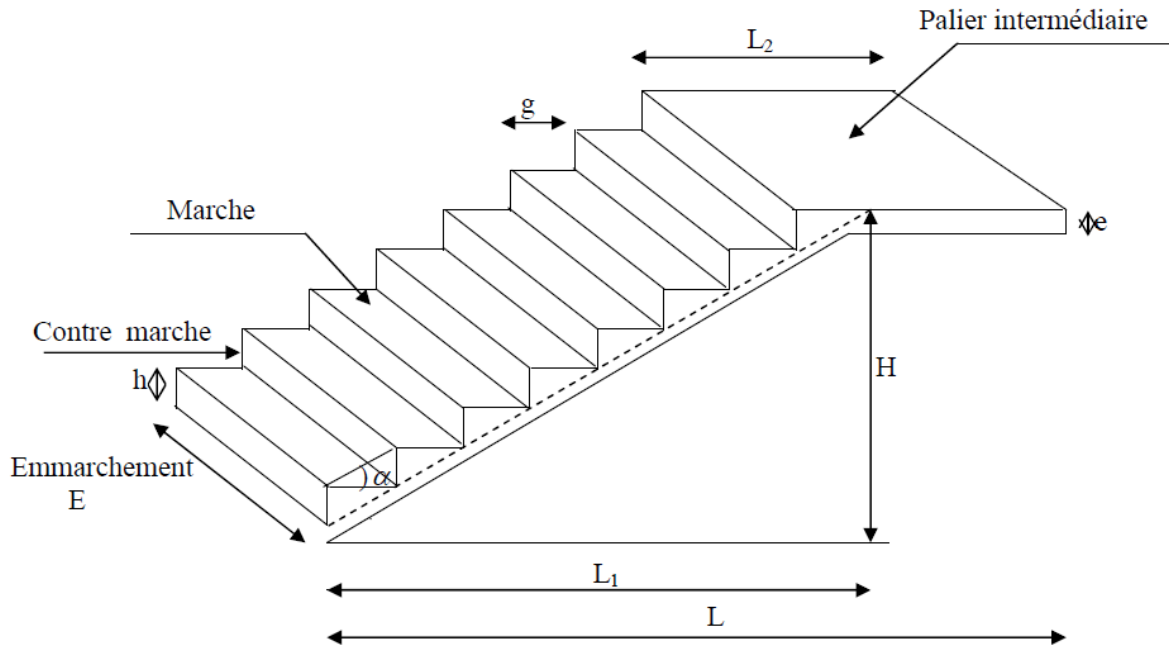
Un escalier est un élément constitué d'un ensemble des marches échelonnées, qui permettent le passage d'un niveau à un autre.

La tour comporte un seul type d'escalier, il possède deux paillasse adjacentes et un palier de repos (à deux volées avec un palier intermédiaire). Il est en béton armé coulé sur place. Les paillasse sont assimilées dans les calculs à des poutres isostatiques. Les principes et termes utiles sont illustrés sur la suivante.

Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et de type du bâtiment.

#### ➤ Définition d'ordre fonctionnel et caractéristique géométriques

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit les pieds, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux Marches, nommée nez de marche, est parfois sailli sur la contre marche.
- **Hauteur de contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives. Les valeurs courantes sont  $h = 13$  à  $17$  cm, jusqu'à  $22.5$  cm pour les escaliers à usage technique ou privé.
- **Le giron(g)** : est la longueur de la marche prise sur ligne de foulée, séparant deux contre marches. Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLONDEL qui est :  $2h + g = 59$  à  $64$ .
- **Une volée** : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est une plate forme constituant un repos entre deux volées.
- **L'embranchement** : représente la largeur utile de chaque marche (la marche).  
 $n$  : nombre de contre marches.  
 $m$  : nombre de marches
- **Échappée** : hauteur libre de passage sous un obstacle.  $2m$  en minimum de la face supérieure du nez d'une marche d'escalier.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé elle supporte les marches et contre marches.
- **Reculement (développement)** : est la longueur horizontale mesurée de l'escalier au sol.



**Figure III-1 : Coupe verticale de l'escalier**

### III-4-1- Pré dimensionnement de l'escalier

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

Le nombre des marches (n).

La hauteur de la marche (h), le giron(g).

L'épaisseur de la paillasse (e).

Le pré dimensionnement des marches et contre marches doit satisfaire la relation de « BLONDEL » :

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

Pour un escalier courant desservant les étages d'une habitation, les valeurs moyennes (en cm) sont :

$$\left\{ \begin{array}{ll} h: \text{la hauteur de la contre marche} & 14 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm} \\ g: \text{le giron} & 22 \text{ cm} \leq g \leq 34 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\text{On adopte : } \left\{ \begin{array}{l} h = 17 \text{ cm} \\ g = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- Nombre de contre marches (n) :  $n = \frac{H}{h}$
- Nombre de marche ;  $m = n - 1$
- Ligne de foulée représente la trajectoire que suivait une personne qui monte l'escalier ; elle est toujours tracée à 50 cm du collet.

### III.4.2 Calcul de l'escalier (type 1 pour les étages courants) :

Le Nombre de contre marches (n) est donnée par :

$$n = H/h$$

#### Les étages courants :

Nous avons la hauteur d'étage  $H = 3,06$  m :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{3,06}{0,17} = 18 \text{ contres marches}$$

Comme l'étage RDC et courant comporte deux paillasse identique, On aura alors :

$$n = 9 \text{ contre marches pour toutes les volées} \rightarrow \text{donc : } m = n - 1 = 8 \text{ marches.}$$

#### Calcul du giron

Le giron « g » est donnée par la formule suivante :  $g = L/n - 1$

$$\text{On a : } L = 2.40\text{m} \quad g = 2.4/8 = 0.3\text{m} \quad g = 30\text{cm.}$$

Avec la relation de BLONDEL :

$$2h + g = 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm}$$

On remarque bien que  $59 \text{ cm} < 2h + g = 64 \text{ cm} < 66 \text{ cm} \Rightarrow$  la relation est vérifiée, donc l'escalier est conforme.

L'emmarchement est de 125cm.

La longueur de la ligne de foulée :  $l = g(n-1) = 30(9-1) = 240\text{cm.}$

Giron G	$22 \text{ cm} \leq g \leq 34 \text{ cm}$	30cm
Hauteur d'une contre marche h	$14\text{cm} \leq h \leq 20 \text{ cm}$	7cm
Condition de BLONDEL	$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$	64cm
H auteur d'une volée H	/	153cm
L'emmarchement E	/	125cm
La longueur de ligne de foulée	$g (n-1)$	240cm

#### III.4.2.1 Pré dimensionnement des sollicitations de calcul

Le pré dimensionnement se fera comme pour une poutre simplement appuyée sur ces deux extrémités et d'ont l'épaisseur de la paillasse et du palier (ep) doit vérifier :

$$L/30 \leq e_p \leq L/20$$

Avec

$L$  : longueur réelle de la paillasse et du palier (entre appuis) :  $L = L' + L_2$ .

$L_1$  : longueur de la paillasse projetée.

$L_2$  : longueur du palier.

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{240} = 0,6375 \quad \Rightarrow \alpha = 32,51^\circ$$

$$\operatorname{Cos} \alpha = \frac{L_1}{L'} \quad \Rightarrow L' = \frac{L_1}{\operatorname{Cos} \alpha} = \frac{240}{\operatorname{Cos} 32,51} = 284,59 \text{ cm}$$

$$L = L' + L_2 = 284,59 + 152 = 436,59 \text{ cm}$$

$L$  : longueur de la paillasse.

$$\frac{436,59}{30} \leq e_p \leq \frac{436,59}{20}$$

$$14,553 \text{ cm} \leq e_p \leq 21,829 \text{ cm}$$

On opte pour  $e_p = 15 \text{ cm}$

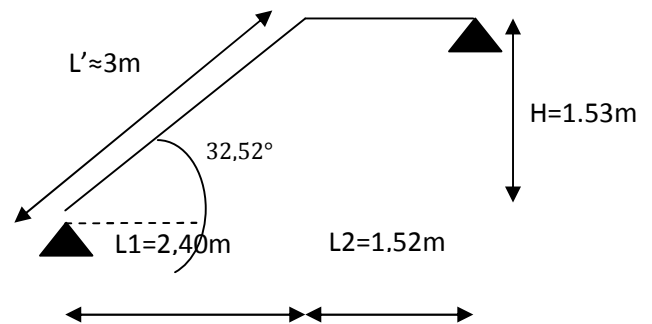


Figure III-2 Schéma statique de l'escalier

### III.4.2.2 Détermination des sollicitations de calcul

Le calcul se fera en flexion simple en considérant la paillasse comme une poutre semi encastrée aux endroits des deux paliers.

#### ➤ charges permanentes

#### ➤ Palier :

- poids propre du palier:  $25 \times 0,15 \times 1 = 3,75 [\text{KN/ml}]$

- Poids de revêtements

- carrelage:  $0,02 \times 1 \times 22 = 0,44 [\text{KN/ml}]$

- mortier de pose:  $0,02 \times 1 \times 22 = 0,44 [\text{KN/ml}]$

- lit de sable:  $0,02 \times 1 \times 18 = 0,36 [\text{KN/ml}]$

- enduit plâtre:  $0,02 \times 1 \times 10 = 0,2 [\text{KN/ml}]$

Donc on a :  $G_{\text{palier}} = 5,19 [\text{KN/ml}]$

**Tableau III.1** : Charge totale du palier

Eléments	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Poids propre de la dalle pleine en BA	$25 \times 0.15 = 3.75$
Poids des revêtements (carrelage + mortier + sable + enduit) (0.44+0.44+0.36+0.2)	1.44
<b>Charge permanente totale.</b>	<b><math>G1=5.19</math></b>

- **la paillasse**

- Poids propre de la paillasse :  $25 \times 0.15 / \cos(32,51) = 4.45 \text{ KN/m}^2$

-Poids propre de la marche:  $25 \times 0.17 \times 1/2 = 2,125 \text{ KN/m}^2$

- Poids de revêtements :

➤ carrelage:  $0,02 \times 1 \times 22 = 0,44[\text{KN/ml}]$

➤ mortier de pose:  $0,02 \times 1 \times 22 = 0,44[\text{KN/ml}]$

➤ lit de sable:  $0,02 \times 1 \times 18 = 0,36$

➤ poids du garde-corps :  $0,2[\text{KN/ml}]$

➤ enduit plâtre:  $0,02 \times 1 \times 10 = 0,2[\text{KN/ml}]$

Donc on a :  $G_{\text{paillasse}} = 8.215[\text{KN/ml}]$

**Tableau III.2** : Charge totale de la volée

Eléments	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Poids propre de la paillasse	$25 \times 0.15 / \cos(32,51) = 4.45$
Poids propre de la marche	$25 \times 0.17 \times 1/2 = 2,125$
Poids des revêtements (carrelage + mortier + sable+ garde-corps + enduit) (0.44+0.44+0.36+0.2+0.2)	1.64
<b>Charge permanente totale.</b>	<b><math>G2=8.215</math></b>

### Les Surcharges d'exploitation

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le DTR B.C.2.2 :

$$Q = 2,5 \times 1\text{m} = 2,5 \text{ KN/ml.}$$

#### III.4.2.3 Calcul à L'état limite ultime(ELU)

**NB :** le calcul se fera pour une bonde de 1m.

##### A) Combinaison des charges

$$\mathbf{E.L.U} \begin{cases} \text{la paillasse: } q_{u1} = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 8.215 + 1.5 \times 2.5) = 14.84 \text{ KN/m}^2 \\ \text{le palier: } q_{u2} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.19 + 1.5 \times 2.5 = 10.76 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

#### Schéma statique à ELU

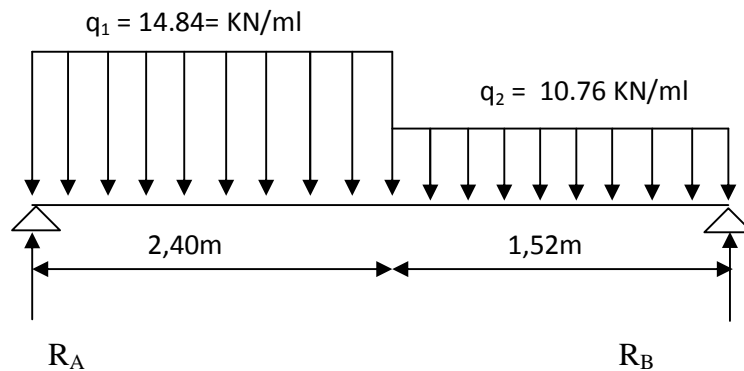


Figure III.3 Schéma statique de calcul d'escalier à l'ELU.

##### ➤ Réaction d'appui

$$\Sigma F/y = 0 \Rightarrow 2.4q_1 + 1.52q_2 = R_A + R_B$$

$$R_A + R_B = 2.4 \times 14.84 + 1.52 \times 10.76$$

$$R_A + R_B = 51.97 \text{ K/ml.}$$

$$\Sigma M/A = 0 \Rightarrow R_B \cdot L = q_1 \times 2.4 \times \frac{2.4}{2} + q_2 \times 1.52 \times \left(\frac{1.52}{2} + 2.4\right)$$

$$R_B \cdot L = 14.84 \times 2.4 \times 1.2 + 10.76 \times 1.52 \times 3.16 = 94,41 \text{ KN}$$

$$R_B = \frac{94,41}{3,92} = 24,08 \text{ KN.} \quad \Rightarrow R_B = 24,08 \text{ KN.}$$

$$R_A = 51,97 - 24,08 = 27,89 \text{ KN.} \quad \Rightarrow R_A = 27,89 \text{ KN.}$$

➤ **Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :**

**Effort tranchant**

Tronçon	Expression	X (m)	T <sub>y</sub> (KN)
0 ≤ x ≤ 2,4	RA - q <sub>1</sub> x	0	<b>27.89</b>
	27.89-14.84x	2,4	<b>-7.73</b>
0 ≤ x ≤ 1,52	q <sub>2</sub> x - RB	0	<b>-24.08</b>
	10.76x-24.08	1,52	<b>-7.73</b>

➤ **Moments fléchissant**

Tronçon	Expression	X (m)	M <sub>Z</sub> (KN.m)
0 ≤ x ≤ 2,4	RA x - (q <sub>1</sub> x <sup>2</sup> ) / 2	0	<b>0</b>
	27.89x-(14,84x <sup>2</sup> ) / 2	2.4	<b>24.20</b>
0 ≤ x ≤ 1,52	RB x - (q <sub>2</sub> x <sup>2</sup> ) / 2	0	<b>0</b>
	24.08x -(10.76x <sup>2</sup> ) / 2	1,52	<b>24.20</b>

**La valeur maximale du moment M<sub>Z</sub> (x)**

$$T_y=0 \longrightarrow M_z=M_{\max}$$

$$T_y=0 \longrightarrow 27,89 - 14,84x = 0$$

$$\text{Donc } x = 1,88 \text{ m et } M_z^{\max} = 26,20 \text{ KN.m}$$

$$\text{Auxappuis} : M_a = -0.3 M_z^{\max} = -7,86 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Entravée} : M_i = 0.85 M_z^{\max} = 22,27 \text{ KN.m.}$$

### Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant

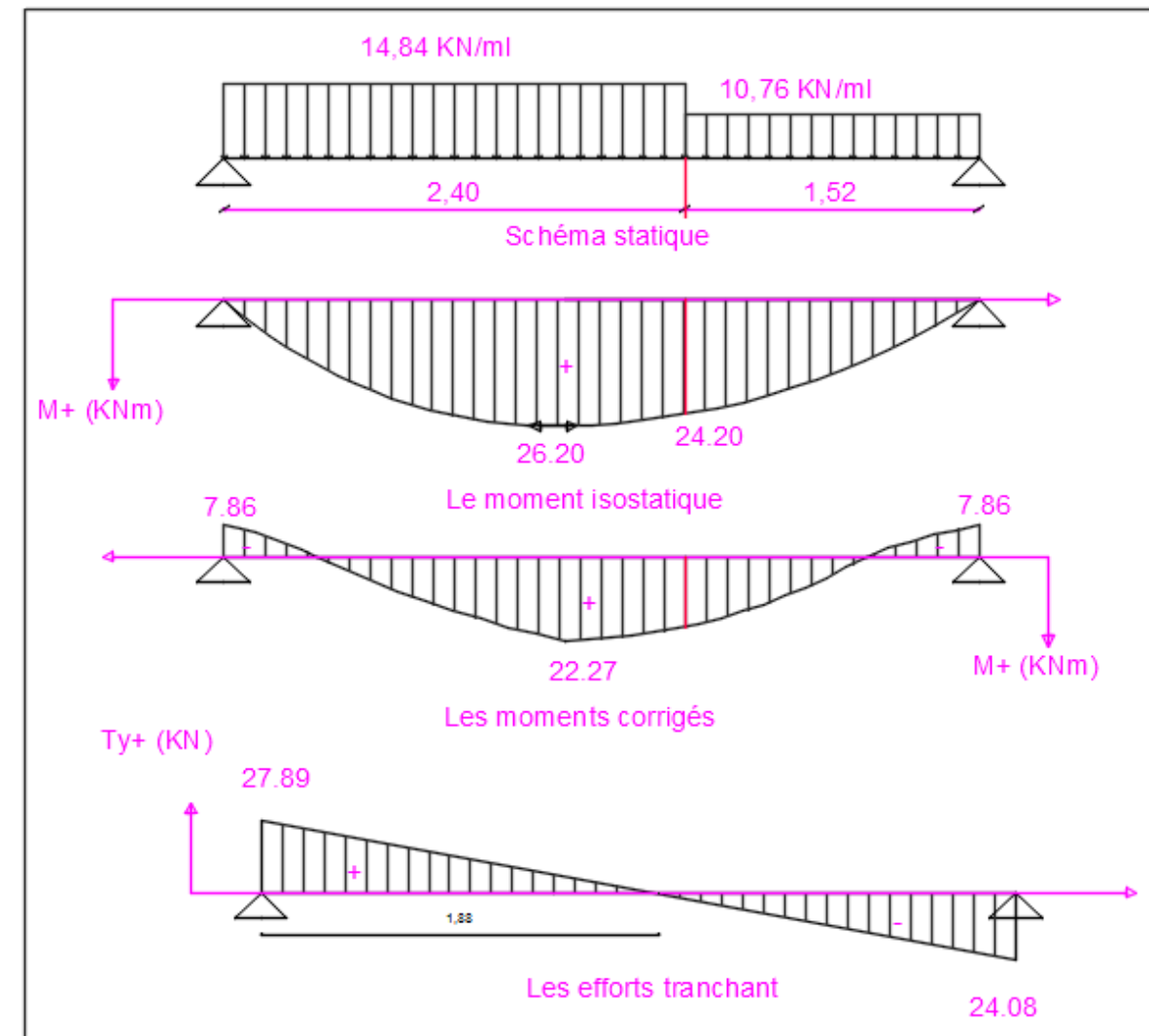
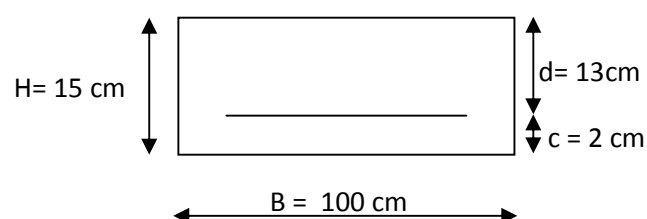


Figure III.1 Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant

#### ➤ Calcul des armatures

##### Armatures principales

Calcul des armatures en flexion simple pour une bonde de 1m,  $d = 17$ cm



**En travée**

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{22,27 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,092 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0,092 \Rightarrow \beta = 0,952$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{22,27 \times 10^3}{0,952 \times 13 \times 348} = 5,17 \text{ cm}^2$$

soit :  $A_{\text{adop}} = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$  Avec  $S_t = 20 \text{ cm}$

**Aux appuis :**

$M_a = 7,86 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{7,86 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,032 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0,032 \Rightarrow \beta = 0,984$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{7,86 \times 10^3}{0,984 \times 13 \times 348} = 1,76 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{\text{adop}} = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 20 \text{ cm}$

**Armature de répartition**

$$\text{Entravée: } A_t = \frac{A_t}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Aux appuis: } A_a = \frac{A_a}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section  $4\text{HA}10/m1 = 3,14 \text{ cm}^2$  avec  $e = 25 \text{ cm}$ .

**B) Vérification (Art. A2.2 BAEL 91)****➤ Condition de non fragilité**

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 b d f}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13 \times 2,1}{400}$$

$$A_{\min}=1,57\text{cm}^2$$

En travée :  $A_t=5,65\text{cm}^2 \geq A_{\min}=1,57\text{cm}^2 \rightarrow$  **Condition vérifiée**

Aux appuis :  $A_a=5,65\text{cm}^2 \geq A_{\min}=1,57\text{cm}^2 \rightarrow$  **Condition vérifiée**

➤ **Écartement 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 :

**Armateurs principales**

$$e \leq \min(3h, 33) = 33\text{cm}$$

En travée :  $e=20\text{cm} \leq 33 \rightarrow$  **Condition vérifiée**

Aux appuis :  $e=20\text{cm} \leq 33 \rightarrow$  **Condition vérifiée**

**Armature de répartition**

$$e \leq \min(4h, 45) = 45\text{cm}$$

Travée :  $e=25\text{cm} \leq 45\text{cm} \rightarrow$  **Condition vérifiée**

Appuis :  $e=25\text{cm} \leq 45\text{cm} \rightarrow$  **Condition vérifiée**

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u \leq \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 2.5\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$$

Pour cela il suffit de vérifier la section la plus sollicitée

**Dans notre cas :  $V_u \text{ max} = 27,89 \text{ KN}$**

$$\tau_u = \frac{V}{bd} = \frac{27,89 \times 1000}{1000 \times 130} = 0,21 \text{MPa} \leq 2,5 \text{MPa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de la condition d'adhérence (Art. A.6.13/BAEL91)**

On doit vérifier que

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} \longrightarrow V_u = 27,89 \text{ [KN]}$$

Avec  $\sum U_i$  : la somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = \pi \times n \times \emptyset = 3,14 \times 5 \times 1,2$$

$$\sum U_i = 18,84 \text{ [cm]}$$

$$\tau_{se} = \frac{27,89 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 188,4} = 1,26 \text{ [MPa]}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28}$$

Avec  $\Psi_s$  coefficient de scellement ( $\Psi_s = 1,5$  pour les aciers HA).

$$\overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ [MPa]}$$

$\tau_{se} = 1,26 \text{ [MPa]} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ [MPa]}$   $\longrightarrow$  La section est vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

### Influences de l'effort tranchant au voisinage des appuis

#### Influence sur le béton

On doit vérifier que :  $T_u \leq 0,4b a \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$  Avec :  $a = 0,9d = 11,7 \text{ cm}$

$$T_u = 27,89 \leq 0,4 \times 100 \times 11,7 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-1}$$

$$T_u = 27,89 \text{ KN} < 780 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### Calcul de longueur d'encrage

Longueur de scellement : BAEL 91/ Art A.6.1.23)

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_s} \quad \text{avec : } \tau_s = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

Vu que  $L_s$  dépasse l'épaisseur de la dalle pleine ; on adoptera un crochet normal, soit 12 cm.

#### III.4.2.4 Calcul à l'états limite de service ( ELS)

##### ➤ Réaction d'appuis

$$R_A = 20,11 \text{ KN}$$

$$R_B = 17,29 \text{ KN}$$

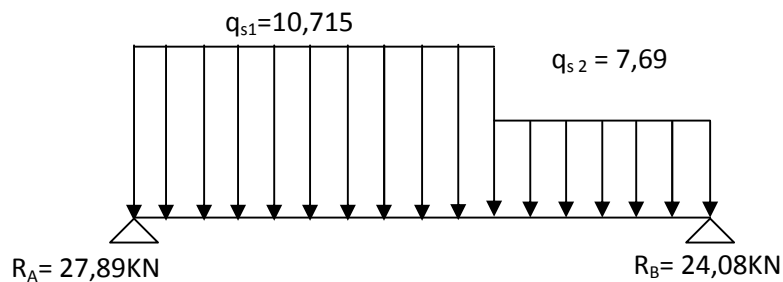


Figure III.2 Schéma statique de calcul à l'ELS

##### ➤ Effort tranchant

Tronçon	Expression	X (m)	$T_y$ (KN)
$0 \leq x \leq 2,4$	$20,11 - 10,715x$	0	20,11
		2,4	-5,61
$0 \leq x \leq 1,52$	$7,69x - 17,29$	0	-17,29
		1,52	-5,61

➤ **Moments fléchissant**

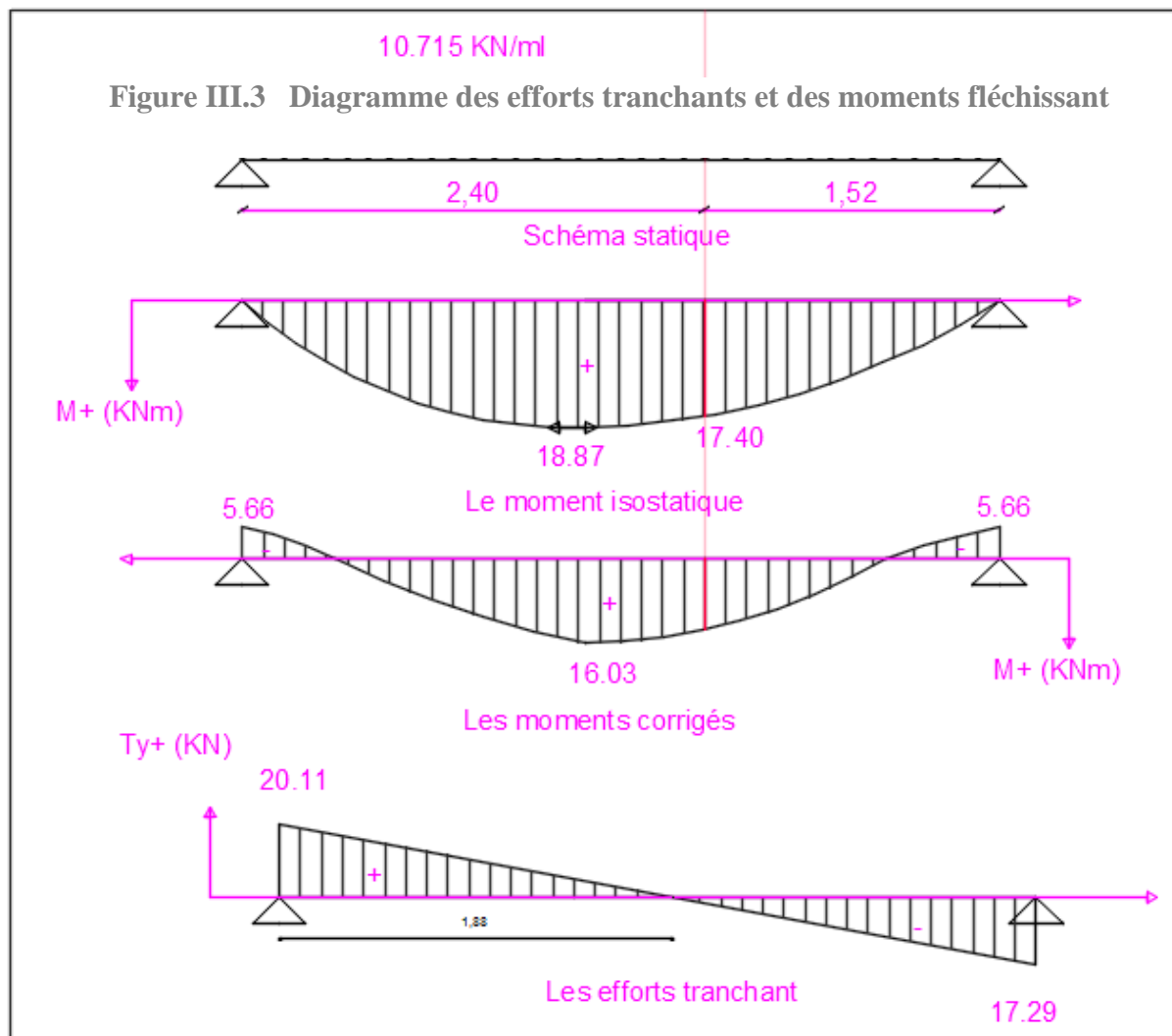
Tronçon	Expression	X (m)	M <sub>Z</sub> (KN)
0 ≤ x ≤ 2,4	-(10,715x <sup>2</sup> )/2+20,11x	0	0
		2,4	17,40
0 ≤ x ≤ 1,52	-(7,69x <sup>2</sup> )/2+17,29x	0	0
		1,52	17,40

Le moment fléchissant M<sub>z</sub> (x) est maximal pour la valeur de x = 1,88 m.

D'où M<sub>z</sub><sup>max</sup> = 18,87 KN.m On prend : **Aux appuis** : M<sub>a</sub> = -0.3 M<sub>z</sub><sup>max</sup> = -5,66 KN.m.

**En travée** : M<sub>t</sub> = 0.85 M<sub>z</sub><sup>max</sup> = 16,03 KN.m

➤ **Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant**



**Vérification de l'ELS :****➤ État limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

**- Vérification des contraintes dans le béton et dans les aciers :**

On doit vérifier que  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 [MPa]$  et  $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

**- Contrainte de compression du béton :****• Aux appuis :**

$$M_a = 5,66 [KN.m]$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 13} = 0,434 \longrightarrow \beta_1 = 0,899 \quad K_1 = 34,50$$

$$\text{Avec } \sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_s} \longrightarrow \sigma_{st} = \frac{5,66 \times 10^3}{0,899 \times 13 \times 5,65} = 85,72 [MPa]$$

$$\sigma_{st} = 85,72 [MPa] < \bar{\sigma}_{st} = 400 [MPa] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{avec } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{34,50} = 0,028$$

$$\sigma_{bc} = 0,028 \times 85,72 = 2,400 [MPa] < \bar{\sigma}_{bc} = 15 [MPa] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**• En travée :**

$$M_t = 16,03 [KN.m]$$

$$\rho = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 13} = 0,434 \quad , \quad \beta_1 = 0,899 \quad , \quad K_1 = 34,50$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s} \longrightarrow \sigma_{st} = \frac{16,03 \times 10^3}{0,899 \times 13 \times 5,65} = 242,76 [MPa]$$

$$\sigma_{st} = 242,76 [MPa] < \bar{\sigma}_{st} = 400 [MPa] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{34,50} = 0,028$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,028 \times 242,76 = 6,797 [MPa] < \bar{\sigma}_{bc} = 15 [MPa] \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**➤ État limite d'ouverture des fissures (BAEL 91 modifiée 99/Art A.4.5.3)**

Aucune vérification n'est à effectuer pour l'acier, car l'élément est dans un endroit couvert et par conséquent la fissuration est peu nuisible.

➤ **État limite de déformation (BAEL 91/Art B.6.5.2)**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{M_t}{10M_0} \geq \frac{h}{L}$$

Avec **h** : Hauteur de la poutre.

**L** : Longueur libre de la plus grande travée.

**f<sub>e</sub>** : Limite d'élasticité de l'acier.

**A** : Section d'armature en travée.

**M<sub>t</sub>** : Moment max en travée.

**M<sub>0</sub>** : Moment max isostatique.

**Vérification :**

$$h = 15 \text{ cm} \quad ; \quad L = 392 \text{ cm} \quad ; \quad A_{\text{utr}} = 5,65 \text{ cm}^2$$

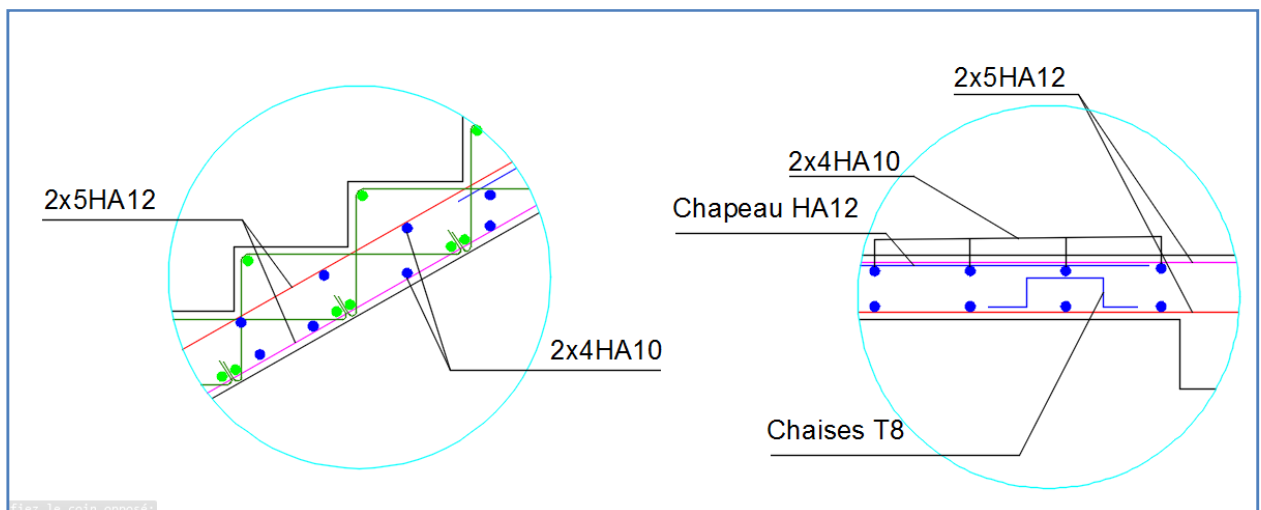
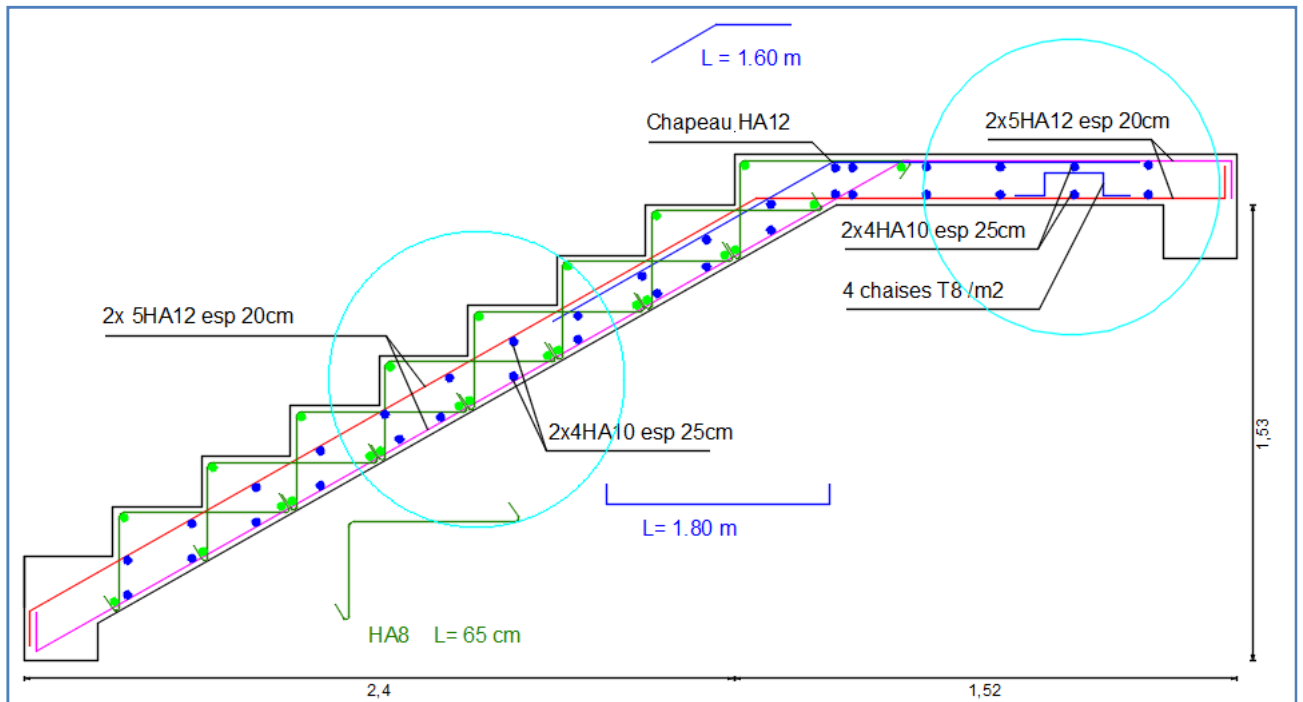
$$M_{\text{str}} = 16,03 \text{ KN m}; \quad M_0 = 18,87 \text{ KN m} \quad ; \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{392} = 0,038 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,038 \leq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{16,03}{10 \times 18,87} = 0,084 \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{5,65}{100 \times 13} = 0,0043 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.



### III.4.3 calcul de l'escalier type 2 :

#### Escalier du RDC

Nous avons la hauteur d'étage  $H = 3,15$  m :

Cet escalier est disposé en deux volée telles que :

- La première volée permet une hauteur de franchissement de 1,53 m et comporte 9 contremarches de 17 cm de hauteur. La portée libre du palier de repos est de 1,55 m.
- La deuxième volée permet une hauteur de franchissement de 1,62 m et comporte 9 contremarches de 18 cm de hauteur. La longueur du palier étant est de 1,55 m.

Nous allons faire le calcul suivant le schéma statique le plus défavorable composé de la deuxième volée (longueur  $L_1 = 2,40$ m et hauteur 1,62 m) et du palier de repos  $L_2 = 1,55$  m.

$n = 9$  contre marches pour toutes les volées  $\rightarrow$  donc :  $m = n - 1 = 8$  marches.

#### Calcul du giron

Le giron « g » est donnée par la formule suivante :  $g = L/n - 1$

On a:  $L = 2.40$ m  $g = 2.4/8 = 0.3$ m  $g = 30$ cm.

Avec la relation de BLONDEL :

$$2h + g = 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm}$$

On remarque bien que  $59 \text{ cm} < 2h + g = 64 \text{ cm} < 66 \text{ cm} \Rightarrow$  la relation est vérifiée, donc l'escalier est conforme.

L'emmarchement est de 125cm.

La longueur de la ligne de foulée :  $l = g(n-1) = 30(9-1) = 240$ cm.

Giron G	$22 \text{ cm} \leq g \leq 34 \text{ cm}$	30cm
Hauteur d'une contre marche h	$14 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm}$	18cm
Condition de BLONDEL	$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$	64cm
H auteur d'une volée H	/	162cm
L'emmarchement E	/	125cm
La longueur de ligne de foulée	$g (n-1)$	240cm

### III.4.3.1 Pré dimensionnement des sollicitations de calcul

Le pré dimensionnement se fera comme pour une poutre simplement appuyée sur ces deux extrémités et d'ont l'épaisseur de la paillasse et du palier ( $e_p$ ) doit vérifier :

$$L/30 \leq e_p \leq L/20$$

Avec

$L$  : longueur réelle de la paillasse et du palier (entre appuis) :  $L = L' + L_2$ .

$L_1$  : longueur de la paillasse projetée.

$L_2$  : longueur du palier.

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{162}{240} = 0,675 \quad \Rightarrow \alpha = 34,02^\circ$$

$$\operatorname{Cos} \alpha = \frac{L_1}{L'} \quad \Rightarrow L' = \frac{L_1}{\operatorname{Cos} \alpha} = \frac{240}{\operatorname{Cos} 34,02} = 289,56 \text{ cm}$$

$$L = L' + L_2 = 289,56 + 155 = 444,56 \text{ cm}$$

$L$  : longueur de la paillasse.

$$\frac{444,56}{30} \leq e_p \leq \frac{444,56}{20}$$

$$14,82 \text{ cm} \leq e_p \leq 22,23 \text{ cm}$$

On opte pour  $e_p = 15 \text{ cm}$

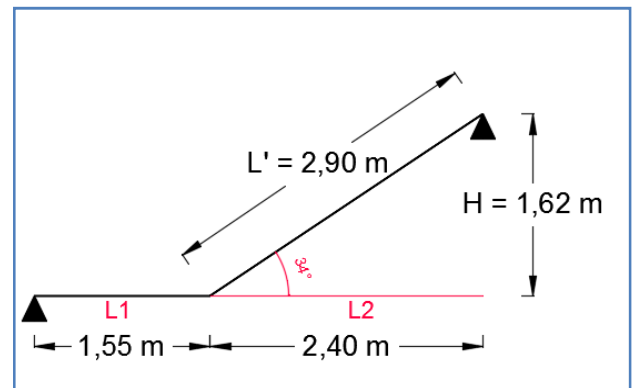


Figure III-2 Schéma statique de l'escalier

### III.4.3.2 Détermination des sollicitations de calcul

Le calcul se fera en flexion simple en considérant la paillasse comme une poutre semi encastrée aux endroits des deux paliers.

#### ➤ charges permanentes

#### ➤ Palier :

- poids propre du palier:  $25 \times 0,15 \times 1 = 3,75 [\text{KN/ml}]$

- Poids de revêtements

- carrelage:  $0,02 \times 1 \times 22 = 0,44 [\text{KN/ml}]$

- mortier de pose:  $0,02 \times 1 \times 22 = 0,44 [\text{KN/ml}]$

- lit de sable:  $0,02 \times 1 \times 18 = 0,36 [\text{KN/ml}]$

- enduit plâtre:  $0,02 \times 1 \times 10 = 0,2 [\text{KN/ml}]$

Donc on a :  $G_{\text{palier}} = 5,19 [\text{KN/ml}]$

**Tableau III.1** : Charge totale du palier

Eléments	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Poids propre de la dalle pleine en BA	$25 \times 0.15 = 3.75$
Poids des revêtements (carrelage + mortier + sable + enduit) (0.44+0.44+0.36+0.2)	1.44
<b>Charge permanente totale.</b>	<b><math>G1=5.19</math></b>

- **la pailleasse**

- Poids propre de la pailleasse :  $25 \times 0.15 / \cos(34,02) = 4.52 \text{KN/m}^2$

-Poids propre de la marche:  $25 \times 0.17 \times 1/2 = 2,125 \text{KN/m}^2$

- Poids de revêtements :

➤ carrelage:  $0,02 \times 1 \times 22 = 0,44[\text{KN/ml}]$

➤ mortier de pose:  $0,02 \times 1 \times 22 = 0,44[\text{KN/ml}]$

➤ lit de sable:  $0,02 \times 1 \times 18 = 0,36$

➤ poids du garde-corps :  $0,2[\text{KN/ml}]$

➤ enduit plâtre:  $0,02 \times 1 \times 10 = 0,2[\text{KN/ml}]$

Donc on a :  $G_{\text{pailleasse}} = 8.285[\text{KN/ml}]$

**Tableau III.2** : Charge totale de la volée

Eléments	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Poids propre de la pailleasse	$25 \times 0.15 / \cos(34,02) = 4,52$
Poids propre de la marche	$25 \times 0.17 \times 1/2 = 2,125$
Poids des revêtements (carrelage + mortier + sable+ garde-corps + enduit) (0.44+0.44+0.36+0.2+0.2)	1.64
<b>Charge permanente totale.</b>	<b><math>G2=8.285</math></b>

### Les Surcharges d'exploitation

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le DTR B.C.2.2 :

$$Q = 2,5 \times 1\text{m} = 2,5 \text{ KN/ml.}$$

#### III.4.3.3 Calcul à L'état limite ultime(ELU)

**NB :** le calcul se fera pour une bonde de 1m.

#### Combinaison des charges

**E.L.U :**

**Le palier :**  $qu_1 = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,19 + 1,5 \times 2,5 = 10,76$

**La paillasse :**  $qu_2 = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 8,285 + 1,5 \times 2,5 = 14,93$

#### Schéma statique à ELU

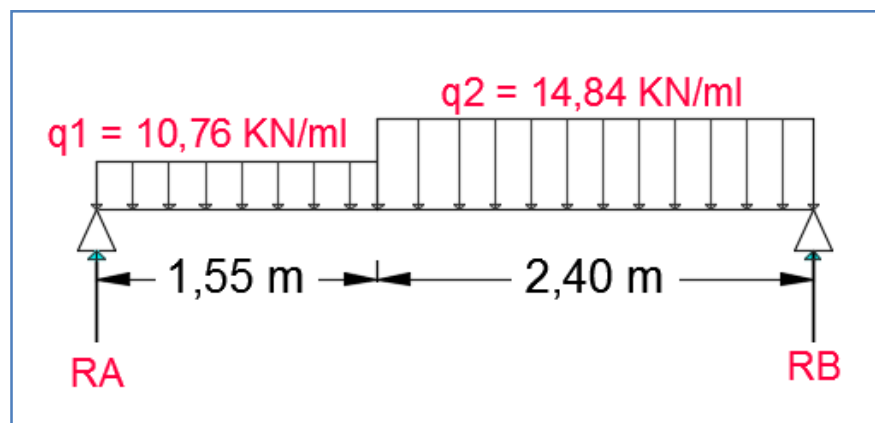


Figure III.3 Schéma statique de calcul d'escalier à l'ELU.

#### ➤ Réaction d'appui

$$\Sigma F/y = 0 \Rightarrow 1,55q_1 + 2,40q_2 = R_A + R_B$$

$$R_A + R_B = 1,55 \times 10,76 + 2,40 \times 14,93$$

$$R_A + R_B = 52,51 \text{ K/ml.}$$

$$\Sigma M/A = 0 \Rightarrow R_B \cdot L = q_1 \times 1,55 \times \frac{1,55}{2} + q_2 \times 2,40 \times \left( \frac{2,40}{2} + 1,55 \right)$$

$$R_B \cdot L = 10,76 \times 1,55 \times 0,775 + 14,93 \times 2,4 \times 2,75 = 111,46 \text{ KN}$$

$$R_B = \frac{111,46}{3,95} = 28,21 \text{ KN.} \quad \Rightarrow R_B = 28,21 \text{ KN.}$$

$$R_A = 52,51 - 28,21 = 24,3 \text{ KN.} \quad \Rightarrow R_A = 24,3 \text{ KN.}$$

➤ **Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :**

➤ **Effort tranchant**

Tronçon	Expression	X (m)	T <sub>y</sub> (KN)
0 ≤ x ≤ 1,55	RA - q <sub>1</sub> x	0	<b>24,3</b>
	24,3-10,76x	1,55	<b>7,622</b>
0 ≤ x ≤ 2,4	q <sub>2</sub> x - RB	0	<b>28,21</b>
	14,93x-28,21	2,40	<b>7,622</b>

➤ **Moments fléchissant**

Tronçon	Expression	X (m)	M <sub>Z</sub> (KN.m)
0 ≤ x ≤ 1,55	RA x - (q <sub>1</sub> x <sup>2</sup> ) / 2	0	<b>0</b>
	24,3x-(10,76x <sup>2</sup> ) / 2	1,55	<b>24,74</b>
0 ≤ x ≤ 2,4	RB x - (q <sub>2</sub> x <sup>2</sup> ) / 2	0	<b>0</b>
	28,21x -(14,93x <sup>2</sup> ) / 2	2,4	<b>24,74</b>

**La valeur maximale du moment M<sub>Z</sub> (x)**

$$T_y=0 \longrightarrow M_z=M_{\max}$$

$$T_y=0 \longrightarrow 24,3 - 10,76x = 0$$

$$\text{Donc } x = 2,25 \text{ m et } M_z^{\max} = 25,68 \text{ KN.m}$$

$$\text{Auxappuis} : M_a = -0,3 M_z^{\max} = -7,704 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Entravée} : M_i = 0,85 M_z^{\max} = 21,83 \text{ KN.m.}$$

➤ **Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant**

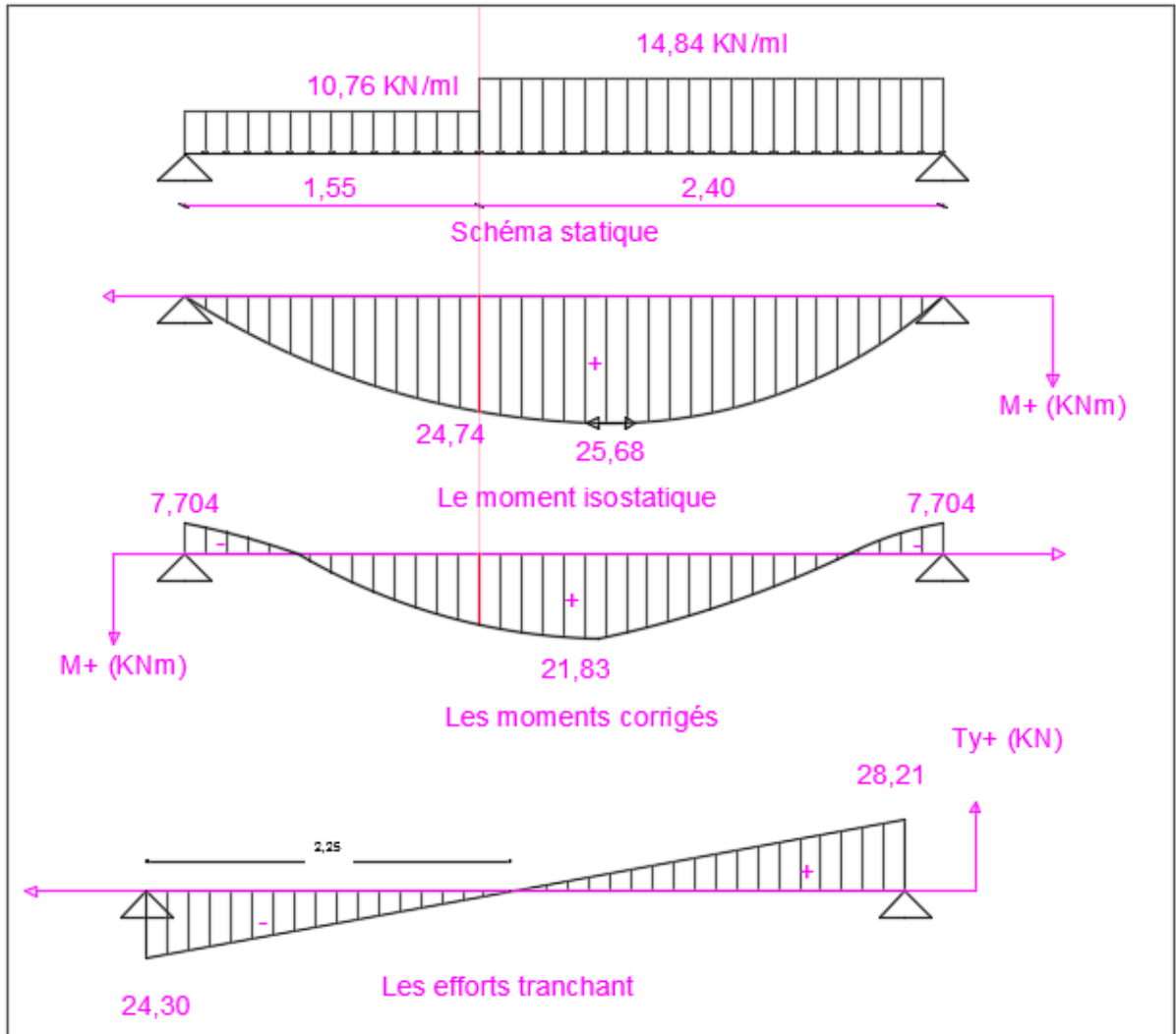
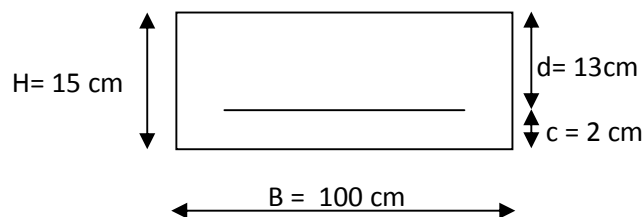


Figure III.1 Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant

➤ **Calcul des armatures**

**Armatures principales**

Calcul des armatures en flexion simple pour une bonde de 1m,  $d = 17\text{cm}$



**En travée**

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{21,83 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.091 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.091 \Rightarrow \beta = 0.9525$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{21,83 \times 10^3}{0.9525 \times 13 \times 348} = 5,06 \text{ cm}^2$$

soit :  $A_{\text{adop}} = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$  Avec  $S_t = 20 \text{ cm}$

**Aux appuis :**

$M_a = 7,704 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{7,704 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.032 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.032 \Rightarrow \beta = 0.984$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{7,704 \times 10^3}{0.984 \times 13 \times 348} = 1,73 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{\text{adop}} = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 20 \text{ cm}$

**Armature de répartition**

$$\text{Entravée: } A_t = \frac{A_t}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Aux appuis: } A_a = \frac{A_a}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section  $4\text{HA}10/m1 = 3,14 \text{ cm}^2$  avec  $e = 25 \text{ cm}$ .

**Vérification (Art. A2.2 BAEL 91)****➤ Condition de non fragilité**

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 b d f}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13 \times 2,1}{400}$$

$$A_{\min}=1,57\text{cm}^2$$

$$\text{En travée : } A_t=5,65\text{cm}^2 \geq A_{\min}=1,57\text{cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Aux appuis : } A_a=5,65\text{cm}^2 \geq A_{\min}=1,57\text{cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Écartement 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**

$$e \leq \min(3h, 33) = 33\text{cm}$$

$$\text{En travée : } e=20\text{cm} \leq 33 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Aux appuis : } e=20\text{cm} \leq 33 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Armature de répartition**

$$e \leq \min(4h, 45) = 45\text{cm}$$

$$\text{Travée : } e=25\text{cm} \leq 45\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Appuis : } e=25\text{cm} \leq 45\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u \leq \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 2.5\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$$

Pour cela il suffit de vérifier la section la plus sollicitée

**Dans notre cas :  $V_u \text{ max} = 28,21 \text{ KN}$**

$$\tau_u = \frac{V}{bd} = \frac{28,21 \times 1000}{1000 \times 130} = 0,22 \text{ MPA} \leq 2,5 \text{ MPA}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de la condition d'adhérence (Art. A.6.13/BAEL91)**

On doit vérifier que

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} \longrightarrow V_u = 28,21 [\text{KN}]$$

Avec  $\sum U_i$  : la somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = \pi \times n \times \emptyset = 3,14 \times 5 \times 1,2$$

$$\sum U_i = 18,84 [\text{cm}]$$

$$\tau_{se} = \frac{28,21 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 188,4} = 1,28 [\text{MPa}]$$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28}$$

Avec  $\Psi_s$  coefficient de scellement ( $\Psi_s = 1,5$  pour les aciers HA).

$$\overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 [\text{MPa}]$$

$\tau_{se} = 1,28 [\text{MPa}] < \overline{\tau_{se}} = 3,15 [\text{MPa}] \longrightarrow$  La section est vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

### Influences de l'effort tranchant au voisinage des appuis

#### Influence sur le béton

On doit vérifier que :  $T_u \leq 0,4b a \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$  Avec :  $a = 0,9d = 11,7 \text{cm}$

$$T_u = 28,21 \leq 0,4 \times 100 \times 11,7 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-1}$$

$$T_u = 28,21 \text{ KN} < 767 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### Calcul de longueur d'encrage

Longueur de scellement : BAEL 91/ Art A.6.1.23)

$$L_s = \frac{\phi_e^f}{4\tau_s} \quad \text{avec : } \tau_s = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

Vu que  $L_s$  dépasse l'épaisseur de la dalle pleine ; on adoptera un crochet normal, soit 12 cm.

### III.4.3.4 Calcul à l'états de service (ELS)

#### ➤ Réaction d'appuis

$$R_A = 17,44 \text{ KN}$$

$$R_B = 20,35 \text{ KN}$$

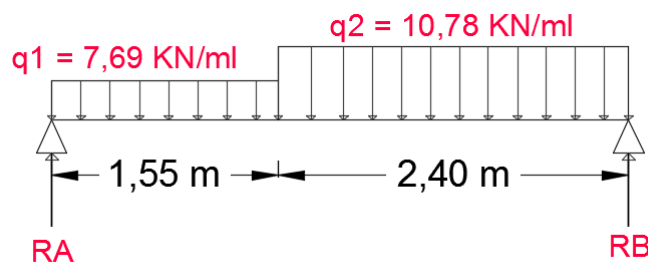


Figure III.2 Schéma statique de calcul à l'ELS

#### ➤ Effort tranchant

Tronçon	Expression	X (m)	$T_y$ (KN)
$0 \leq x \leq 1,55$	$17,44 - 7,69x$	0	17,44
		1,55	5,52
$0 \leq x \leq 2,4$	$10,78x - 20,35$	0	-20,35
		2,4	5,52

#### ➤ Moments fléchissant

Tronçon	Expression	X (m)	$M_z$ (KN)
$0 \leq x \leq 1,55$	$-(7,69x^2)/2 + 17,44x$	0	0
		1,55	17,79
$0 \leq x \leq 2,4$	$-(10,78x^2)/2 + 20,35x$	0	0

		2,40	17,79
--	--	------	-------

Le moment fléchissant  $M_z(x)$  est maximal pour la valeur de  $x = 2,25$  m.

D'où  $M_z^{\max} = 18,50$  KN.m On prend : **Aux appuis** :  $M_a = -0,3 M_z^{\max} = -5,55$  KN.m.

**En travée** :  $M_t = 0,85 M_z^{\max} = 15,725$  KN.m

➤ **Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant**

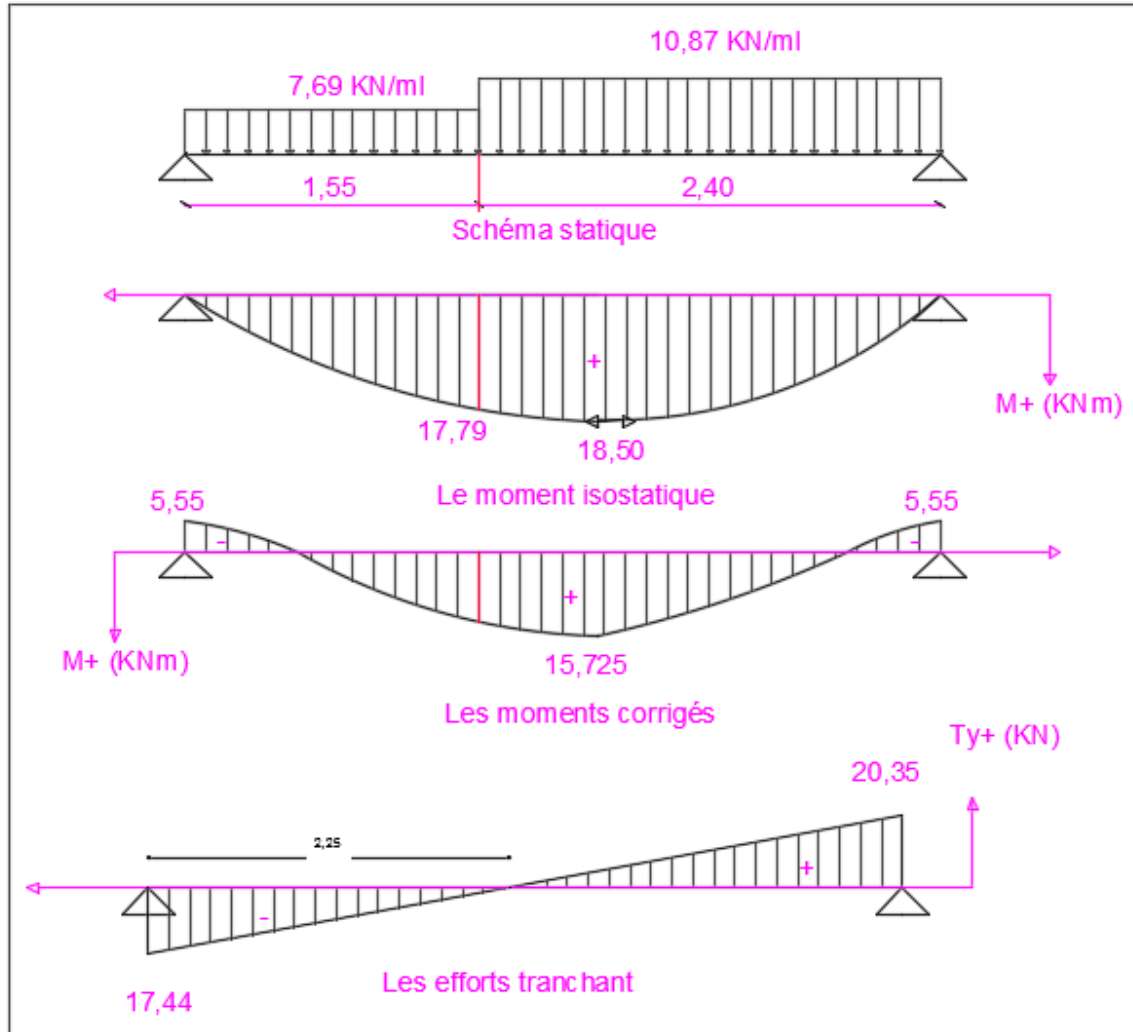


Figure III.3 Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant

**Vérification de l'ELS**

➤ **État limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

- **Vérification des contraintes dans le béton et dans les aciers :**

On doit vérifier que  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15$  [MPa] et  $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

- **Contrainte de compression du béton :**

• **Aux appuis :**

$$M_a = 5,55[\text{KN. m}]$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 5,55}{100 \times 13} = \mathbf{0,434} \quad \longrightarrow \beta_1 = \mathbf{0,899} \quad K_1 = \mathbf{34,50}$$

$$\text{Avec } \sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_s} \quad \longrightarrow \quad \sigma_{st} = \frac{5,55 \times 10^3}{0,899 \times 13 \times 5,65} = 84,05[\text{MPa}]$$

$$\sigma_{st} = 84,05[\text{MPa}] < \bar{\sigma}_{st} = 400[\text{MPa}] \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{avec } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{34,50} = 0,028$$

$$\sigma_{bc} = 0,028 \times 84,05 = 2,35[\text{MPa}] < \bar{\sigma}_{bc} = 15[\text{MPa}] \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$M_t = 15,725[\text{KN. m}]$$

$$\rho = \frac{100 \times 5,55}{100 \times 13} = \mathbf{0,434} \quad , \quad \beta_1 = \mathbf{0,899} \quad , \quad K_1 = \mathbf{34,50}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s} \quad \longrightarrow \quad \frac{15,725 \times 10^3}{0,899 \times 13 \times 5,65} = 238,14[\text{MPa}]$$

$$\sigma_{st} = 238,14[\text{MPa}] < \bar{\sigma}_{st} = 400[\text{MPa}] \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{34,50} = 0,028$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = \mathbf{0,028} \times \mathbf{238,14} = \mathbf{6,667}[\text{MPa}] < \bar{\sigma}_{bc} = \mathbf{15} [\text{MPa}] \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **État limite d'ouverture des fissures (BAEL 91 modifiée 99/Art A.4.5.3)**

Aucune vérification n'est à effectuer pour l'acier, car l'élément est dans un endroit couvert et par conséquent la fissuration est peu nuisible.

➤ **État limite de déformation (BAEL 91/Art B.6.5.2)**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{M_t}{10M_0} \geq \frac{h}{L}$$

Avec **h** : Hauteur de la poutre.  
**L** : Longueur libre de la plus grande travée.  
**fe** : Limite d'élasticité de l'acier.  
**A** : Section d'armature en travée.  
**M<sub>t</sub>** : Moment max en travée.  
**M<sub>0</sub>** : Moment max isostatique.

### Vérification

$$h = 15 \text{ cm} \quad ; \quad L = 395 \text{ cm} \quad ; \quad A_{\text{utr}} = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{str}} = 15,725 \text{ KN m}; M_0 = 18,50 \text{ KN m} \quad ; \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{395} = 0,04 \leq \frac{1}{16} = 0,06 \rightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,04 \leq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{15,725}{10 \times 18,50} = 0,085 \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{5,65}{100 \times 13} = 0,0043 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

La première condition n'étant pas vérifiée, nous allons procéder au calcul de la flèche.

### Calcul de la flèche

On doit vérifier que :

$$f_i = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I_0} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

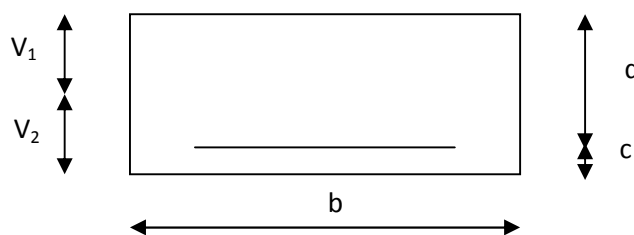


Figure III.7 : la section de la paillasse.

**Aire de la section homogénéisée**

$$B_0 = B + 15A = b \times h + 15A$$

$$B_0 = 100 \times 15 + 15 \times 5,65$$

$$B_0 = 1584,75 \text{ cm}^2$$

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

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

$$S /_{xx} = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 18 = 12351,75 \text{ cm}^3$$

**Position du centre de gravité :**

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{12351,75}{1584,75} = 7,79 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7,79 = 7,21 \text{ cm}$$

$$V_1 = 7,79 \text{ cm}$$

$$V_2 = 7,21 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15A_{st} (V_2 - c)^2 = (7,79^3 + 7,21^3) \frac{100}{3} + 15 \times 5,65 (7,21 - 2)^2$$

$$I_0 = 30551,59 \text{ cm}^4$$

**Calcul des coefficients**

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{5,65}{100 \times 13} = 0,00435$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho (2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,00435 \times ((2 + 3))} = 4,83$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$\lambda_v = 1,93$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00435 \times 238,14 + 2,1} = 0,41$$

$$\mu = 0,411$$

**Calcul de l'inertie fictive  $I_f$  :**

$$I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 30551,59}{1 + 2,71 \times 0,41} = 15919,08 \text{ cm}^4$$

**Calcul de flèche :**

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I_0} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

**AN:**

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{10,78 \times (3,95 \times 10^3)^4}{10818,86 \times 30551,59 \times 10^4} = 10,30 \text{ mm} \quad f = 10,30 \text{ mm} > \bar{f} = 7,9 \text{ mm}$$

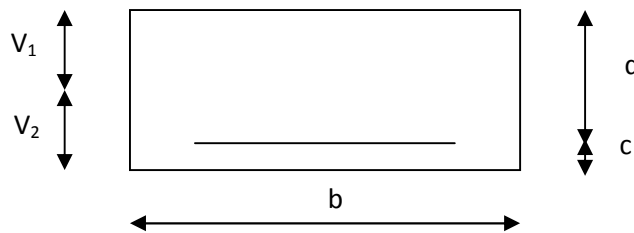
**La flèche n'est vérifiée.**

**Remarque :**

La condition de la flèche n'étant pas vérifiée, nous allons procéder à un redimensionnement en augmentant la l'épaisseur du palier et de la volée, soit  $h=17$  cm. Ainsi, nous allons calculer à nouveau la valeur de la flèche.

On doit vérifier que :

$$f_i = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I_0} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$



**Figure III.7 :** la section de la paille.

**Aire de la section homogénéisée**

$$B_0 = B + 15A = b \times h + 15A$$

$$B_0 = 100 \times 17 + 15 \times 5,65$$

$$B_0 = 1784,75 \text{ cm}^2$$

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

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

$$S /_{xx} = \frac{100 \times 17^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 18 = 15975,5 \text{ cm}^3$$

**Position du centre de gravité :**

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{15975,5}{1784,75} = 8,95 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 17 - 8,95 = 8,05 \text{ cm}$$

$$V_1 = 8,95 \text{ cm}$$

$$V_2 = 8,05 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15A_{st} (V_2 - c)^2 = (8,95^3 + 8,05^3) \frac{100}{3} + 15 \times 5,65 (8,05 - 2)^2$$

$$I_0 = 44387,97 \text{ cm}^4$$

**Calcul des coefficients**

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{5,65}{100 \times 13} = 0,00435$$

$$\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,00435 \times ((2 + 3))} = 4,83$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$\lambda_v = 1,93$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00435 \times 238,14 + 2,1} = 0,41$$

$$\mu = 0,411$$

Calcul de l'inertie fictive  $I_f$  :

$$I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 44387,97}{1 + 2,71 \times 0,41} = 23128,59 \text{ cm}^4$$

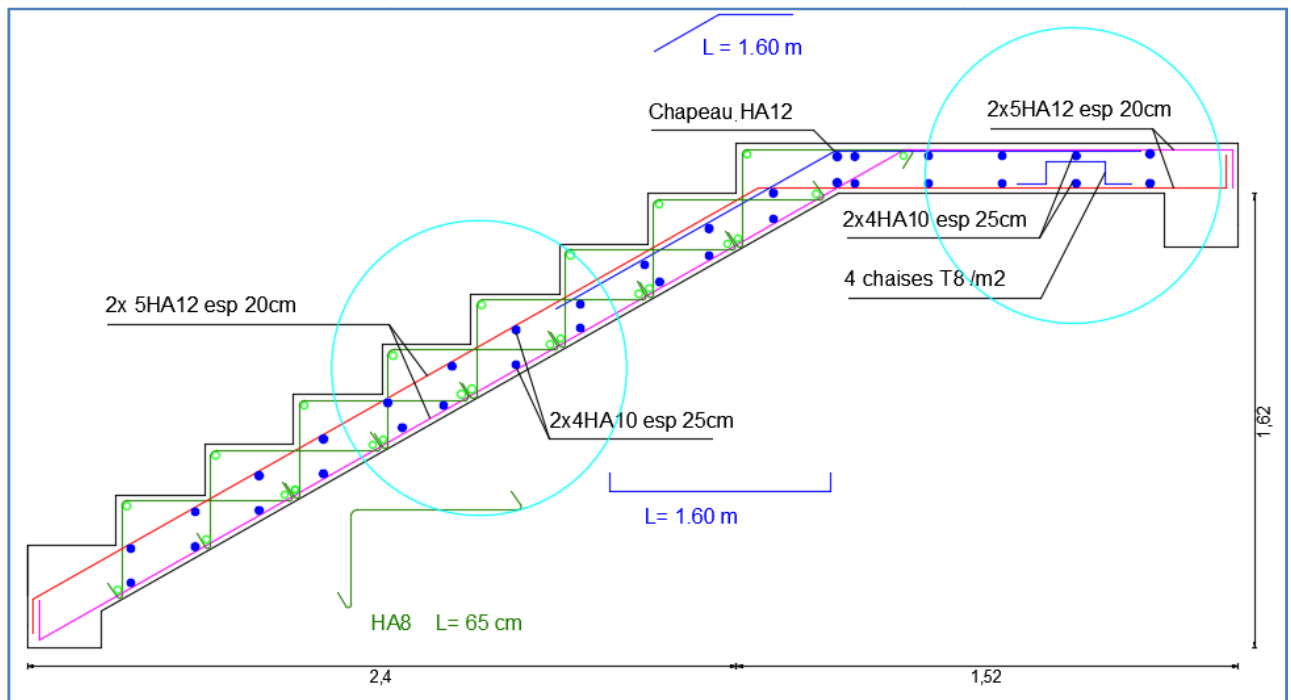
Calcul de flèche :

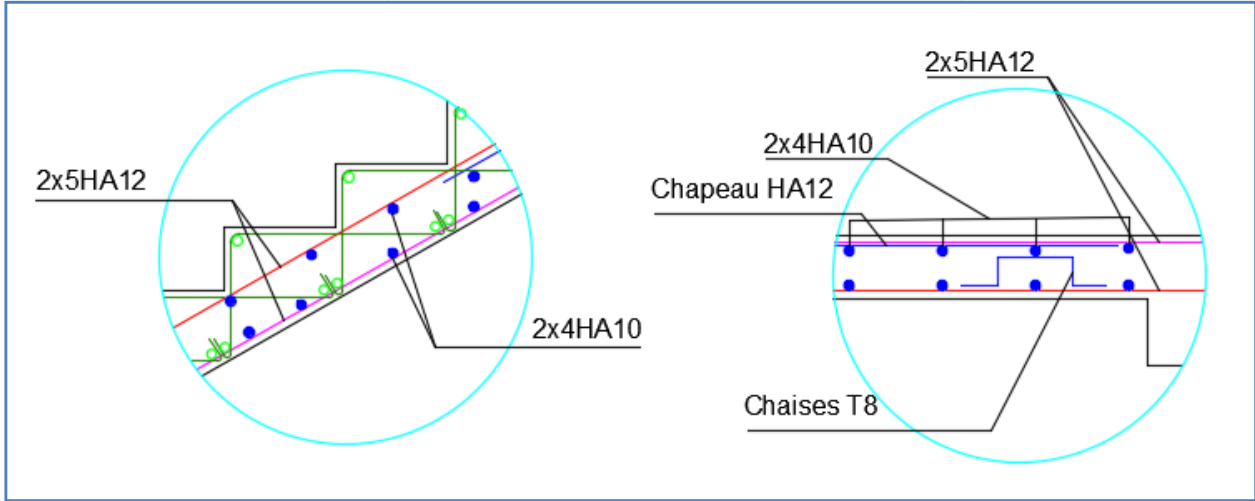
$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I_0} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

AN:

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{10,78 \times (3,95 \times 10^3)^4}{10818,86 \times 44387,97 \times 10^4} = 7,11 \text{ mm} \rightarrow f = 7,11 \text{ mm} < \bar{f} = 7,9 \text{ mm}$$

La flèche est vérifiée.





### III.4.3 Calcul de la poutre palière

Les paliers de repos 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 elle est semi encastré à ces extrémités dans les poteaux, sa portée est de 2,65m.

#### III.4.3.1 Pré dimensionnement

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

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

Avec  $h_t$  : hauteur de la poutre,

$b$  : largeur de la poutre,

$L$  : portée maximum entre nus d'appuis.

#### ❖ La hauteur :

$$L=325-25 =300\text{cm}$$

$$\frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10} \Rightarrow 20\text{cm} \leq h_t \leq 30\text{cm} \quad \text{On opte pour } h_t = 30\text{cm}$$

#### ❖ La largeur :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \Rightarrow 12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm} \quad \text{On opte pour : } b = 25\text{cm}$$

#### ❖ Vérification relative aux exigences du RPA(Art 7.5.1 du RPA99/version 2003) :

- $b \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots 25 \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.
- $h_t \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots 30 \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.
- $h_t / b \leq 4 \dots\dots\dots 30/25 = 1,2 < 4 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

**Conclusion :** La poutre palière a pour dimensions :  $(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$ .

#### III.4.3.2 Détermination des Charges et surcharges

Elle est soumise à son poids propre, aux réactions du palier

##### ❖ Poids propre de la poutre

$$G_p = 0.20 \times 0.30 \times 25 = 1,5 \text{ KN/Ml.}$$

##### ❖ Chargement dû aux réactions du palier

- Réaction du palier à l'ELU :  $R_u = 27,89 \text{ KN}$

- Réaction du palier à l'ELS :  $R_s = 20,11 \text{ KN}$

## ❖ Les combinaisons de charges

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + T_u = (1.35 \times 1,5) + 27,89 = 29,92 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + T_s = 1,5 + 20,11 = 21,61 \text{ kN/ml}$$

## Calcul des efforts internes

## a) Les efforts internes à l'ELU

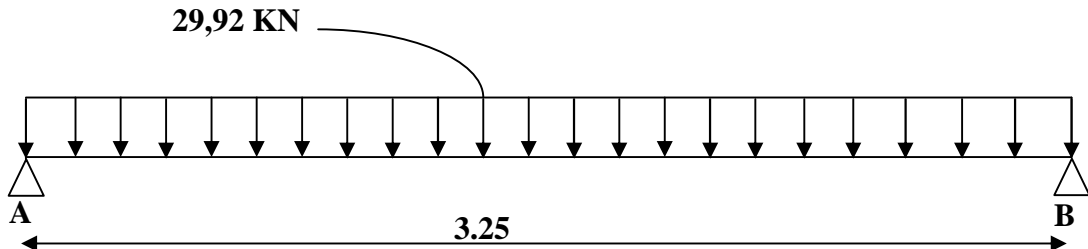


Figure III.1 Schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELU.

$$\text{Réaction d'appuis} : R_a = R_b = \frac{q_u L}{2} = \frac{29,92 \times 3,25}{2} = 48,62 \text{ kN}$$

$$\text{Effort tranchant} : T_{\max} = 48,62 \text{ kN}$$

$$\text{Moment isostatique} : M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{29,92 \times 3,25^2}{8} = 39,50 \text{ kN}$$

Moments corrigés :

$$\text{En travée} : M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 39,50 = 33,57 \text{ kN.m}$$

$$\text{Aux appuis} : M_a = -0,3 M_0 = -0,3 \times 39,50 = -11,85 \text{ kN.m}$$

## b) Diagrammes des efforts internes à l'ELU

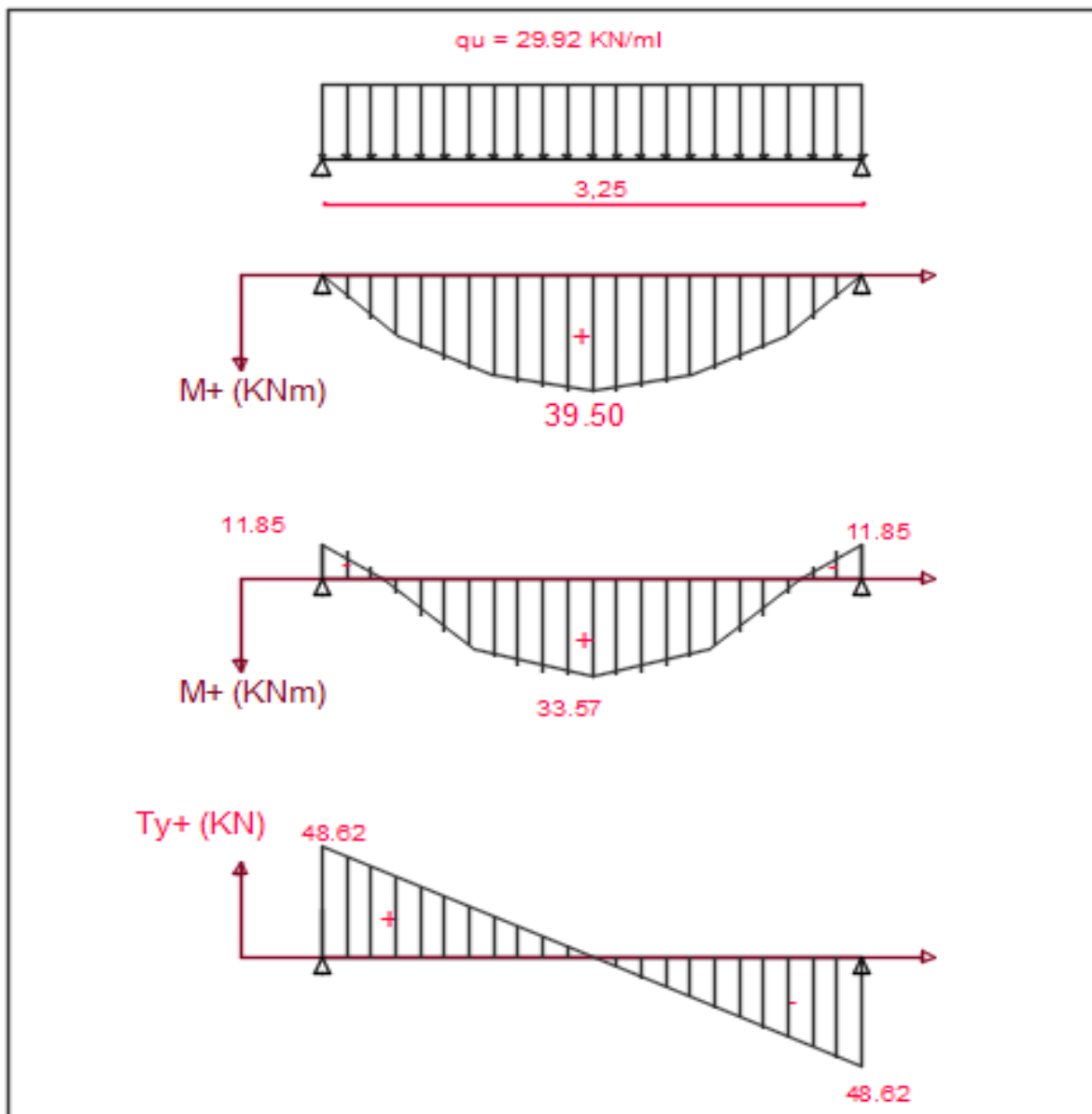


Figure III.3: Diagramme des efforts internes à l'ELU.

## c) Les efforts internes à l'ELS

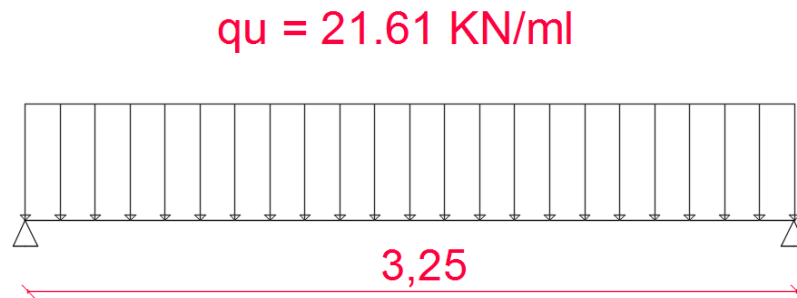


Figure III.4 : Schéma statique à l'ELS.

Réaction d'appuis :

$$R_a = R_b = \frac{q_s \cdot l}{2} = \frac{21,61 \times 3,25}{2} = 35,11 \text{ KN}$$

Effort tranchant:

$$T_{\max} = 35,11 \text{ KN}$$

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_s \cdot l^2}{8} = \frac{21,61 \times 3,25^2}{8} = 28,53 \text{ KN}$$

Moments corrigés :

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 28,53 = 24,25 \text{ KN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 28,53 = -8,55 \text{ KN.m}$$

## d) Diagramme des efforts interne à l'ELS

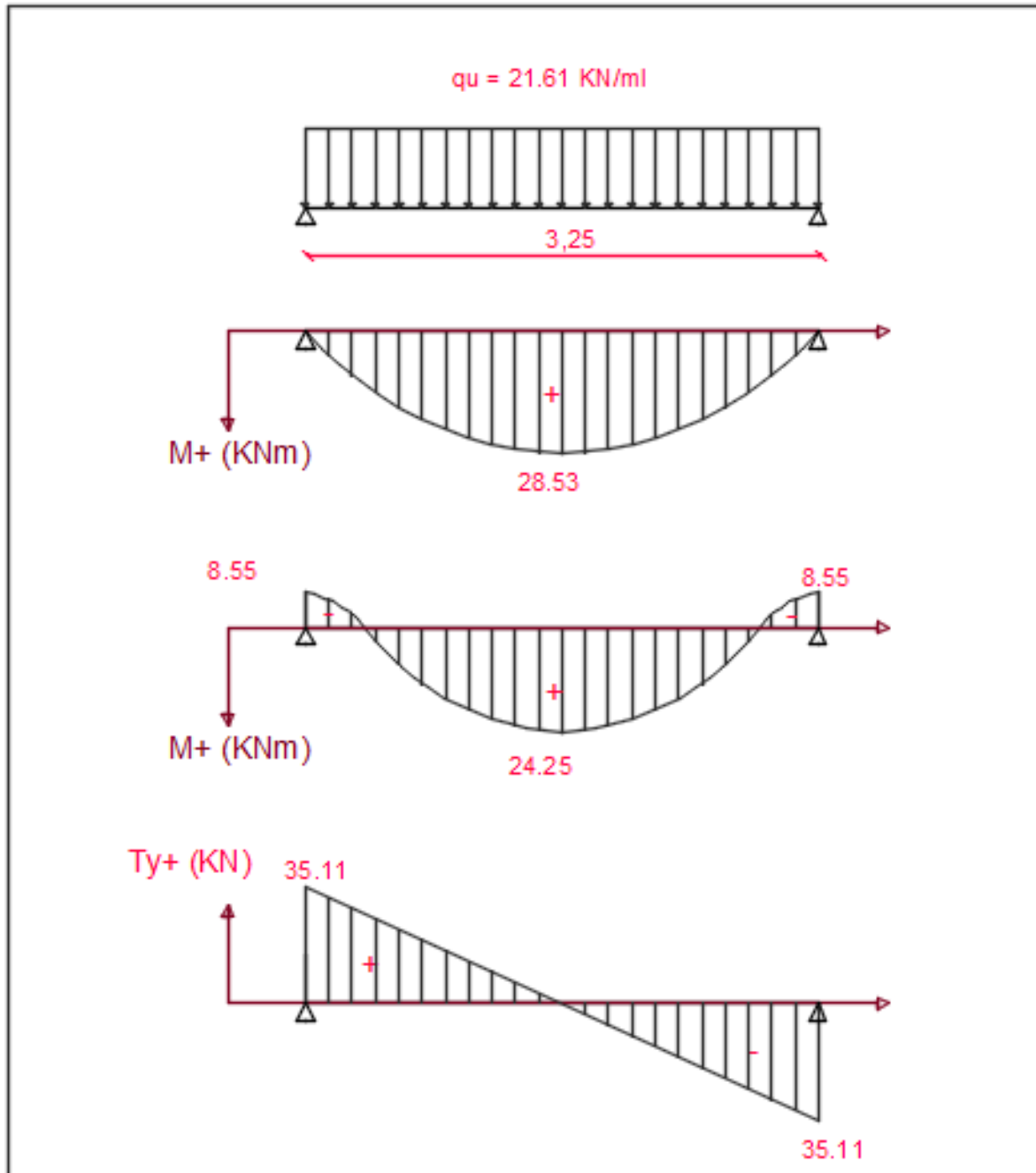


Figure III.5: Diagramme des efforts tranchant à l'ELS.

### III-4.3.3 Calcul à l'ELU

#### a) Le Ferrailage en travée

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\text{Avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$M_t = 33,57 \text{ KN.m}$$

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

$$d = h - c = 30 - 2 = 28 \text{ cm.}$$

$$\mu = \frac{33,57 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0,120$$

$\mu = 0,120 < \mu_1 = 0,392$ ..... La section est simplement armée.

À partir des abaques, on tire la valeur de  $\beta$  correspondant.

$$\mu = 0,120 \quad \rightarrow \quad \beta = 0,952$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_t = \frac{33,57 \times 10^3}{0.952 \times 28 \times 348} = 3,61 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } A_t = 3HA10 + 3HA12 = 2,36 + 3,39 = 5,75 \text{ cm}^2.$$

#### b) Ferrailage aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\text{Avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$M_a = 11,85 \text{ KN.m}$$

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

$$d = h - c = 30 - 2 = 28 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{11,85 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.0425$$

$\mu = 0,0425 < \mu_l 0.392$  ..... La section est simplement armée.

À partir des abaques, on tire la valeur de  $\beta$  correspondant.

$$\mu = 0,0425 \rightarrow \beta = 0,979$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_a = \frac{11,85 \times 10^3}{0,979 \times 28 \times 348} = 1,24 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit : } A_a = 3HA10 = 2,36 \text{ cm}^2.$$

#### III.4.3.4 Les vérifications à l'ELU

❖ **Condition de non fragilité (A.4.2.1/BAEL 91 modifier 99)**

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa.}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 25 \times 28 \times 2.1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2$$

**En travée :**

$$A_t = 5,75 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,845 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Aux appuis :**

$$A_a = 2,36 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,845 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de l'effort tranchant (la contrainte de cisaillement) (Art A.5.1.211/BAEL 91 / modifiée 99) :**

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

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b \cdot d}$$

Avec :

$$T_{\text{max}} : \text{effort tranchant.} \rightarrow T_{\text{max}} = 48,62 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{48,62 \times 10}{25 \times 28} = 0,695 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \quad \text{fissurations peu nuisibles.}$$

$$\text{Avec : } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,5$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \times \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,695 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art A.5.1.3/ BAEL 91 / modifiée 99) :**

**a) Influence sur le béton :**

$$T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b$$

Avec :

$$T_{\max} : \text{effort tranchant.} \quad \rightarrow \quad T_{\max} = 48,62 \text{ KN}$$

a: longueur d'appuis de la bielle. ( $a = 0.9 \times d$ )

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1.5$$

$$T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0,9 \times 28 \times 25 \times 10^{-1} = 420 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 48,62 \text{ KN} \leq 495 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**b) Influence sur les armatures :**

$$\left( T_{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} < A$$

Avec :

$$\gamma_s = 1.15$$

$$f_e = 400 \text{ MPa.}$$

$$M_a = 11,85 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = 33,57 \text{ KN}$$

$$A_{\text{stadopté}} = \left( 48,62 - \frac{11,85}{0.9 \times 0.28} \right) \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} = 0,046 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{stadopté}} = 2,36 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ tan crer}} = 0,046 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1,3 BAEL 91 modifiées 99) :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec :  $\psi_s$  : Coefficient de scellement,  $\psi_s = 1.5$  (Pour les Aciers HA).

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9 \times d \times \sum u_i}$$

Avec :  $\sum u_i$  : somme des périmètres utiles des barres

$$\sum u_i = n\pi\phi = 3 \times \pi \times 1,0 = 9,42 \text{ cm}, \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{48,62}{0.9 \times 28 \times 9,42} \times 10 = 2,05 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2,05 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3 \cdot 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

### Calcul des armatures transversal

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (**Art A.7.2.12 BAEL 91**)

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \phi_1 S, \frac{b}{10} \right\}$$

Avec :

$\phi_t$  : diamètre des armatures transversal.

$\phi_1$  : diamètre des armatures longitudinales

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35}, 1,0, \frac{25}{10} \right\} = \min \{0,85 ; 1,0 ; 2,5\} = 0,85 \text{ cm}$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier et un cadre de **HA8**

❖ **Espacement des armatures transversal : selon le RPA version 2003 (Art7.5-2.2)**

❖ **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{35}{4}, 12 \phi_1, 30 \text{ cm} \right\}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{30}{4}; 12 \times 1,0 ; 25 \text{ cm} \right\} = \min \{7,5 ; 12 ; 25 \text{ cm}\} = 8 \text{ cm}$$

Soit :  $S_t = 8 \text{ cm}$

❖ **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

### III.4.3.5 Vérification à ELS

❖ **État limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3/BAEL 91 modifiées 99)**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

❖ **État limite de compression du béton (Art A.4.5.2 / BAEL 91 modifiées 99)**

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

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

**Moment corrigé**

En travée :  $M_t = 0.85 M_0 = 0,85 \times 80,66 = 24,25 \text{ kN.m}$

Aux appuis :  $M_a = -0.3 M_0 = -0,3 \times 80,66 = -8,55 \text{ kN.m}$

**En travée**

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} \qquad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

Avec :

$$M_s = 24,25 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 5,75 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5,75}{25 \times 28} = 0,821$$

$$\rho_1 = 0,821 \rightarrow \beta_1 = 0,8705 \rightarrow K_1 = 23,76$$

$$\sigma_{st} = \frac{24,25 \times 10^3}{0,8705 \times 28 \times 5,75} = 173,02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{23,76} \times 173,02 = 7,28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,28 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = 173,02 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**Aux appuis :**

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} \qquad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

Avec :

$$M_s = 8,55 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 2,36 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,36}{25 \times 28} = 0,337$$

$$\rho_1 = 0,337 \rightarrow \beta_1 = 0,909 \rightarrow K_1 = 39,95$$

$$\sigma_{st} = \frac{8,55 \times 10^3}{0,909 \times 28 \times 2,36} = 142,34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{39,95} \times 142,34 = 3,56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,56 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = 142,34 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

### ❖ Vérification de la flèche (Art B.6.5, 2 BAEL 91 modifiée 99)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

- 1)  $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- 2)  $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$
- 3)  $\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec  $h$  : hauteur totale. ( $h = 30 \text{ cm}$ )

$l$  : portée entre nœuds d'appuis. ( $l = 325 \text{ cm}$ )

$M_t$  : moment max en travée. ( $M_t = 24,25$ )

$M_0$  : moment max de la travée isostatique. ( $M_0 = 28,53 \text{ KN}$ )

$A_t$  : section des armatures. ( $A_t = 5,75 \text{ cm}^2$ )

$d$  : hauteur utile de la section droite. ( $d = h - c = 30 - 2 = 28 \text{ cm}$ )

$b$  : largeur de la poutre.  $b = 25 \text{ cm}$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{325} = 0,0923 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{325} = 0,0923 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{24,25}{10 \times 28,53} = 0,0849 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{bd} = \frac{5,75}{25 \times 28} = 0,0082 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

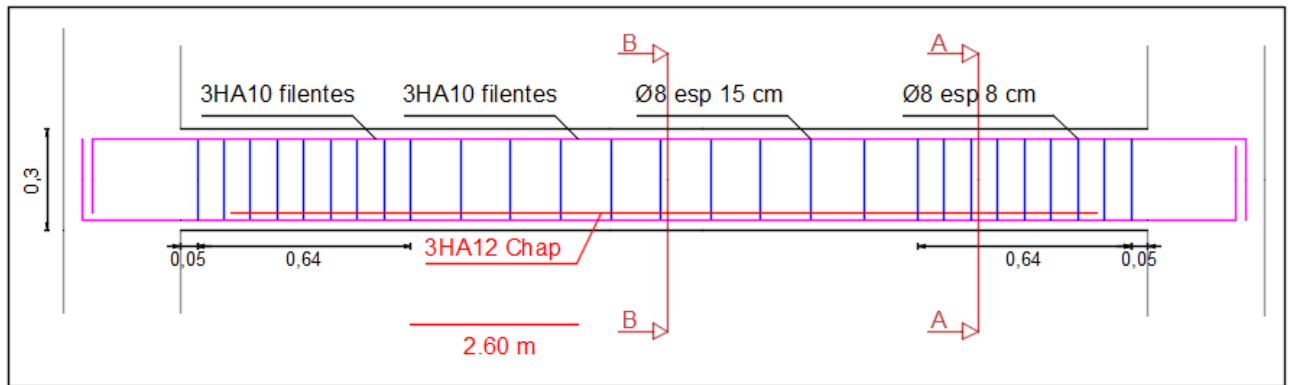
**Remarque :** Les 3 conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

**Conclusion :** Le ferraillement de la poutre palière sera comme suit :

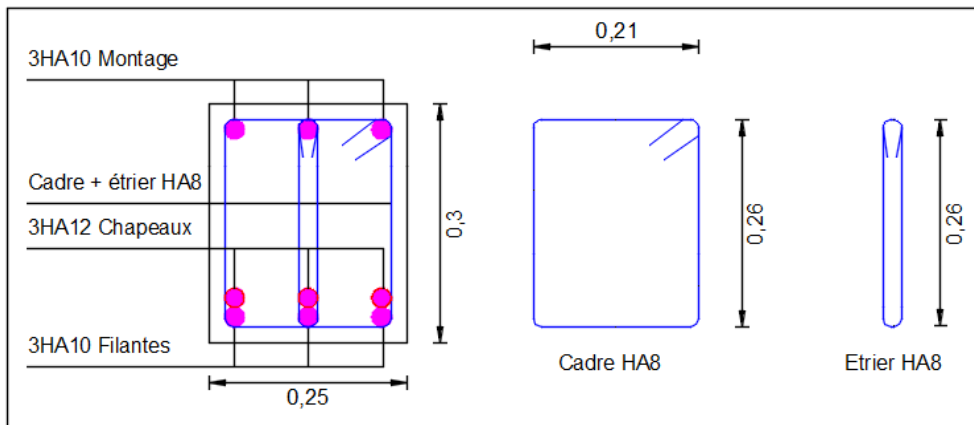
**Armatures longitudinales :** **3HA10 + 3HA12 en travée**

**3HA10 aux appuis**

**Armatures transversales :** **Cadre + étrier**

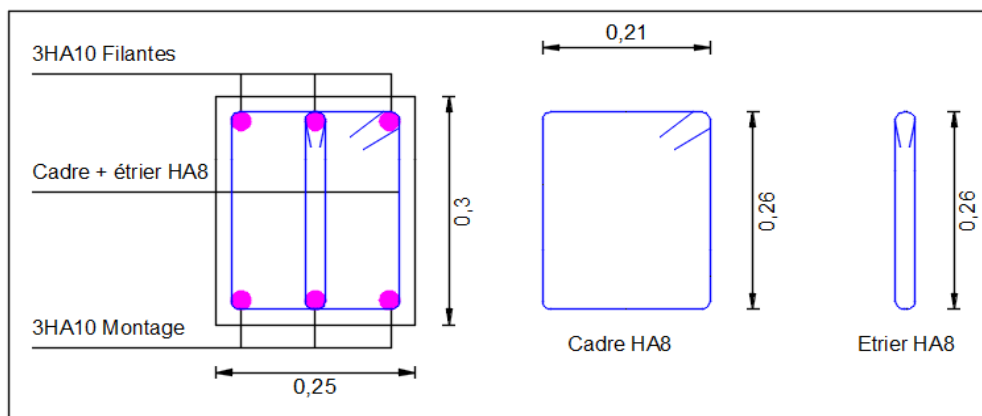


Ferrailage de la poutre palière



Ferrailage en travée

Coupe B-B

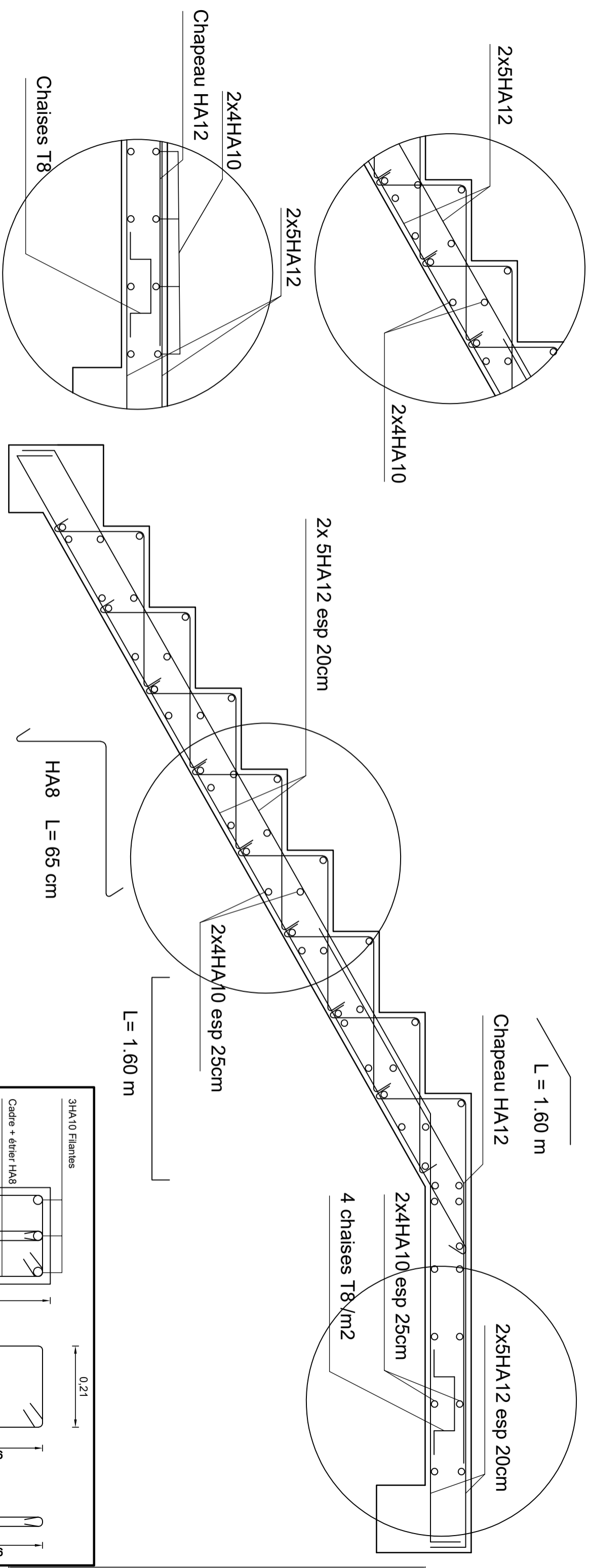


Ferrailage aux appuis

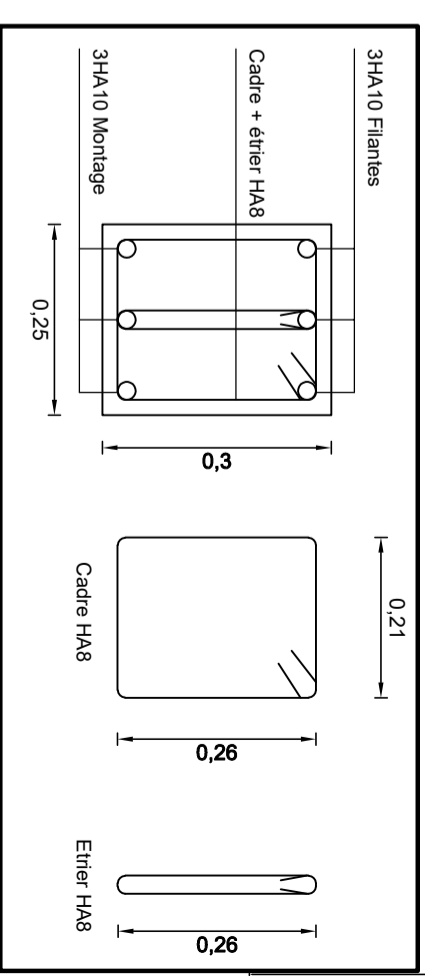
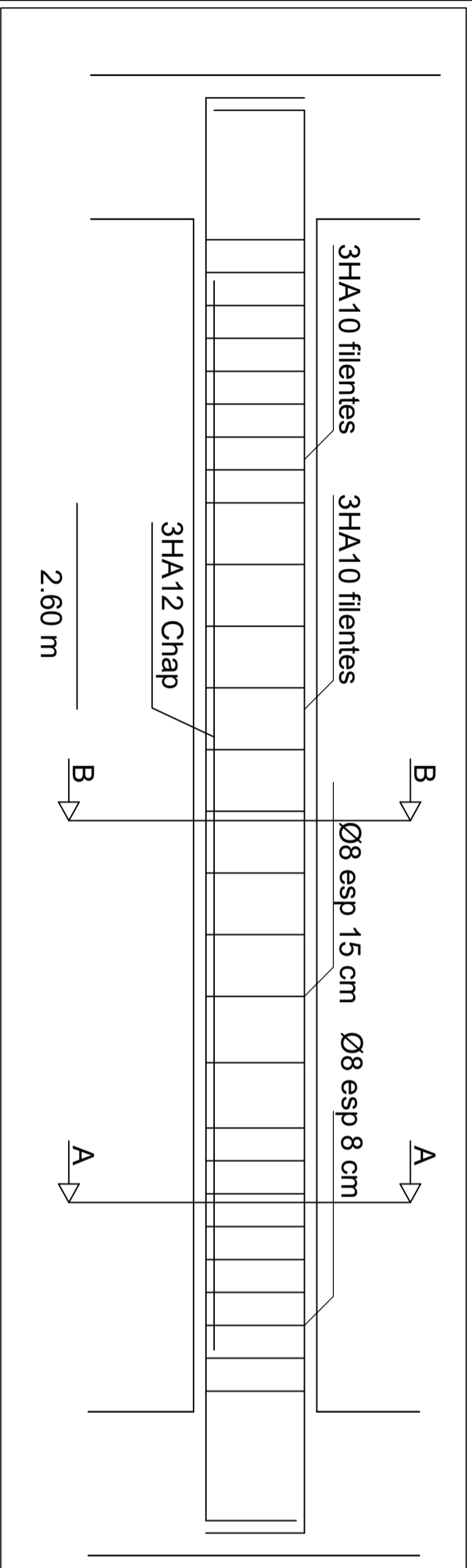
Coupe A-A

Figure III-6 : Schéma de ferrailage de la poutre palière

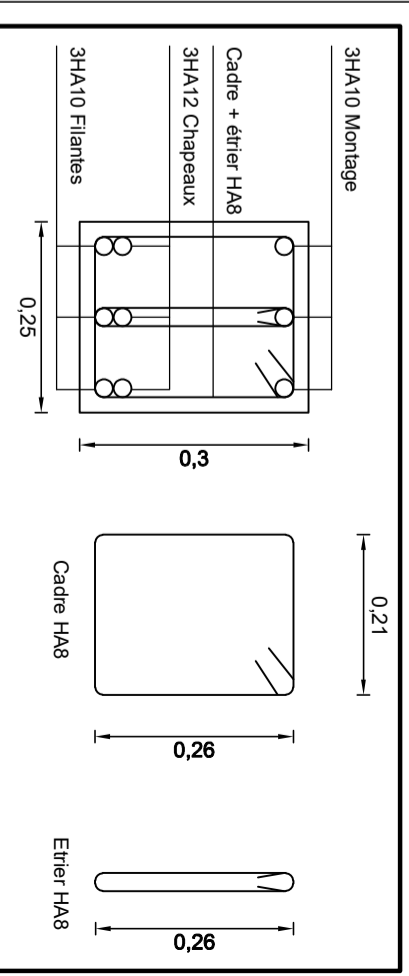
# PLAN DE COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES ESCALIERS



## Poutre palier 25\*35



Ferrailage aux appuis  
Coupe A-A



Ferrailage en travée  
Coupe B-B

## IV. Modélisation

### IV.1 Introduction

Les forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constituent le problème majeur en génie parasismique, connaissant l'intensité et la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages.

### IV.2 Logiciel utilisé pour la modélisation

L'analyse dynamique nécessite la création d'un modèle de calcul représentant la structure.

Ce modèle introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination des modes propres de vibration et des efforts engendrés par les différentes actions appliquées (charges statiques et dynamiques). « ETABS » est l'abréviation de « Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems ». Ce logiciel est destiné à la conception et l'analyse des structures de Génie Civil, particulièrement celles de type bâtiment. Ces dernières peuvent être réalisées en béton armé, en acier ou tout autre matériau choisi par l'utilisateur.

ETABS permet en une seule interface la saisie graphique des éléments ainsi que de nombreuses possibilités d'analyses statiques et dynamiques avec des compléments de conception et vérification des structures en béton armé et/ou en charpente métallique. L'interprétation des résultats est facilitée, avec deux méthodes possibles : tableaux ou graphismes. Il donne ainsi un accès facile et rapide aux résultats tel que la déformée du système, les diagrammes des efforts, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, etc. Dans notre projet on a utilisé la version **ETABS V 9.6.0**

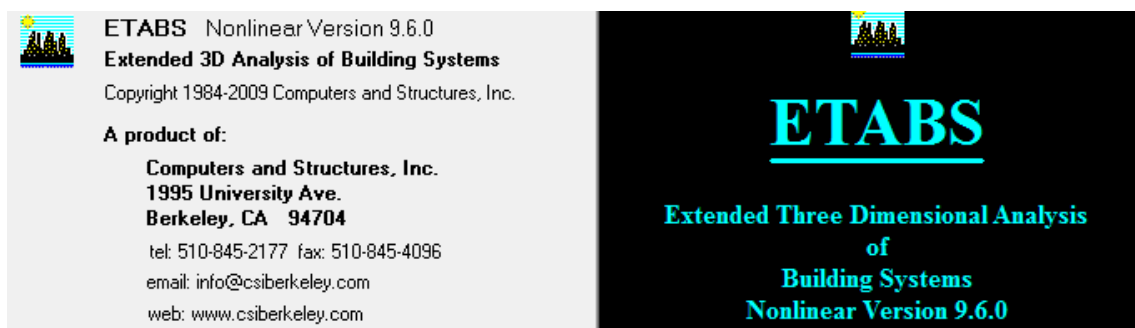


Figure IV.1 Version utilisée du logiciel ETABS

#### IV.2.1 Historique

### IV.2.1. Historique :

ETABS a été élaboré aux Etats-Unis d'Amérique par la compagnie « computers and structures Inc. Berkeley, California », sa première version date de l'année 1984, il a subi plusieurs améliorations, la version considérée dans ce mémoire date de l'année 2009, désignée par ETABS Non linéaire 9.7.0. Les premières versions d'ETABS ont utilisé des techniques d'analyse de structure et de dimensionnement des éléments conformes aux règlements américains (UBC, ACI, etc.), et des améliorations sont apportées au fur et à mesure. Parmi elles, le manuel du logiciel parle d'intégration de plusieurs techniques d'analyse et de divers règlements à travers le monde.

### IV.2.2 Description du logiciel ETABS

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages du Génie Civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis, son utilisation est à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme ; il permet aussi :

La modélisation de tous types de bâtiments.

La prise en compte des propriétés des matériaux.

L'analyse des effets dynamiques et statiques.

La visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration...etc.

### IV.2.3 Rappel (terminologie)

Frame section :	Coffrage	Grid line :	Ligne de grille
Colonne :	Poteau	Joints :	Nœuds
Beam :	Poutre	Frame :	Portique (cadre)
File :	Fichier	Shell :	Voile
Copy :	Copier	Élément :	Élément
Move :	Déplacer	Restraintes :	Points d'application de la charge
Save :	Enregistrer	Loads :	Charges
Save as :	Enregistrer sous	Uniformed loads :	Charges uniformes
Add :	Ajouter	Define :	Définir
Delete :	Supprimer	Material :	Matériaux
Story :	Étage	Concrete :	Béton
Height :	Hauteur	Steel :	Acier

### IV.3 Manuel d'utilisation du logiciel ETABS

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- A) Introduction de la géométrie de l'ouvrage.
- B) Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- C) Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...)
- D) Définition des charges statiques (G, Q).
- E) Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- F) Définition de la charge sismique E.

#### Chargement des éléments.

- G) Introduction des combinaisons d'actions.
- H) Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

Pour accéder à l'interface du logiciel, notre machine fonctionne sur un système d'exploitation « Windows 7 ». On clique sur l'icône exécutable représentée sur la figure suivante :

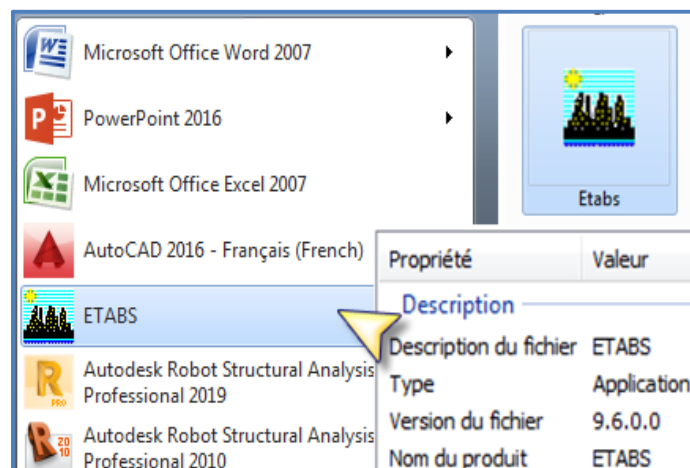


Figure IV.2 Icône du logiciel ETABS sur système d'exploitation Windows 7

#### Étape A : Introduction de la géométrie de l'ouvrage

##### ➤ Choix des unités

C'est la première étape qui vient juste après le lancement de l'ETABS, elle consiste à choisir l'unité de calcul où on sélectionne **KN.m**



Figure IV.3 Choix des unités

### ➤ Géométries de base

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, puis on clique sur **Default.edb**.

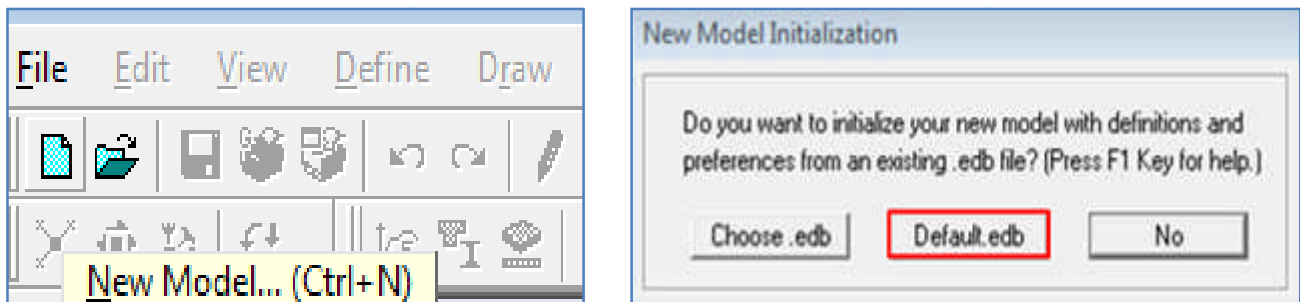


Figure IV.4 Démarrer un nouveau modèle

Cette opération permet d'introduire :

- Le nombre de ligne de construction suivant les deux directions X et Y.
- Le nombre de travées dans les deux sens X et Y.
- Les hauteurs des différents étages.
- Les longueurs des travées.

**NB :**

Toutes les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure

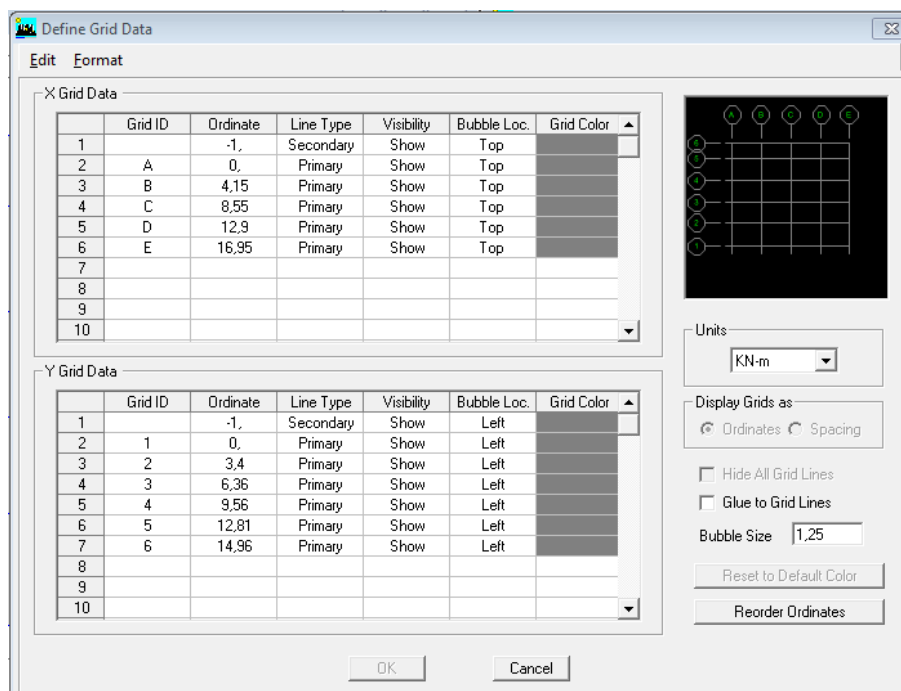


Figure IV.5 Introduction de la géométrie de base



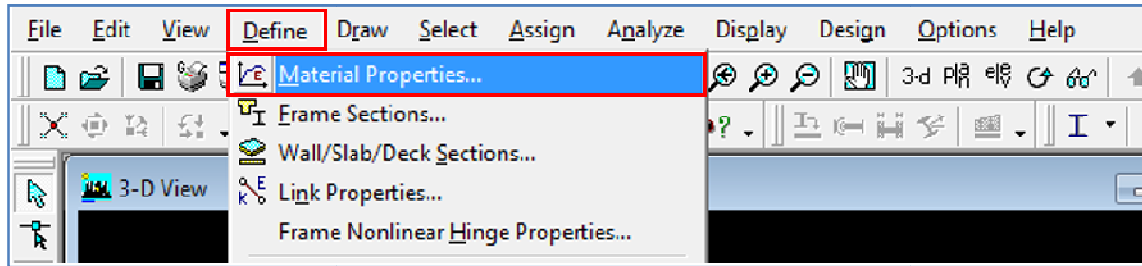


Figure IV.8 Définition des matériaux

Dans la boîte dialogue qui apparaît, on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.

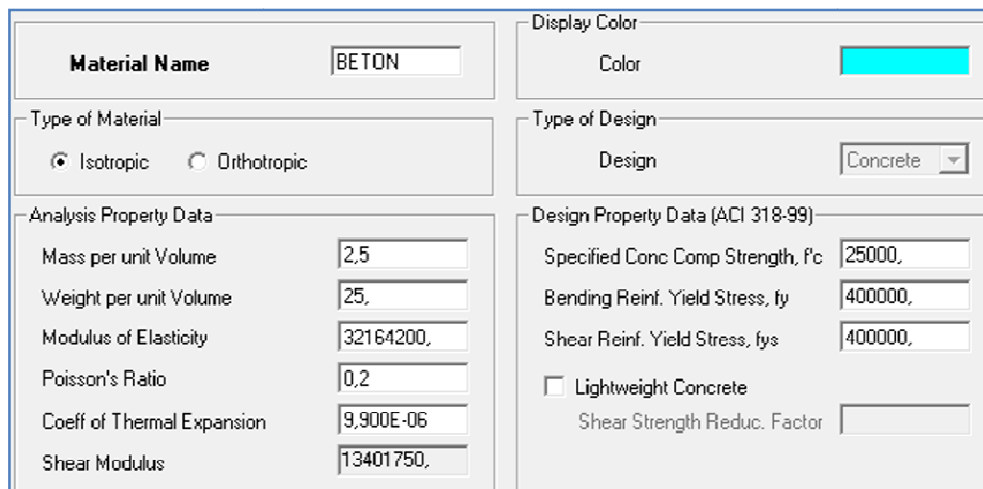


Figure IV.9 Caractéristiques du béton

**Étape « C » : Spécification des propriétés géométriques des éléments**

La troisième étape consiste à définir les propriétés géométriques des éléments structuraux. On commence par les poutres principales (PP) puis les poutres secondaires (PS) et ceci de la manière suivante :



**Define → Frame Sections → ADD Rectangular.**

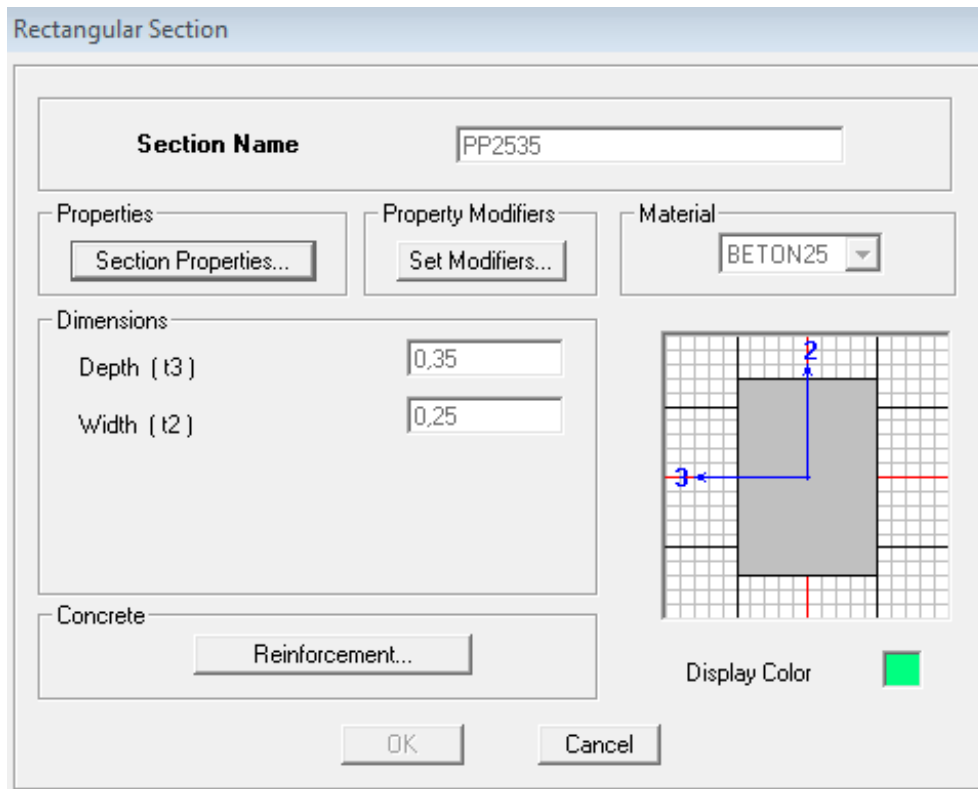


Figure IV.10 Exemple de définition des poutres

On procède de la même manière pour les poteaux.

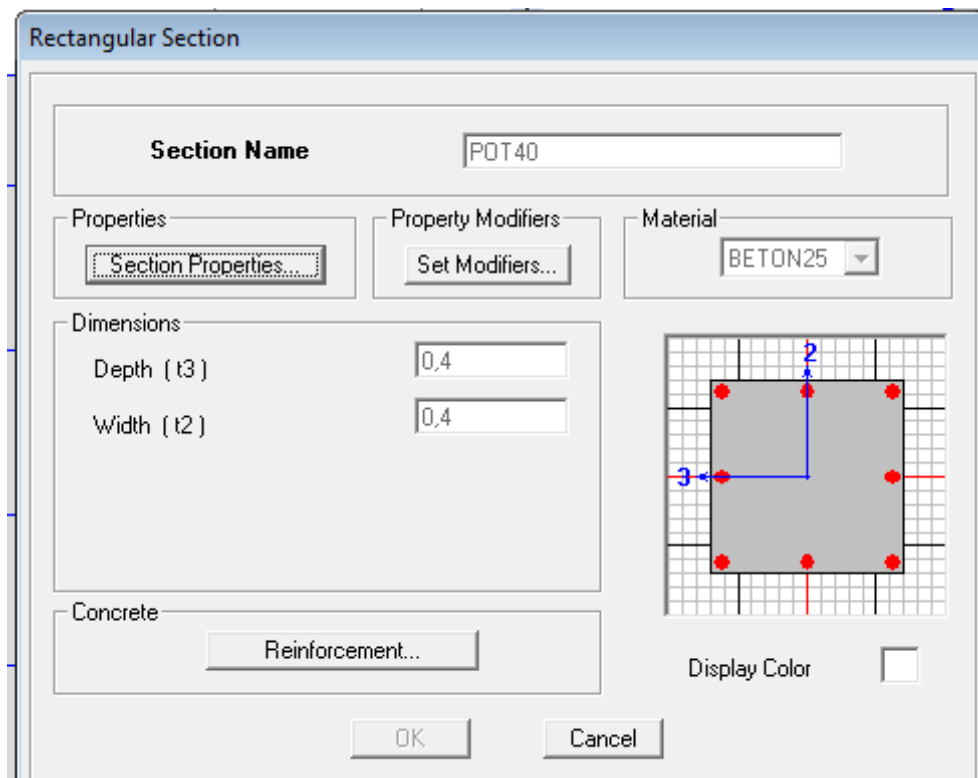


Figure IV.11 Définition des poteaux

Une fois qu'on termine la définition des poteaux et des poutres, on passe aux éléments plaques : planchers, dalles pleines (DP) et voiles, d'abord on commence par définir leurs caractéristiques

géométriques, on clique : **Define** → **Wall/Slabs/ decks Section**  → **Add New Section** → Puis on définit leurs propriétés.

- On distingue plusieurs types des éléments plaques qui sont :

**Elément Shell** : il est utilisé pour la modélisation des voiles et des dalles. Les sections de ces éléments sont définies par l'épaisseur.

**Elément membran** : il est utilisé pour les éléments minces.

**Elément plate** : c'est la superposition de l'élément plaque et membrane.

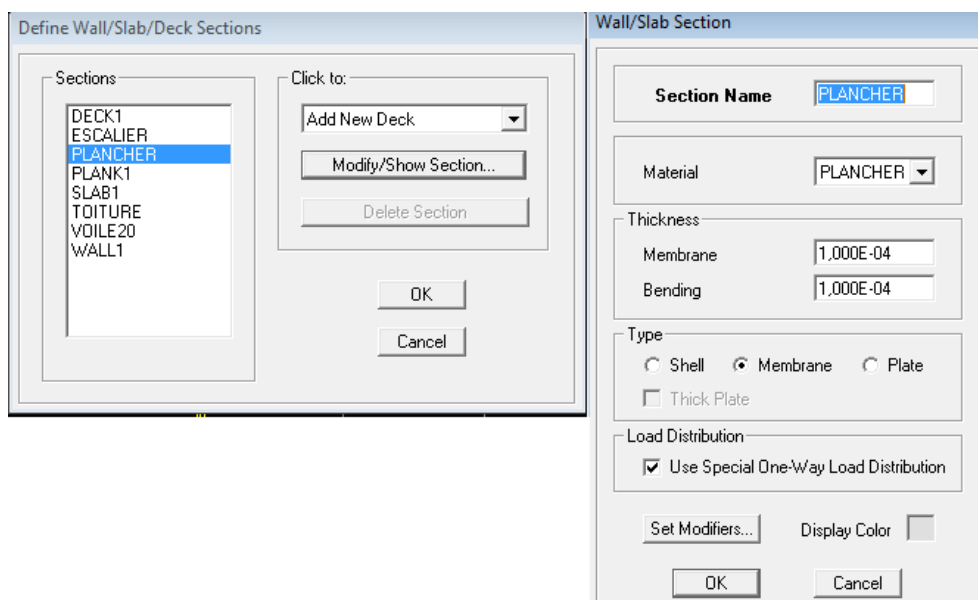


Figure IV.12 Définition des dalles

### ➤ Dessin des éléments de la structure

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci-après :


#### Pour les poteaux

On clique sur le bouton



Une fenêtre s'affiche **(proprietés of Object)**  **None** on choisit le nom de la section pot (35× 35) par exemple et on valide.



### Pour la poutre et les voiles

De même que pour les poteaux, sauf qu'on clique cette fois sur le bouton  pour les poutres et sur



Pour les voiles.

### Pour les planchers et dalle pleine

On clique sur le bouton  ou 

Une fenêtre s'affiche (**proprietés of Object**) → **None** on choisit le nom de la section et on valide.

Enfin, on obtient la structure suivante :

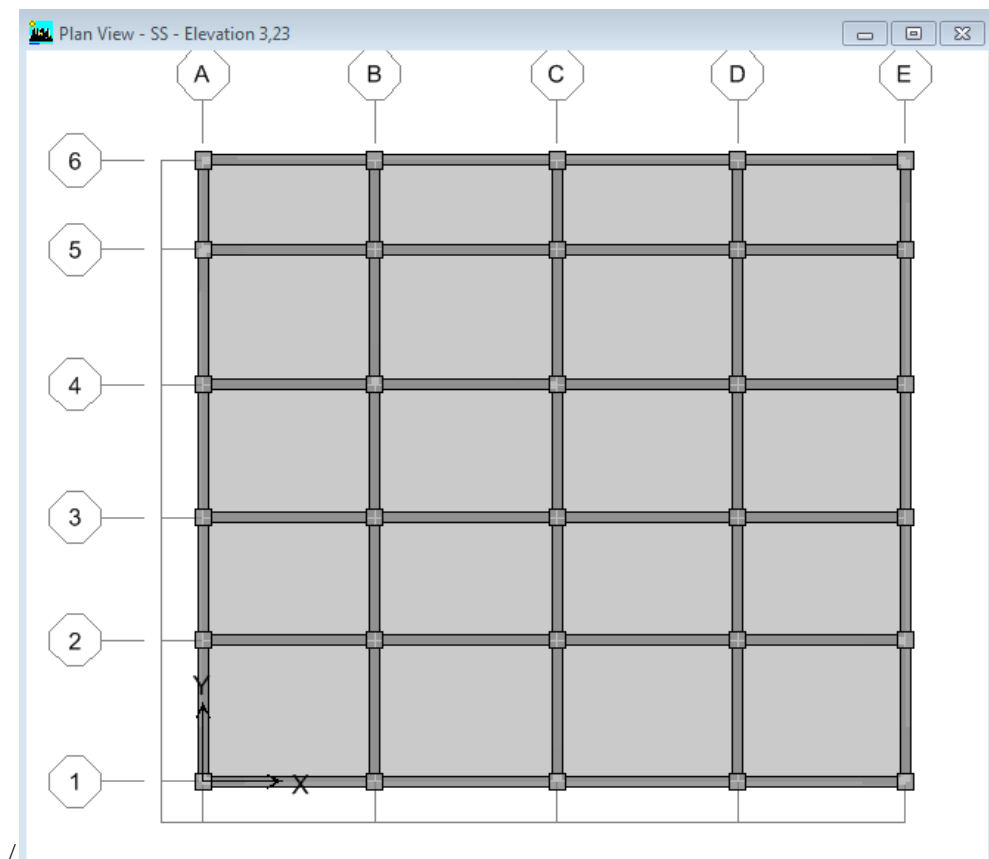


Figure IV.13 Vue en plan des éléments structuraux d'un étage

Après avoir terminé l'étape de modélisation des différents éléments structuraux, on doit définir les appuis et encasturer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment. On sélectionne tout les nœuds à

la base et on clique sur le bouton  la fenêtre ci-après s'affichera :

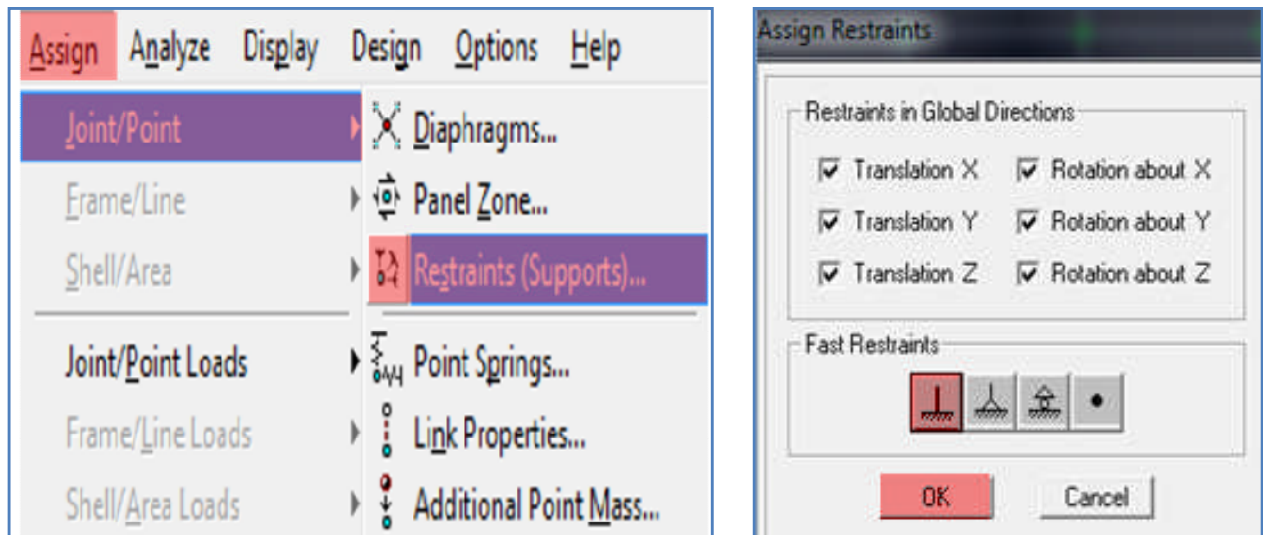


Figure IV.14 Définition des appuis

On bloque toutes les translations et les rotations et on valide.

#### ➤ Masse source

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (\text{équation 4-5 RPA 99}).$$

$W_i$  : poids total de la structure.

$W_{Gi}$  : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels solidaires de la structure.

$W_{Qi}$  : charge d'exploitation.

$\beta$  : coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le tableau 4.5 du RPA 99 version 2003. On le prend dans notre cas égal à 0,2 (bâtiment d'habitation).

Pour ce qui est de l'inertie massique, elle est déterminée automatiquement par ETABS.

**Define** → **Masse Source**  → **From Loads**.

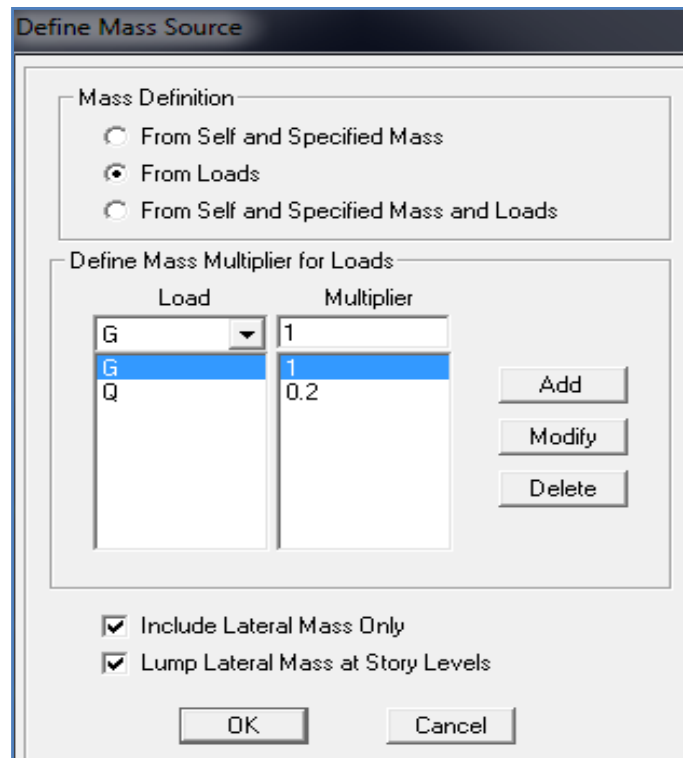



Figure IV.15 Définition du poids propre

### ➤ Diaphragme

Les masses de planchers sont supposées être concentrées en leurs centres. Ces derniers sont désignés par la notation de « Nœuds Maitres ».

Comme les planchers sont supposés être infiniment rigides, on doit relier les nœuds d'un même plancher (nœuds esclaves) à leur nœud maitre, de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme. Ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS, et aussi le comportement de la structure suivra les degrés de libertés des nœuds maitres des différents planchers.

**On sélectionne le premier étage → Assign → Joint/Point → Diaphragmas  → D1 → OK.**

On suit la même procédure pour les autres étages.

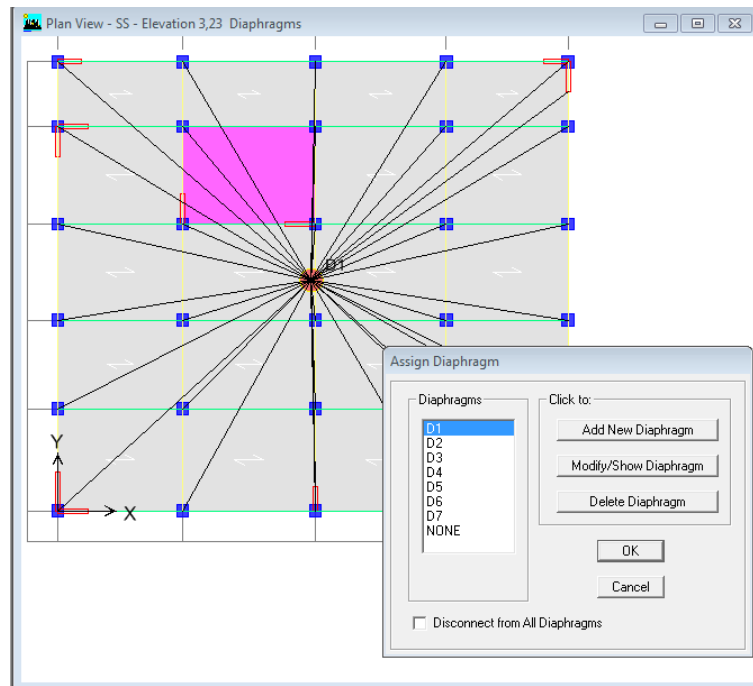


Figure IV.16 Introduction des diaphragmes

**Étape « D » : Définition des charges statiques (G, Q)**

La structure est soumise à des charges permanentes (G) et à des charges d’exploitations

(Q), pour les définir on clique sur : **Define** → **StaticLoad Cases.**

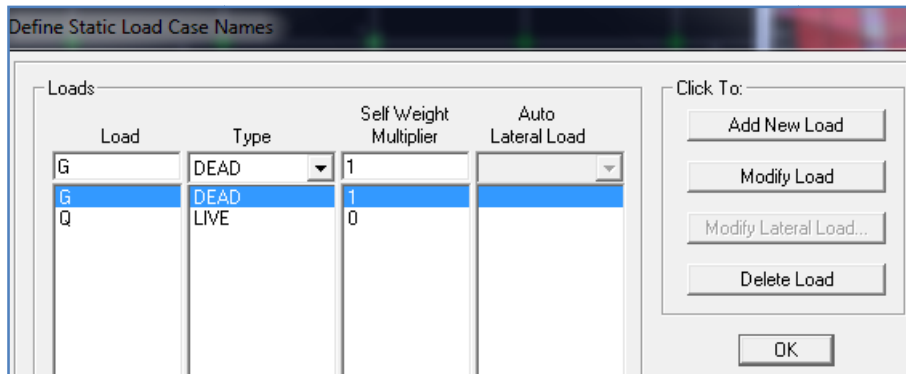


Figure IV.17 Définition des charges statiques

**Étape « E » : Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003**

Pour le calcul dynamique de la structure, on introduira un spectre de réponse. Il s’agit d’une courbe de réponse maximale d’accélération pour un système à un degré de liberté soumis une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propre T.

On tire le spectre de réponse du RPA99/version 2003 après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, puis on clique sur : **Text** → **Enregistrer.**

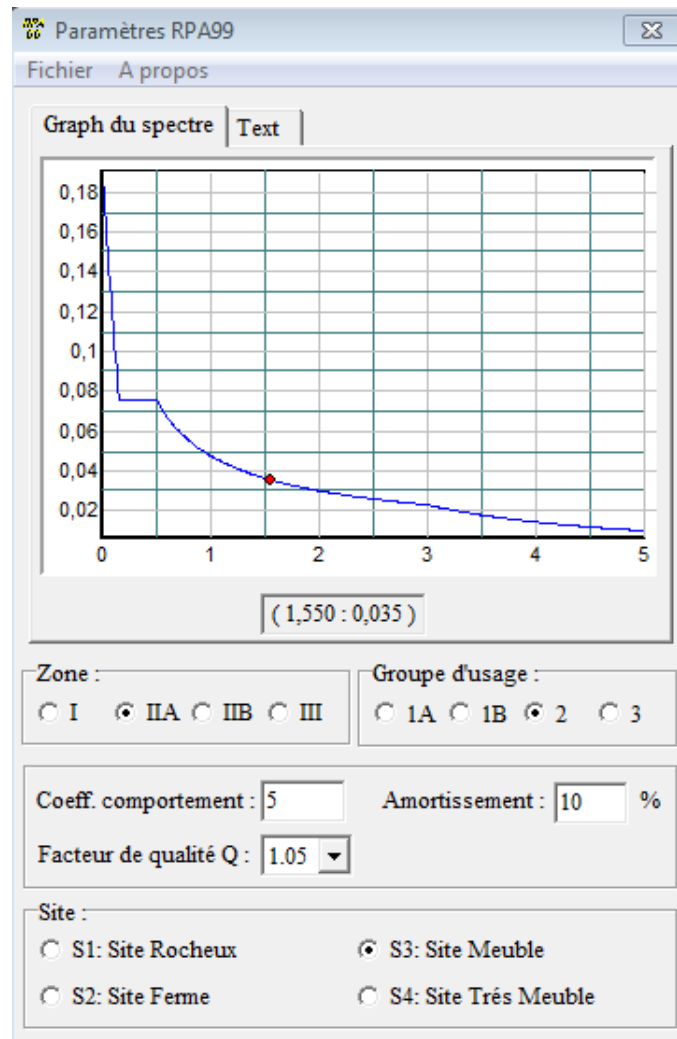


Figure IV.18 Définition du spectre de calcul du RPA 99 version 2003

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS, on clique sur :

**Define** → **Response spectrum** → **Function Spectre from file.**

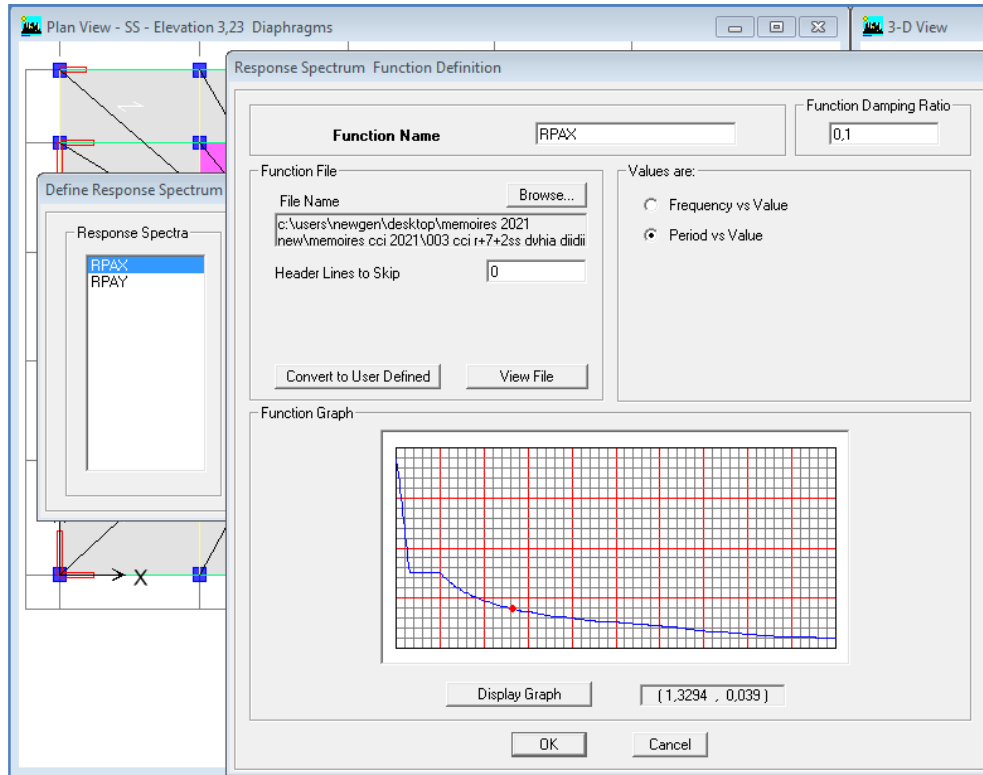


Figure IV.19 Introduction du spectre de calcul du RPA 99 version 2003

**Étape « F » : Définition de la charge sismique « E »**

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique « E » suivant les deux directions X et Y, on clique sur : **Define** → **Response Spectrum Cases** → **Add New Spectrum**.

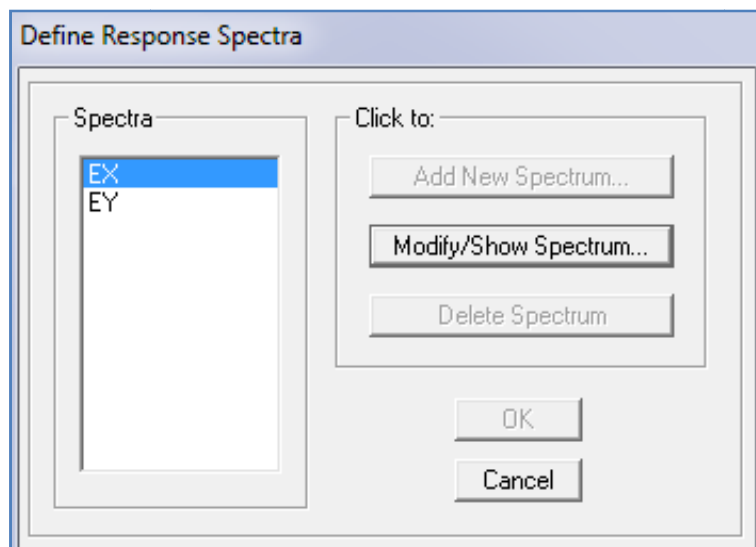


Figure IV.20 Définition des charges sismiques

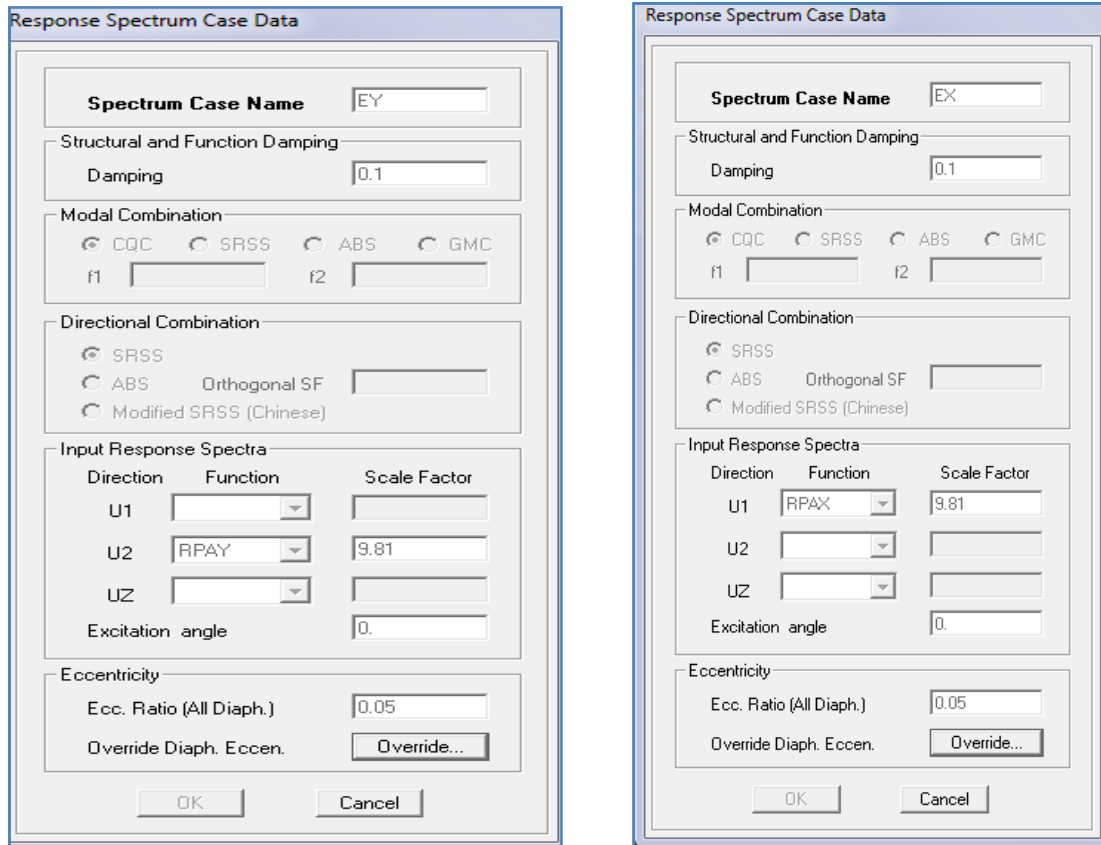


Figure IV.21 Désignation des charges sismiques pour les deux directions principales

**Étape « G » : Chargement des éléments**

On sélectionne les éléments poutre de la périphérie et on leur affecte le chargement/ml (dus aux : mur extérieur, l’acrotère, l’escalier) qui leur revient en cliquant sur :

**Assign → frame/ line load→distributed.**

On sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement surfacique qui lui revient en

cliquant sur : **assign → shell/areas load → uniform.** 

**Étape « H » : Introduction des combinaisons d’actions**

➤ **Combinaisons aux états limites**

ELU : 1,35 G+1,5 Q

ELS : G+Q

➤ **Combinaisons accidentelle du RPA99/version 2003**

GQE : G+Q ± E

08 GE : 0,8G ± E

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel, on clique sur :

**Define → Loads Combinaisons**  **→ Add New Combo.**

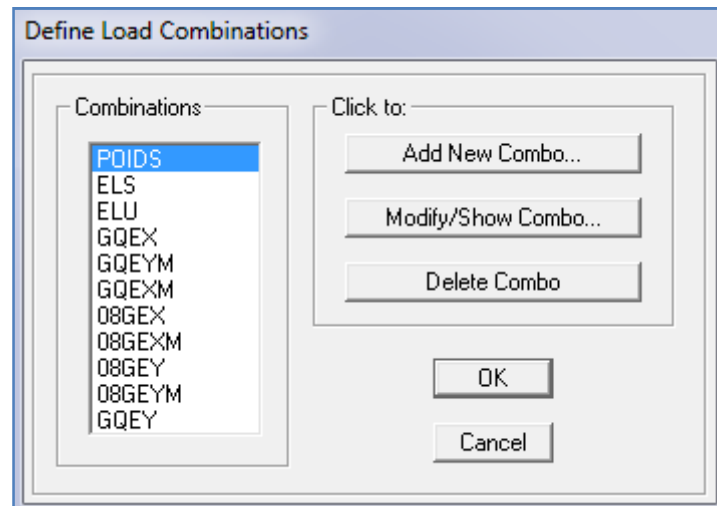




Figure IV.22 Introduction des combinaisons d'actions


### Étape « I » : Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats

#### ➤ Lancement de l'analyse

Avant de lancer l'analyse de la structure on clique d'abord sur **Lock /unlock model**  pour bloqué le model, et on se positionne sur : **Analyze** → **RunAnalysis (F05)** pour lancer l'analyse.

#### ➤ Visualisation des résultats

**Déformée de la structure** : on clique sur l'icône **Show Deformed Shape**  et on sélectionne l'une des combinaisons de charge introduites afin de visualisé la déformé suivant la charge introduite.

**Diagramme des efforts internes** : on se positionne sur un portique, on clique sur **Display** et on sélectionne **Show Member Forces / Stresses Diagrame** .

**Déplacement** : pour extraire les déplacements, on sélectionne tout le plancher du niveau

Considéré, puis on clic sur **Show Tables** puis on coche **Displacement** et on choisi la combinaison.

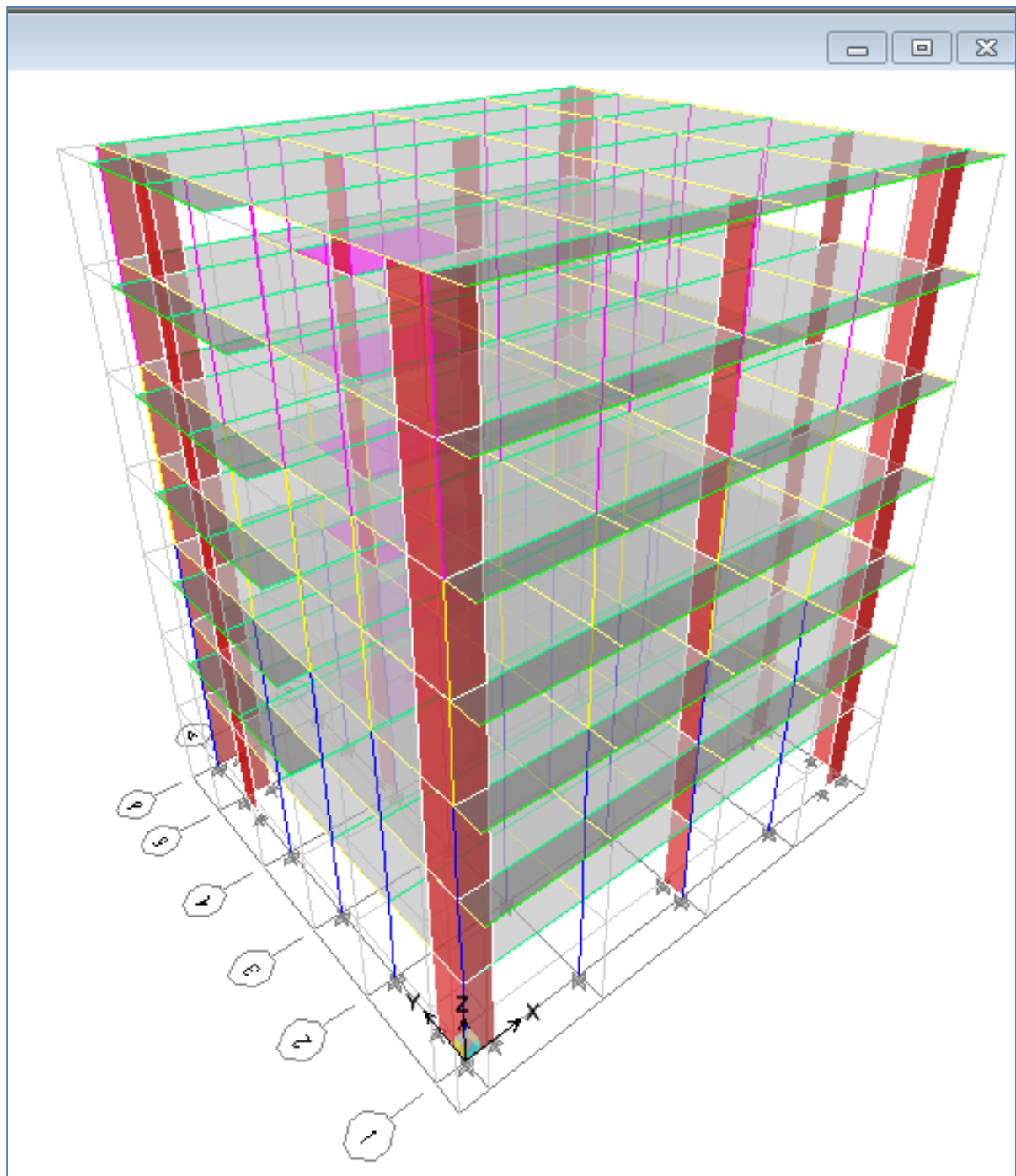


Figure IV.23 Vue en 3D de la structure

## V. Vérification des exigences du RPA

### Introduction

Ce chapitre consiste à vérifier les exigences du RPA99 version2003 qui sont :

- 1) Le pourcentage de participation de la masse modale.
- 2) L'effort tranchant à la base.
- 3) Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux
- 4) Étude de contreventement et calcul du coefficient de comportement R
- 5) Justification vis-à-vis des déplacements
- 6) Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
- 7) Vérification de l'Effet de la torsion d'axe vertical.

### V.1 Présentation de l'ouvrage

- ✓ Notre projet est un bâtiment en **sous sol+ R+7**, implanté dans la wilaya de Tizi-Ouzou, classée selon le RPA 99 version en 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone II-a).
- ✓ Bâtiment à usage multiples (habitation et de services).
- ✓ Site meuble S3 (rapport géotechnique)
- ✓ Système structurel : portiques + voiles

#### V.1.1 Vérification du pourcentage de participation de la masse modale

Après l'exécution des étapes suivantes on aura la période maximale donnée par le logiciel ETABS égale à 0,86 s

**Display → show tables → ANALYSIS RESULTS → modal information  
→ Building Modal Information → Modal Participating Mass Ratios**

On aura la fenêtre représentée sur la page suivante.

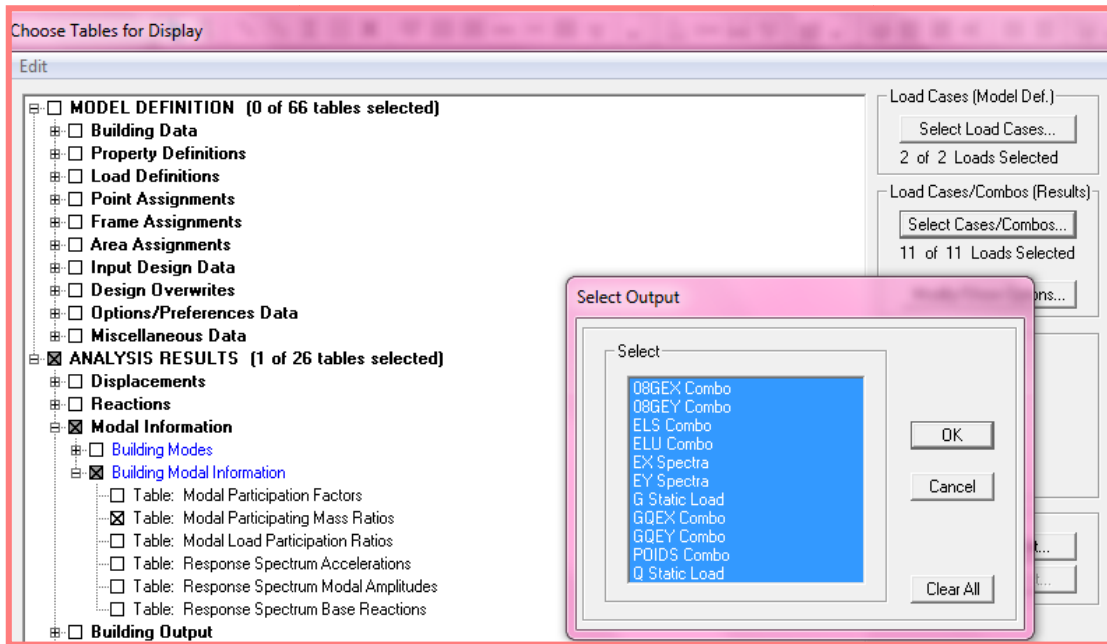


Figure V.1 Affichage des informations modales

Les résultats seront affichés comme suit :

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0,868497	74,7379	2,0236	74,7379	2,0236	0,4410	0,4410
2	0,835385	2,2498	73,2932	76,9877	75,3168	0,5411	0,9821
3	0,695730	0,2119	0,8632	77,1996	76,1800	74,8728	75,8548
4	0,272222	11,9502	0,0336	89,1498	76,2136	0,0192	75,8741
5	0,255470	0,0240	12,9234	89,1738	89,1371	0,0464	75,9205
6	0,206477	0,0137	0,0110	89,1875	89,1480	13,4404	89,3609
7	0,133632	4,8129	0,0001	94,0004	89,1481	0,0034	89,3643
8	0,123174	0,0004	4,9727	94,0007	94,1208	0,0051	89,3693
9	0,095345	0,0020	0,0002	94,0027	94,1210	5,0187	94,3880
10	0,076329	2,6055	0,0017	96,6082	94,1226	0,0087	94,3967
11	0,070673	0,0019	2,6431	96,6101	96,7658	0,0025	94,3992
12	0,053374	0,0086	0,0015	96,6187	96,7673	2,5232	96,9224

◆ Le premier mode de vibration est :

**une translation suivant l'axe X-X,**

Il mobilise 74,7379 % de la masse.> 50%

◆ Le deuxième mode de vibration est :

**une translation suivant l'axe Y-Y,**

Il mobilise 73,2932 % de la masse.> 50%

Le troisième mode de vibration est :

**rotation suivant Z-Z. Il n'y a pas de torsion.**

Il mobilise 73,2932% de la masse.> 50%

➤ **Nombres de modes propres (Article 4.3, 4 RPA99 version 2003)**

Le nombre de modes propres à retenir dans chacune des deux directions d'excitation, doit être tel que la somme des masses modales retenues soit égales au moins à 90% de la masse totale de la structure.

Dans notre cas le nombre de mode à retenir est : **08 modes.**

8ème mode → Sens X-X : 94,0007 % > 90% → **Condition vérifiée.**

Sens Y-Y : 94,1208 % > 90% → **Condition vérifiée.**

**V.1.2 Vérification de l'effort tranchant à la base**

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad (\text{Formule 4-1 ; article 4.2.3 RPA 99 version 2003}).$$

**A :** coefficient d'accélération donné par le tableau des règles RPA 99 version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

**R :** facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure,

**D :** facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, de facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

**Q :** facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, contrôle de la qualité des matériaux.....etc.).

**W :** poids de la structure.

L'application numérique dans notre cas nous amène aux résultats qui suivent.

**A) Coefficient d'accélération de zone (A)**

Il est donné par le tableau 4.1 du RPA 99 version 2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Zone IIa, groupe d'usage 2 → **A=0.15**

**B) Facteur d'amplification dynamique moyen (D)**

Il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{avec : } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{avec } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{avec } T \geq 3s \end{cases} \quad (\text{Formule 4.2 RPA 99 version 2003}).$$

D'après le tableau 4.7 du RPA 99 version 2003 :

$$\left. \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \\ T_2 = 0.50 \end{array} \right\} \quad \text{Site meuble S3}$$

### ➤ Facteur de correction d'amortissement $\eta$

Il est donné par la formule :  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$  (Formule 4.3 RPA99 version 2003)

Où  $\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique. Il est fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages.

Nous avons un contreventement par voiles donc on prend :  $\xi = 10\% \rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0,76 \geq 0.7$

$$\eta = 0.76 > 0,7$$

### ➤ Estimation de la période fondamentale de la structure

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.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante:

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec  $h_N$  la hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau n.

$$h_n = 21,68\text{m}$$

$C_T$  : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Il est donné par le tableau 4.6 du RPA 99 version 2003

$$C_T = 0,05.$$

### Remarque

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%

$$T = 0,05 \times (21.68)^{3/4} \rightarrow T = 0,50 \text{ sec}$$

**Selon l'article 4.24 du RPA 99 version 2003**

Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur "D" est déterminée à partir du tableau suivant :

	Condition sur T	Période choisie
1 <sup>er</sup> cas	T analytique < T empirique	T = T empirique
2 <sup>ème</sup> cas	T empirique < T analytique < 1,3 T empirique	T = T analytique
3 <sup>ème</sup> cas	1,3 T empirique < T analytique	T = 1,3 T empirique

D'où :  $T = 1,3 \times 0,50 = 0,65 \text{ sec} \leq T_{\text{analytique}} = 0,86 \text{ sec} \rightarrow$  **3<sup>ème</sup> cas**

Donc  $T = 1,3 T_{\text{empirique}} \rightarrow$  **T = 0,65 s**

Finalement :  $D = 2,5 \eta (T_2/T)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,76 \left(\frac{0,5}{0,65}\right)^{\frac{2}{3}} \rightarrow$  **D = 1,6**

**C) Facteur de qualité (Q)**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- Les conditions minimales sur les files de contreventement ;
- La redondance en plan ;
- La régularité en plan ;
- La régularité en élévation ;
- Le contrôle de la qualité des matériaux ;
- Le contrôle de l'exécution des travaux ;

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q=1+\sum P_q$$

Avec  $P_q$  : pénalité à retenir selon la satisfaction ou la non-satisfaction du critère de qualité, sa valeur est donnée par les tableaux suivants :

**Sens x-x**

Critère q	Observé (oui ou non)	$P_q$
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0,00
2- Redondance en plan	Oui	0,00
3- Régularité en plan	Oui	0,00
4- Régularité en élévation	Non	0,05
5- Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0,00
6- Contrôle de la qualité de l'exécution des travaux	Oui	0,00

**Sens y-y**

Critère q	Observé (oui ou non)	Pq
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0,00
2- Redondance en plan	Oui	0,00
3- Régularité en plan	Oui	0,00
4- Régularité en élévation	Non	0,05
5- Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0,00
6- Contrôle de la qualité de l'exécution des travaux	Oui	0,00

On aura finalement :

$$Q_x = 1,05 \text{ et } Q_y = 1,05.$$

**D) Détermination du poids de la structure W**

Pour chaque niveau « i » on aura :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

D'où :  $W_T = \sum_1^9 W_i$

Avec  $W_{Gi}$  : Le poids du niveau i revenant à la charge permanente.

$W_{Qi}$  : Le poids du niveau i revenant à la charge d'exploitation.

$\beta = 0,20$  (cas de bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés) ; donné par le tableau 4-5 du RPA 99 version 2003

Le poids de la structure est donné par le logiciel ETABS en procédant par les étapes suivantes :

**Display** → **show tables** → **selectionner Building Output Table**  
 → **Story Shears** → **POIDS Combo**

On aura la fenêtre suivante :

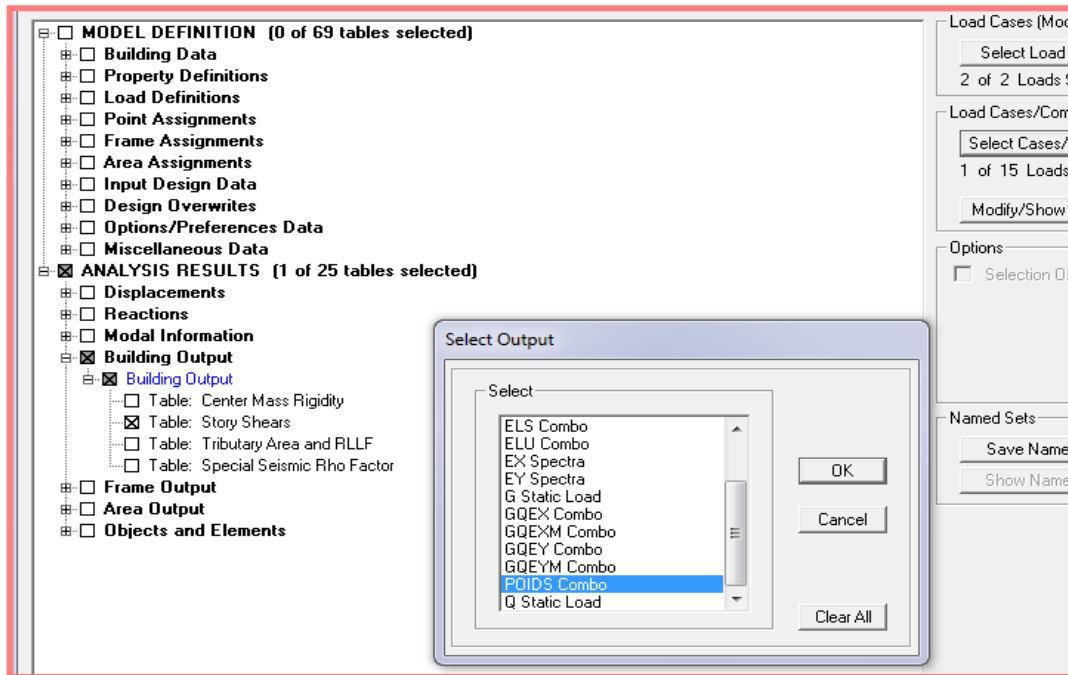


Figure V.2 Extraction du poids de la structure sur ETABS.

On aura les résultats représenté par le tableau suivant.

Tableau V.1 Valeur du poids total de la structure

Story Shears									
Story Shears									
	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	SS	PODS	Top	2161,43	0,00	0,00	0,000	14560,298	-17491,706
	ETAGE 5	PODS	Bottom	2517,16	0,00	0,00	0,000	17197,437	-20459,886
	ETAGE4	PODS	Top	4813,01	0,00	0,00	0,000	33139,121	-38875,226
	ETAGE4	PODS	Bottom	5168,74	0,00	0,00	0,000	35776,260	-41843,407
	ETAGE3	PODS	Top	7464,59	0,00	0,00	0,000	51717,945	-60258,747
	ETAGE3	PODS	Bottom	7894,91	0,00	0,00	0,000	54940,471	-63861,668
	ETAGE2	PODS	Top	10190,76	0,00	0,00	0,000	70882,156	-82277,008
	ETAGE2	PODS	Bottom	10621,08	0,00	0,00	0,000	74104,682	-85879,928
	ETAGE1	PODS	Top	12916,93	0,00	0,00	0,000	90046,367	-104295,268
	ETAGE1	PODS	Bottom	13433,31	0,00	0,00	0,000	93944,340	-108630,581
	RDC	PODS	Top	15729,16	0,00	0,00	0,000	109886,025	-127045,921
	RDC	PODS	Bottom	16260,73	0,00	0,00	0,000	113898,644	-131508,742
	SS	PODS	Top	18231,12	0,00	0,00	0,000	129095,045	-147997,149
	SS	PODS	Bottom	18776,18	0,00	0,00	0,000	133209,572	-152573,312

On choisit la valeur indiquée pour sous sol \_ Bottom

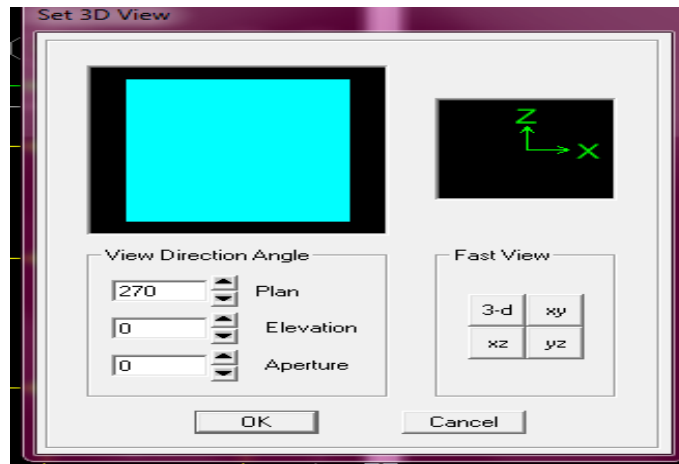
Donc :  $W = 18776,18 \text{ KN}$

### E) Étude de contreventement et calcul du coefficient de comportement R

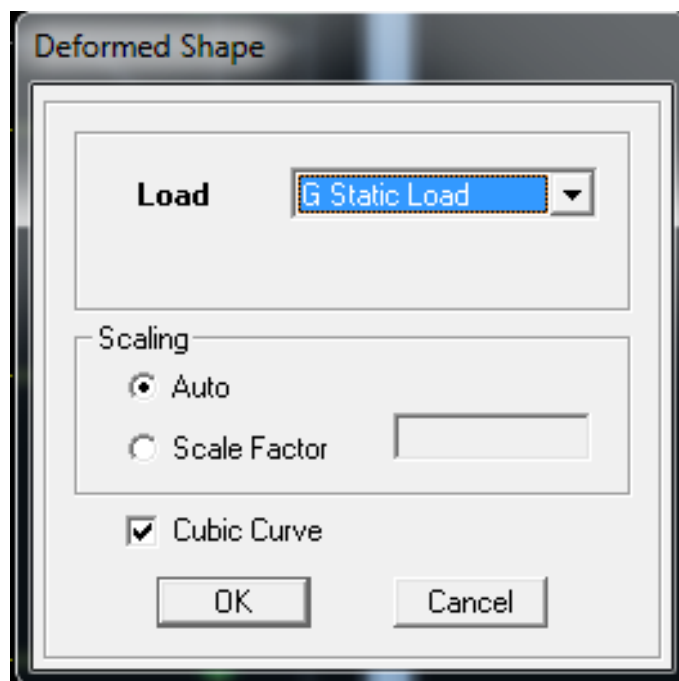
Dans cette étape, on doit déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

**View** → **set 3D view** → une fenêtre apparait on sélectionne XZ et on met 0 pour Aperture.

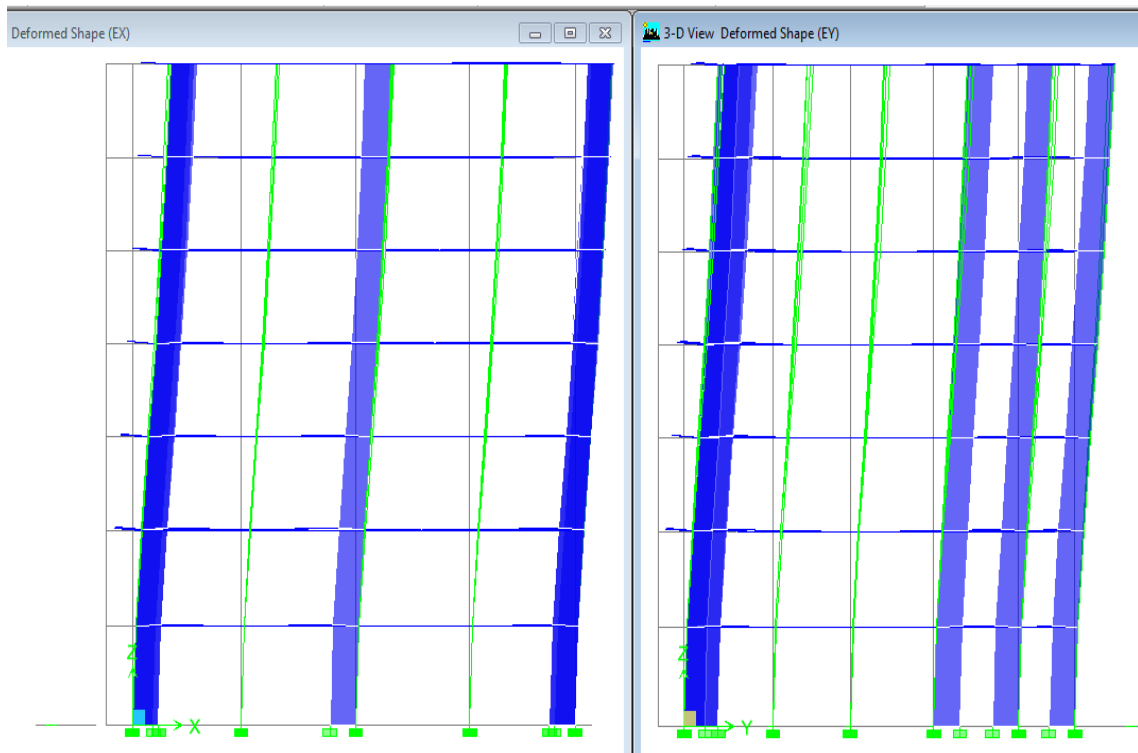


Ensuite → **display** → **show deformed shape** → on sélectionne la combinaison Ex.



Ensuite **draw** → **draw section cut**

→ On dessine une ligne horizontale coupant les éléments de la structure à la base comme suit et on obtient cette fenêtre accompagnée en bas.



Pour avoir les efforts repris par les portiques on décoche **Floors Beams Braces Columns Ramps** et on clic sur **refresh** on aura une nouvelle valeur dans force case 1 ainsi :

**Les charges horizontales**

**Sens X-X**

**Section Cut Stresses & Forces**

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	17,4871	0
End Point	-4,22	0

Resultant Force Location and Angle

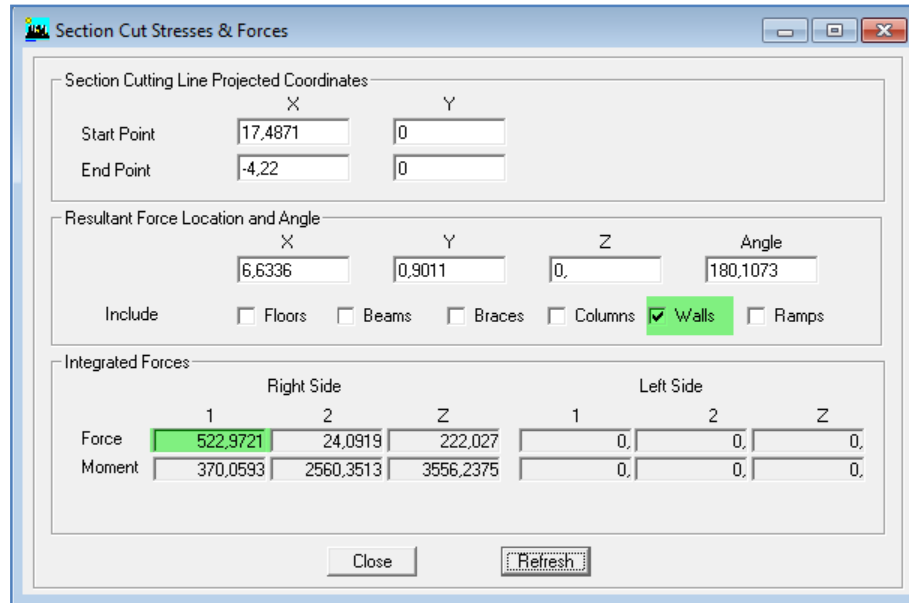
	X	Y	Z	Angle
	6,6336	0,9011	0,	180,1073

Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	761,9856	32,1635	2,380E-11	0,	0,	0,
Moment	502,0704	11412,7581	5374,3132	0,	0,	0,

Close Refresh



On a 761,9856 → 100%

522,9721 → X

X : Étant le % des efforts repris par les voiles

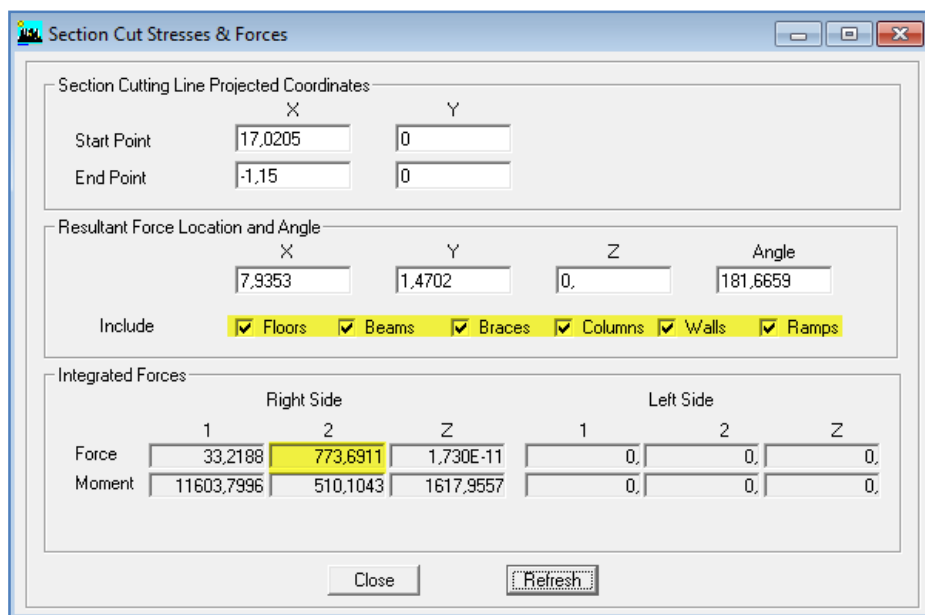
$$X = \frac{522,9721 \times 100}{761,9856} = 68,63\%$$

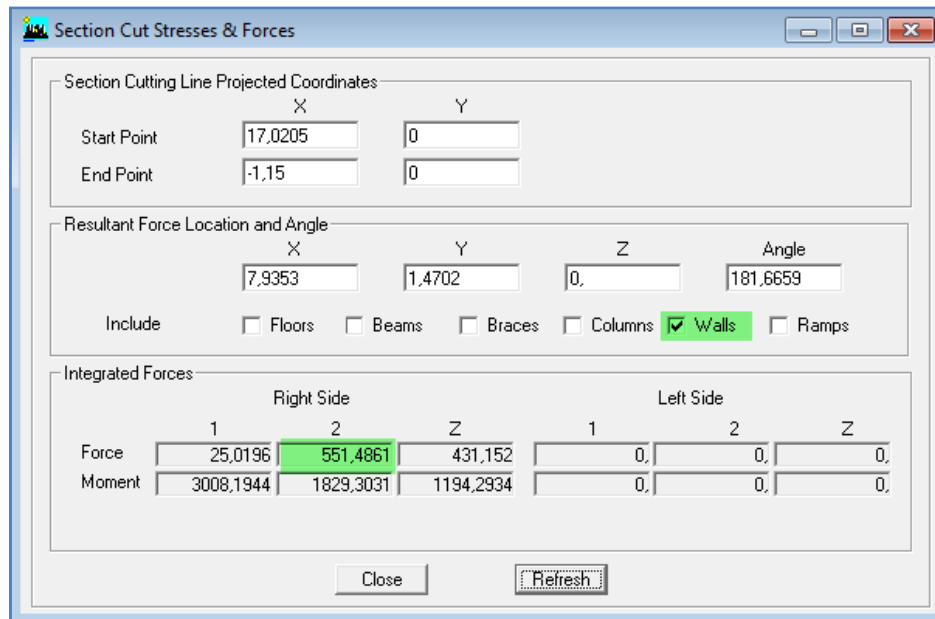
Donc : Effort repris par les voiles=68,63%

Effort repris par les portiques=31,36%

### Sens Y-Y

De l'États on obtient les tableaux suivant :





On a 773,6911 → 100%

551,4861 → X

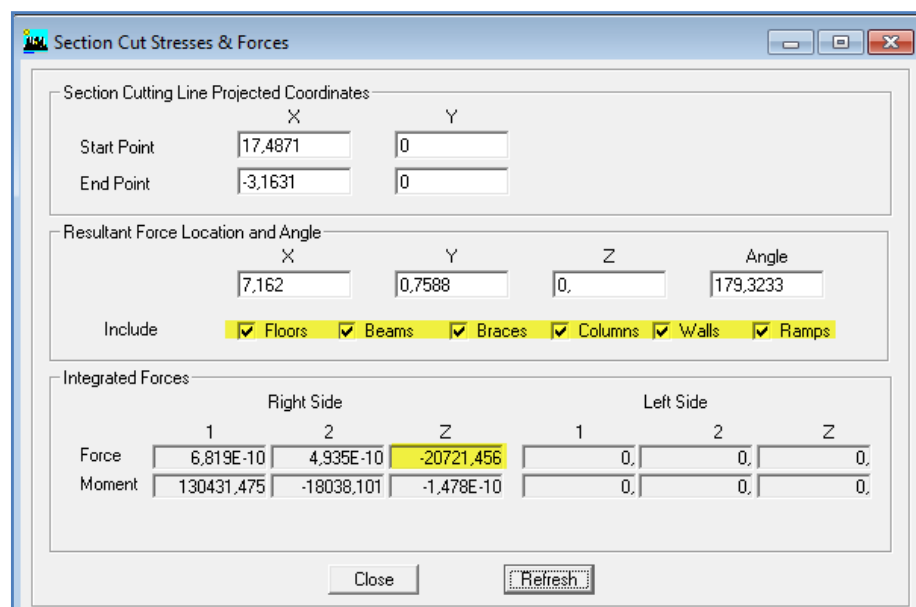
X : Étant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{551,4861 \times 100}{773,6911} = 71,27\%$$

Donc : Effort repris par les voiles = **72,52%**

Effort repris par les portiques = **28,70%**

### Les Charges verticales



On a 20721,456 → 100%

3947,88 → X

X : Étant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{3947,88 \times 100}{20721,456} = \mathbf{19,05\%}$$

Donc : Effort repris par les voiles=**19,05%**

Effort repris par les portiques=**80,94%**

Selon les résultats trouvés et le tableau 4.3 du RPA 99 version 2003 :

**Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de comportement R**

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
<b>A</b>	<b>Béton armé</b>	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Selon les résultats trouvés, les portiques reprennent plus de 25% des charges horizontales et les voiles reprennent moins de 20% de la charge verticale .

D’après l’article 3.4 du RPA 99 version 2003, qui classe les systèmes de contreventement, p notre structure a un système de contreventement mixte ; assuré par des voiles et des portiques avec justification d’interaction portique-voile avec un coefficient de comportement **R=5**  
 Finalement, le calcul de la force sismique à la base par la méthode statique équivalente nous donne les valeurs suivantes :

MSE (RPA 99 V/ 2003)	Sens X		Sens Y	
Coefficient	A	0,15	A	0,15
	D	1,6	D	1,6
	Q	1,05	Q	1,05
	W	<b>18776,18</b>	W	<b>18776,18</b>
	R	5	R	5
Forces sismiques V (Kn)	964,32		964,32	

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W \quad (\text{Formule 4-1 ; article 4.2.3 RPA 99 version 2003}).$$

➤ **Détermination de l’effort tranchant par l’ETABS**

En procédant par les étapes suivantes :

- Display** → **Show tables** → on selection **Building Modal Information**  
 → **Table: response spectrum base reactions** → on choisit **EX spectra** et **EY spectra**

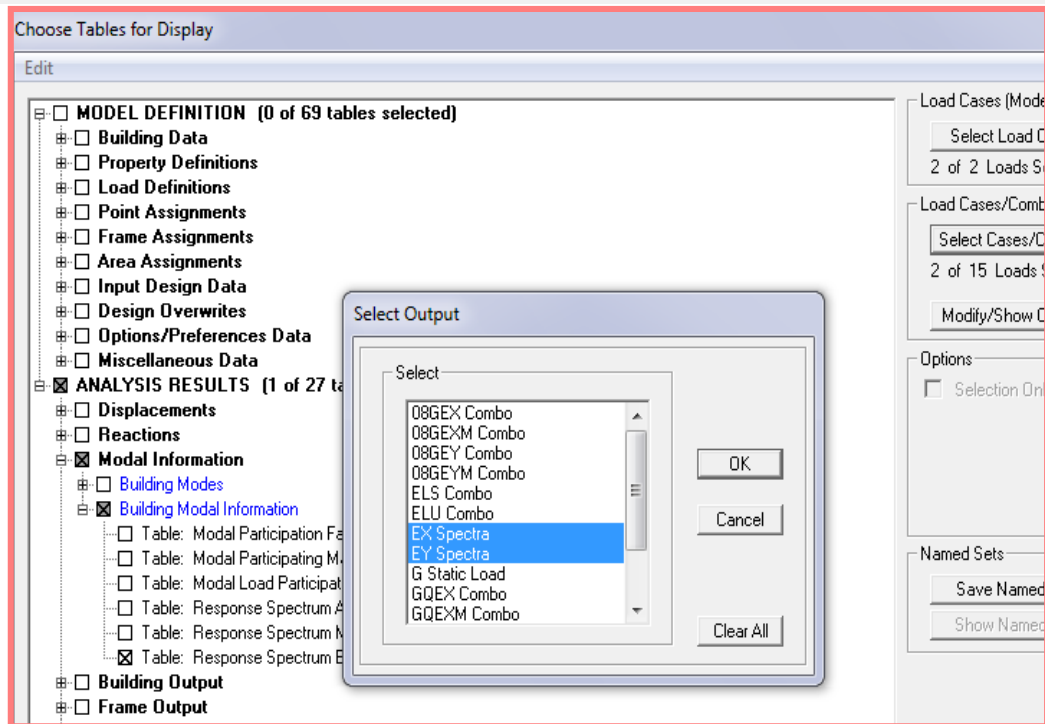


Figure V.3 Méthode d’affichage des valeurs de l’effort sismique sur le logiciel ETABS.

En cliquant sur ok, on aura le tableau suivant :

**Tableau V.2 Efforts tranchants à la base donnés par ETABS**

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
ETAGE3	EY	Bottom	0,00	20,52	495,62	4690,412	3177,335	129,16
ETAGE2	EX	Top	0,00	590,48	25,76	4597,807	132,129	3096,8
ETAGE2	EX	Bottom	0,00	590,48	25,76	4597,807	210,516	4841,6
ETAGE2	EY	Top	0,00	25,41	601,58	5731,949	3177,335	129,16
ETAGE2	EY	Bottom	0,00	25,41	601,58	5731,949	4950,563	206,30
ETAGE1	EX	Top	0,00	675,92	29,29	5300,822	210,516	4841,6
ETAGE1	EX	Bottom	0,00	675,92	29,29	5300,822	299,450	6827,3
ETAGE1	EY	Top	0,00	29,09	686,37	6573,194	4950,563	206,30
ETAGE1	EY	Bottom	0,00	29,09	686,37	6573,194	6963,166	294,34
RDC	EX	Top	0,00	735,59	31,40	5821,594	299,450	6827,3
RDC	EX	Bottom	0,00	735,59	31,40	5821,594	397,594	9045,6
RDC	EY	Top	0,00	31,36	746,06	7199,613	6963,166	294,34
RDC	EY	Bottom	0,00	31,36	746,06	7199,613	9207,747	392,07
SS	EX	Top	0,00	761,99	32,06	6081,914	397,594	9045,6
SS	EX	Bottom	0,00	<b>761,99</b>	32,06	6081,914	500,501	11412,8
SS	EY	Top	0,00	32,06	773,74	7502,454	9207,747	392,07
SS	EY	Bottom	0,00	32,06	<b>773,74</b>	7502,454	11604,465	494,75

On choisit la valeur maximale dans chaque sens :  $V_x = 761,99 \text{ KN}$   
 $V_y = 773,74 \text{ KN}$

◆ **Comparaison des résultats des forces sismiques**

	$V_{MSE} \text{ (KN)}$	$0.8V_{MSE} \text{ (KN)}$	$V_{ETABS} \text{ (KN)}$	$V_{ETABS} > 0.8V_{MSE}$
Sens (x-x)	946,32	<b>757,05</b>	<b>761,99</b>	<b>Condition vérifiée</b>
Sens (y-y)	946,32	<b>757,05</b>	<b>773,74</b>	<b>Condition vérifiée</b>

**V.1.3 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux**

On doit satisfaire la condition suivante :  $v = \frac{N_d}{B \cdot f_{c28}} \leq 0,3$ .

Avec  $N_d$  : Effort normal sismique ;

$B$  : Section transversale du poteau considéré.

Les valeurs obtenues après calcul sont données comme suit :

- Pour les poteaux 40×40 :  $N_d = 1137,38 \text{ KN}$   

$$v = \frac{1137,38 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0.28 \leq 0.3 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$
- Pour les poteaux 35×35 :  $N_d = 648,59 \text{ KN}$

$$v = \frac{648,59 \times 10^3}{350 \times 350 \times 25} = 0.21 < 0.3 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Pour les poteaux 30×30 :  $N_d = 311,42\text{KN}$

$$v = \frac{311,42 \times 10^3}{300 \times 300 \times 25} = 0.14 < 0.3 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### V.1.4 Justification vis-à-vis des déplacements

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, sont tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10 du RPA 99 version 2003. Ils ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau  $k$  « $\delta_k$ » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek} : \quad (\text{RPA 99 version 2003, formule 4-19})$$

$\delta_{ek}$  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 :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{formule 4-20 de RPA 99}).$$

$\delta_{kx}$  déplacement longitudinal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure

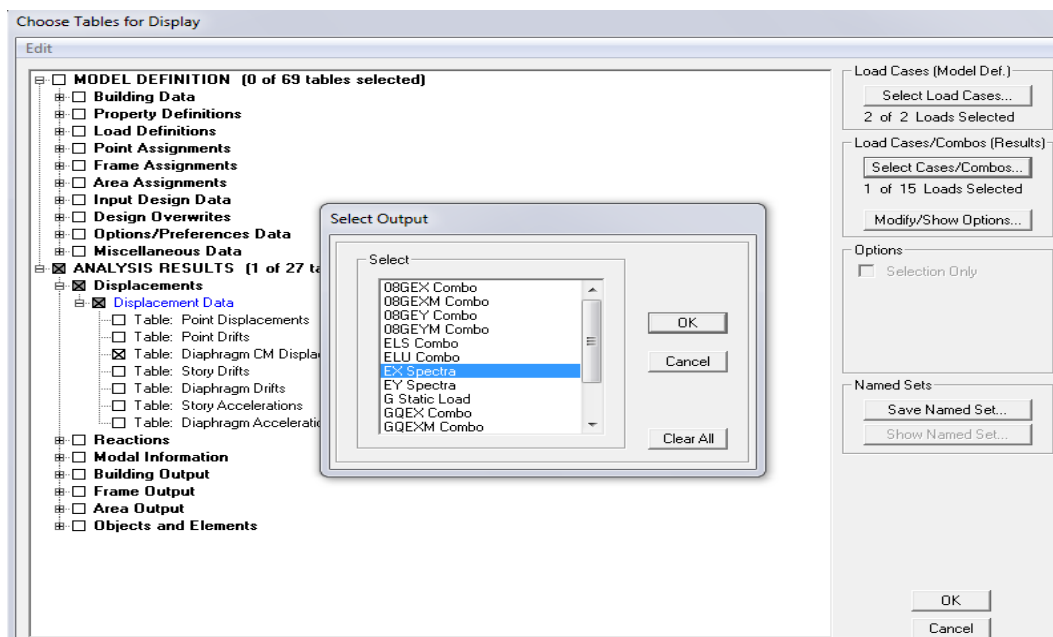
$\delta_{ky}$  déplacement transversal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure

$H_e$  hauteur de l'étage courant

#### ➤ Dans le sens longitudinal

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

**Display** → **Show Tables** → Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

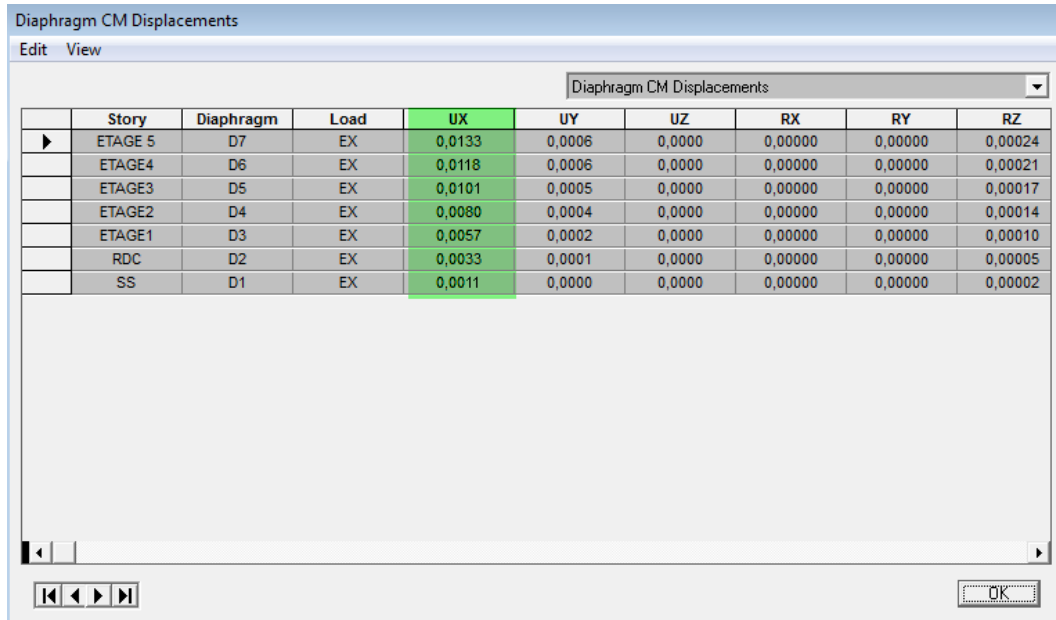


Ensuite :

**ANALYSIS RESULTS** → **Displacement Data** → **table : Diaphragm CM displacement**

Puis on définit la combinaison **Ex** on cliquant sur :

**Select Cases/Combos** → 2 fois sur **OK**

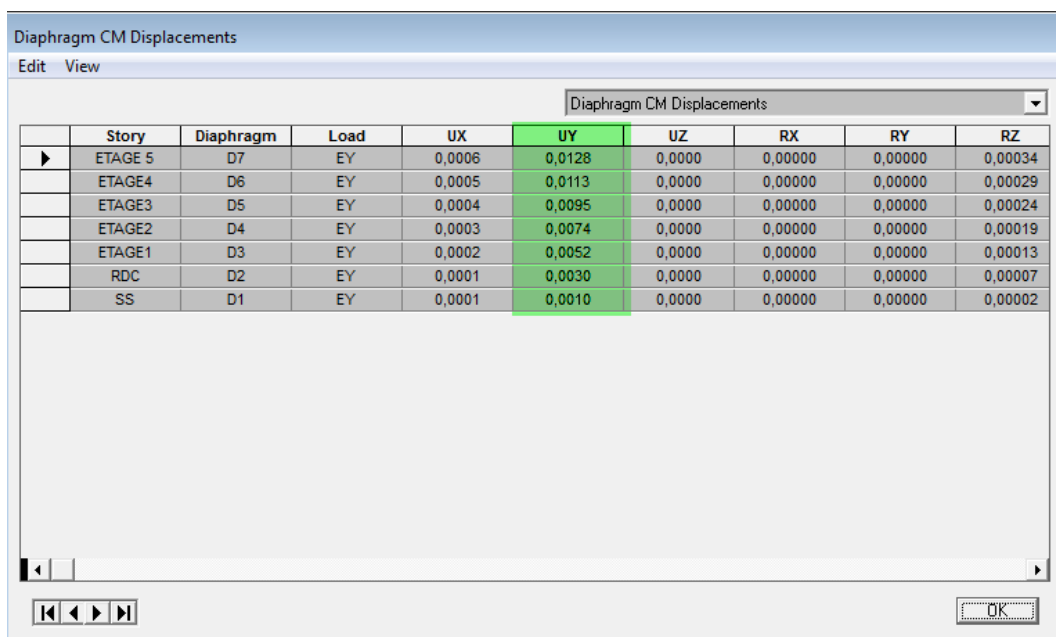


	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	ETAGE 5	D7	EX	0,0133	0,0006	0,0000	0,00000	0,00000	0,00024
	ETAGE4	D6	EX	0,0118	0,0006	0,0000	0,00000	0,00000	0,00021
	ETAGE3	D5	EX	0,0101	0,0005	0,0000	0,00000	0,00000	0,00017
	ETAGE2	D4	EX	0,0080	0,0004	0,0000	0,00000	0,00000	0,00014
	ETAGE1	D3	EX	0,0057	0,0002	0,0000	0,00000	0,00000	0,00010
	RDC	D2	EX	0,0033	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00005
	SS	D1	EX	0,0011	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00002

➤ **Dans le sens transversal**

De même, pour le sens transversal, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey en cliquant

sur : **Select cases/combos** → 2 fois sur **OK**



	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	ETAGE 5	D7	EY	0,0006	0,0128	0,0000	0,00000	0,00000	0,00034
	ETAGE4	D6	EY	0,0005	0,0113	0,0000	0,00000	0,00000	0,00029
	ETAGE3	D5	EY	0,0004	0,0095	0,0000	0,00000	0,00000	0,00024
	ETAGE2	D4	EY	0,0003	0,0074	0,0000	0,00000	0,00000	0,00019
	ETAGE1	D3	EY	0,0002	0,0052	0,0000	0,00000	0,00000	0,00013
	RDC	D2	EY	0,0001	0,0030	0,0000	0,00000	0,00000	0,00007
	SS	D1	EY	0,0001	0,0010	0,0000	0,00000	0,00000	0,00002

Le tableau des résultats du calcul avec la combinaison  $E_x$  :

Story	Diaphragm	Load	$\delta_{ek}$	R	$\delta_k=R\delta_{ek}$	$\Delta_x=\delta_k-\delta_{k-1}$	$1\%H_x$	conclusion
ETAGE 5	D7	EX	0,0133	5	0,067	<b>0,0015</b>	0,0306	CV
ETAGE4	D6	EX	0,0118	5	0,059	<b>0,0017</b>	0,0306	CV
ETAGE3	D5	EX	0,0101	5	0,051	<b>0,0021</b>	0,0306	CV
ETAGE2	D4	EX	0,008	5	0,040	<b>0,0023</b>	0,0306	CV
ETAGE1	D3	EX	0,0057	5	0,029	<b>0,0024</b>	0,0306	CV
RDC	D2	EX	0,0033	5	0,017	<b>0,0022</b>	0,0315	CV
SS	D1	EX	0,0011	5	0,006	<b>0,0011</b>	0,0323	CV

Le tableau des résultats du calcul avec la combinaison  $E_y$  :

Story	Diaphragm	Load	$\delta_{ek}$	R	$\delta_k=R\delta_{ek}$	$\Delta y=\delta_k-\delta_{k-1}$	$1\%H_x$	conclusion
ETAGE 5	D7	EY	0,014	5	0,070	<b>0,0021</b>	0,0306	CV
ETAGE4	D6	EY	0,0119	5	0,060	<b>0,0022</b>	0,0306	CV
ETAGE3	D5	EY	0,0097	5	0,049	<b>0,0022</b>	0,0306	CV
ETAGE2	D4	EY	0,0075	5	0,038	<b>0,0021</b>	0,0306	CV
ETAGE1	D3	EY	0,0054	5	0,027	<b>0,0019</b>	0,0306	CV
RDC	D2	EY	0,0035	5	0,018	<b>0,0016</b>	0,0315	CV
SS	D1	EY	0,0019	5	0,010	<b>0,0019</b>	0,0323	CV

### ➤ Déplacement maximal

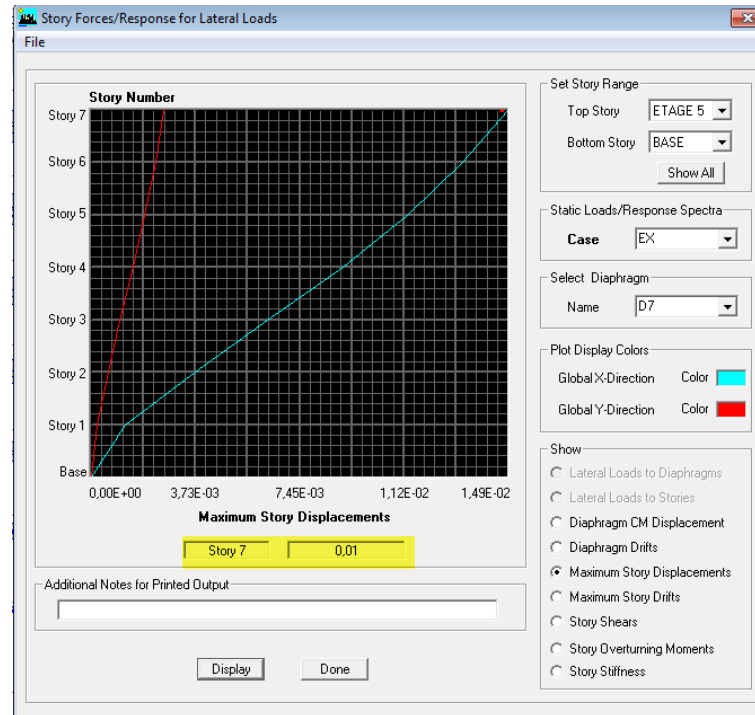
On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante:

*Display* → *Show story response plots*

$$\delta_{\text{Max}} \leq f = \frac{h_t}{500} \quad (\text{Art B.6.5,3/BAEL91}) \quad \text{avec} \quad f : \text{la flèche admissible.}$$

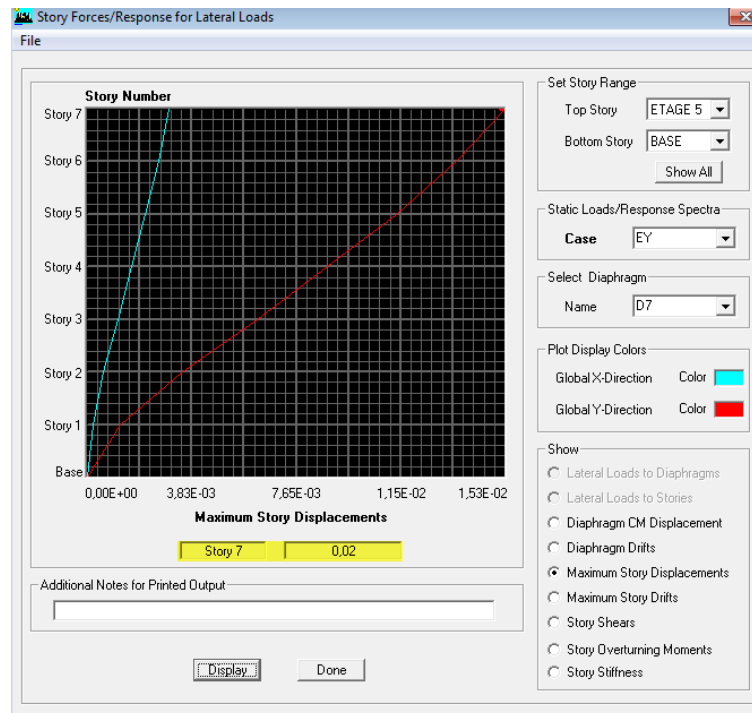
$h_t$  : la hauteur totale du bâtiment

**Suivant Ex**



$$\delta_{Max} = 0.01\text{m} \leq f = \frac{h_t}{500} = \frac{21,68}{500} = 0.04336 \text{ m} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Suivant Ey



$$\delta_{Max} = 0.02 \text{ m} \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{21,68}{500} = 0.04336 \text{ m} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

V.1.5 Vérifications de l'effet P-Delta

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (non-linéaire) qui se produit dans chaque structure où 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 » ( $\Delta$ ).

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} < 0.1$$

**Avec**  $P_k$  poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k »  
 $V_k$  effort tranchant d'étage au niveau « k ».

$\Delta_k$  déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$h_k$  hauteur de l'étage « k »

On a :

- Si  $\theta_k < 0.10$  : les effets du 2ème ordre sont négligés.
- Si  $0.10 < \theta_k < 0.20$  : il faut augmenter les effets calculés de l'action sismique par un facteur égale à  $1/(1 - \theta_k)$ .
- Si  $\theta_k > 0.20$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Story	Sens x-x (sous Ex)					Sens y-y (sous Ey)			
	poids	$\Delta_{ix}$ [m]	$V_x$ [kN]	$V_x \times h$	$\Theta_x$	$\Delta_{iy}$ [m]	$V_y$ [kN]	$V_y \times h$	$\Theta_y$
ETAGE 5	2517,16	0,0015	197,37	603,95	<b>0,0063</b>	0,0021	205,18	627,85	<b>0,0084</b>
ETAGE 4	5168,74	0,0017	353,2	1080,79	<b>0,0081</b>	0,0022	363,06	1110,96	<b>0,0102</b>
ETAGE 3	7894,91	0,0021	484,73	1483,27	<b>0,0112</b>	0,0022	495,62	1516,60	<b>0,0115</b>
ETAGE 2	10621,08	0,0023	590,48	1806,87	<b>0,0135</b>	0,0021	601,58	1840,83	<b>0,0121</b>
ETAGE 1	13433,31	0,0024	675,92	2068,32	<b>0,0156</b>	0,0019	686,37	2100,29	<b>0,0122</b>
RDC	16260,73	0,0022	735,59	2317,11	<b>0,0154</b>	0,0016	746,06	2350,09	<b>0,0111</b>
SS	18776,18	0,0011	761,99	2461,23	<b>0,0084</b>	0,0019	773,74	2499,18	<b>0,0143</b>

## Conclusion

L'effet du second ordre peut être négligé dans notre cas car la condition est satisfaite à tous les niveaux :  $\Theta \leq 0,1$ .

Pour déterminer les valeurs des efforts tranchants  $V_x$  et  $V_y$  et le poids  $P$  par logiciel ETABS, on suit les étapes suivantes :

### Pour $V_x$

**Display** → **show tables** → **ANALYSIS RESULTS** → **Building Output**

→ **Table: Story Shears** → on définit la combinaison **Ex** on cliquant sur : 2 fois **OK**

Story Shears

Edit View

Story Shears

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	ETAGE 5	EX	Top	0,00	197,37	7,57	1487,716	0,000	0,000
	ETAGE 5	EX	Bottom	0,00	197,37	7,57	1487,716	23,151	603,955
	ETAGE4	EX	Top	0,00	353,20	14,82	2699,353	23,151	603,955
	ETAGE4	EX	Bottom	0,00	353,20	14,82	2699,353	68,357	1658,421
	ETAGE3	EX	Top	0,00	484,73	20,92	3740,332	68,357	1658,421
	ETAGE3	EX	Bottom	0,00	484,73	20,92	3740,332	132,129	3096,848
	ETAGE2	EX	Top	0,00	590,48	25,76	4597,807	132,129	3096,848
	ETAGE2	EX	Bottom	0,00	590,48	25,76	4597,807	210,516	4841,624
	ETAGE1	EX	Top	0,00	675,92	29,29	5300,822	210,516	4841,624
	ETAGE1	EX	Bottom	0,00	675,92	29,29	5300,822	299,450	6827,301
	RDC	EX	Top	0,00	735,59	31,40	5821,594	299,450	6827,301
	RDC	EX	Bottom	0,00	735,59	31,40	5821,594	397,594	9045,687
	SS	EX	Top	0,00	761,99	32,06	6081,914	397,594	9045,687
	SS	EX	Bottom	0,00	761,99	32,06	6081,914	500,501	11412,827

OK

**Pour Vy**

De même, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey.

Story Shears

Edit View

Story Shears

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	ETAGE 5	EY	Top	0,00	7,39	205,18	1911,242	0,000	0,000
	ETAGE 5	EY	Bottom	0,00	7,39	205,18	1911,242	627,842	22,606
	ETAGE4	EY	Top	0,00	14,48	363,06	3417,778	627,842	22,606
	ETAGE4	EY	Bottom	0,00	14,48	363,06	3417,778	1710,787	66,710
	ETAGE3	EY	Top	0,00	20,52	495,62	4690,412	1710,787	66,710
	ETAGE3	EY	Bottom	0,00	20,52	495,62	4690,412	3177,335	129,167
	ETAGE2	EY	Top	0,00	25,41	601,58	5731,949	3177,335	129,167
	ETAGE2	EY	Bottom	0,00	25,41	601,58	5731,949	4950,563	206,307
	ETAGE1	EY	Top	0,00	29,09	686,37	6573,194	4950,563	206,307
	ETAGE1	EY	Bottom	0,00	29,09	686,37	6573,194	6963,166	294,346
	RDC	EY	Top	0,00	31,36	746,06	7199,613	6963,166	294,346
	RDC	EY	Bottom	0,00	31,36	746,06	7199,613	9207,747	392,070
	SS	EY	Top	0,00	32,06	773,74	7502,454	9207,747	392,070
	SS	EY	Bottom	0,00	32,06	773,74	7502,454	11604,465	494,734

OK

**Pour P**

On effectue les mêmes étapes, on remplace seulement la combinaison P du poids

Story Shears

Edit View

Story Shears

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	ETAGE 5	POIDS	Top	2161,43	0,00	0,00	0,000	14560,298	-17491,706
	ETAGE 5	POIDS	Bottom	2517,16	0,00	0,00	0,000	17197,437	-20459,886
	ETAGE4	POIDS	Top	4813,01	0,00	0,00	0,000	33139,121	-38875,226
	ETAGE4	POIDS	Bottom	5168,74	0,00	0,00	0,000	35776,260	-41843,407
	ETAGE3	POIDS	Top	7464,59	0,00	0,00	0,000	51717,945	-60258,747
	ETAGE3	POIDS	Bottom	7894,91	0,00	0,00	0,000	54940,471	-63861,668
	ETAGE2	POIDS	Top	10190,76	0,00	0,00	0,000	70882,156	-82277,008
	ETAGE2	POIDS	Bottom	10621,08	0,00	0,00	0,000	74104,682	-85879,928
	ETAGE1	POIDS	Top	12916,93	0,00	0,00	0,000	90046,367	-104295,266
	ETAGE1	POIDS	Bottom	13433,31	0,00	0,00	0,000	93944,340	-108630,581
	RDC	POIDS	Top	15729,16	0,00	0,00	0,000	109886,025	-127045,921
	RDC	POIDS	Bottom	16260,73	0,00	0,00	0,000	113898,644	-131508,742
	SS	POIDS	Top	18231,12	0,00	0,00	0,000	129095,045	-147997,145
	SS	POIDS	Bottom	18776,18	0,00	0,00	0,000	133209,572	-152573,312

OK

### V.1.6 Vérification de l'Effet de la torsion d'axe vertical (excentricité accidentelle)

D'après le **RPA 99 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 égale à  $\pm 0.05 L$ , 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 :  $|C_M - C_R| \leq 5\% L$

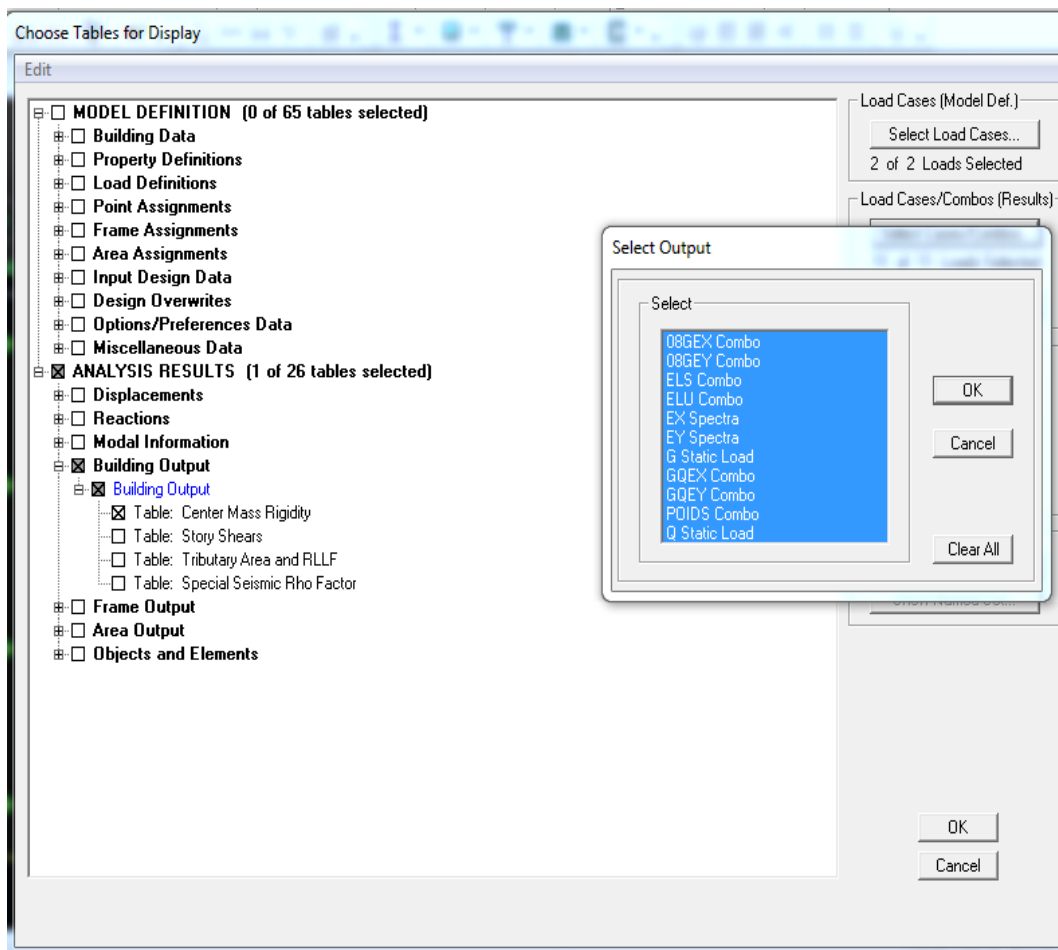
Pour déterminer les valeurs de  $C_M$  et  $C_R$  par logiciel ETABS, on suit l'étape suivante :

**Display** → **show tables** → Un tableau s'affichera, et on coche les cas es suivantes :

**ANALYSIS RESULTS** → **Building Output**.

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

**Select cases/combo** → **Center Mass Rigidity** → **OK** → **OK**



On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (centre de gravité et centre de torsion) puis on effectue les calculs. Leur écartement est tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

Center Mass Rigidity

Edit View

Center Mass Rigidity						
	Story	Diaphragm	XCCM	YCCM	XCR	YCR
▶	SS	D1	8,422	7,689	8,061	7,204
	RDC	D2	8,125	7,048	8,043	7,109
	ETAGE1	D3	8,118	7,033	7,943	7,081
	ETAGE2	D4	8,112	7,021	7,853	7,083
	ETAGE3	D5	8,106	7,009	7,777	7,104
	ETAGE4	D6	8,100	6,998	7,710	7,143
	ETAGE 5	D7	8,132	6,773	7,666	7,186

Navigation icons: Home, Previous, Next, End

## **Conclusion :**

**D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :**

- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- La période fondamentale de la structure est vérifiée.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- L'effet P-Delta est vérifié.
- Le déplacement maximal est vérifié.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effort normal réduit est vérifié.

Après avoir effectuée toutes les vérifications de RPA, on peut passer au Ferrailage des éléments structuraux.

## VI.1 Ferrailage des poteaux:

### VI.1.1 Introduction

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus

défavorable puis vérifiés à L'ELS en flexion composée

- Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :
  - effort normal maximal ( $N_{\max}$ ) et moment correspondant ( $M_{\text{cor}}$ ).
  - effort normal minimal ( $N_{\min}$ ) et le moment correspondant ( $M_{\text{cor}}$ ).
  - moment fléchissant maximal ( $M_{\max}$ ) et l'effort normal correspondant ( $N_{\text{cor}}$ ).
- Les caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle :

**Tableau VI.1: Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle**

situation	$\theta$	béton			Aciers		
		$\gamma_b$	$f_{c28}$ (MPa)	$f_{bu}$ (MPa)	$f_e$ (MPa)	$\gamma_s$	$\sigma_s$ (MPa)
<b>durable</b>	<b>0.85</b>	1.5	25	14.2	400	1.15	348
<b>accidentelle</b>	<b>1</b>	1.15	25	18.48	400	1	400

### VI.1.2 Les combinaisons de calcul :

Les combinaisons d'actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données d'après le **RPA 99 Version 2003** et **BAEL 91 modifié 99** comme suite :

- Situation durable à l'ELU selon **BAEL91modifiée 99** :

$$1.35 G + 1.5 Q$$

- Situation accidentelle (**article 5.2**) selon le **RPA99version 2003** :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8 G \pm E$$

### VI.1.3 Recommandation du RPA 99version 2003

#### ▪ Armatures longitudinales

D'après le **RPA99/version 2003 (Art 7.4.2.1)** :

- les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage en zone sismique **IIa** est limité à:
  - Le pourcentage minimal est de **0.8%** de la section du poteau.
  - Le pourcentage maximal est de **4%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement

Tableau VI.2 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par le RPA99 version 2003

Section des poteaux	Pourcentage minimal $A_{\min}=0.008 \times b \times h$ ( $\text{cm}^2$ )	Pourcentage maximal	
		Zone de recouvrement $A_{\max} = 0.06 \times b \times h$ ( $\text{cm}^2$ )	Zone courante $A_{\max}=0.04 \times b \times h$ ( $\text{cm}^2$ )
Poteaux (40x40)	12,8	96	64
Poteaux (35x35)	9,8	73,5	49
Poteaux (30x30)	7,2	54	36

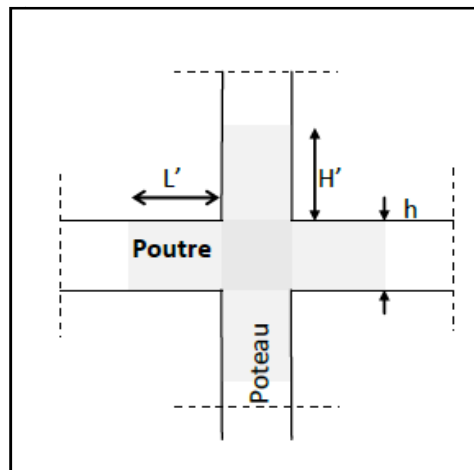


Figure VI.1 : zone nodale dans le poteau

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur de recouvrement est  $L_r = 40 \phi_L$  en zone **IIa**
- La distance entre les barres verticales ne doit pas dépasser **25cm** en zone **IIa**.

Délimitation de la zone nodale :

**Les poteaux :**

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \right\}$$

- les poteaux de sous- sol et étages (1) et de RDC (40x40) :

$$h' = \left\{ \frac{323}{6}; 40; 60 \right\} = 60 \text{ cm (sous sol).}$$

$$h' = \left\{ \frac{315}{6}; 40; 60 \right\} = 60 \text{ cm (RDC).}$$

$$h' = \left\{ \frac{306}{6}; 40; 60 \right\} = 60 \text{ cm (1<sup>er</sup> étage).}$$

- les poteaux des étages courants (2<sup>ème</sup> au 3<sup>ème</sup>) (35x35) :

$$h' = \left\{ \frac{306}{6}; 45, 60 \right\} = 60 \text{ cm}$$

- les poteaux des étages courants (4<sup>ème</sup> au 5<sup>ème</sup>) (30x30) :

$$h' = \left\{ \frac{306}{6}; 40; 60 \right\} = 60 \text{ cm}$$

- **Les poutres :**

- les poutres principales (25x35) :

$$L' = 2 \times h$$

$$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$$

- les poutres principales (25x30) :

$$L' = 2 \times h$$

$$L' = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$$

**VI.1.4. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU**

- **Exposé de la méthode de calcul à l'ELU**

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et un moment fléchissant  $M_f$ , ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

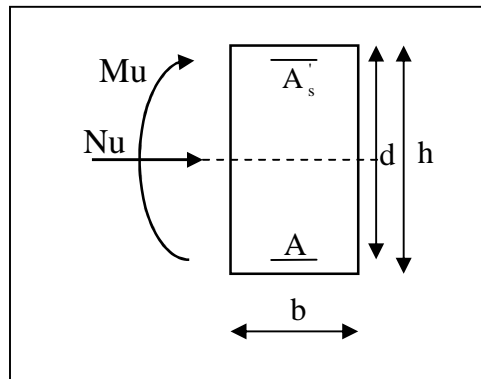


Figure VI.2 : Section de ferrailage

**a. Section partiellement comprimée (SPC)**

Une section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est satisfaite :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_u > \left( \frac{h}{2} - c \right) \\ N_u \cdot (d - c') - M_f \leq \left( 0.337 - 0.81x \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \end{array} \right. \text{ Avec : } M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

Avec :

$M_f$  : Moment fictif

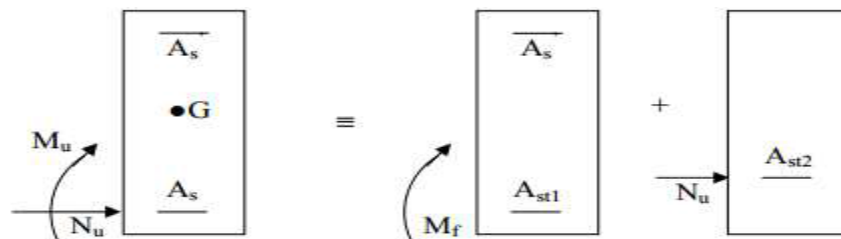


Figure VI.3 : Section partiellement comprimée (S.P.C)

**- Calcul des armatures**

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Avec :

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta_{\gamma_b}} = 14.2 \text{ MPa}$$

- Si :  $\mu \leq \mu_l = 0.392$  la section est simplement armée.

On détermine  $\beta$  du tableau

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

La section réelle d'armature est :

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

Si :  $A_s < 0$  donc :

$$A_s = \max \left\{ \frac{bh}{1000}; 0.23bh \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

- Si :  $\mu \geq \mu_1 = 0.392$  la section est doublement armée

On calcule :

$$M_r = \mu \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s}$$

Avec :

$M_r$  : Moment ultime pour une section simplement armée (SDA)

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est :  $A'_s = A'$  ;  $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

### b. Section entièrement comprimée (SEC)

Une section est entièrement comprimée, si la condition suivante est satisfaite :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_u \leq \left( \frac{h}{2} - c \right) \\ N_u \cdot (d - c') - M_f > \left( 0.337 - 0.81x \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \end{array} \right.$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_1 = \frac{N - 100 \cdot \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_s} ; A_2 = 0$$

Avec :

$$\psi = \frac{0.375 + \frac{N_u(d - c') - M_f}{b h f_{bc}}}{0.857 - \frac{c}{h}}$$

- **Exemple de calcul a l'ELU**

- Pour les poteaux (40x40) :

$$N_u = 1137,38 \text{ KN} ; M_u = 1,435 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'excentricité (e) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,435}{1137,38} = 0.0012 \text{ m}$$

$$e_u = 0,12 \text{ cm} < \frac{h}{2} - c = \frac{40}{2} - 3 = 17 \text{ cm} \rightarrow \text{(S.E.C)}$$

$$N_u \cdot (d - c') - M_f > \left( 0.337 - 0.81 \cdot \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} ?$$

Avec :

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

On a:

$$M_f = 1,435 + 1137,38 \left( \frac{0.4}{2} - 0.03 \right) = 194,78 \text{ KN.m}$$

$$\left( 0.337 - 0.81 \times \frac{0.03}{0.4} \right) \times 0.4 \times (0.4)^2 \times 14.2 \cdot 10^3 = 251,056 \text{ KN.m}$$

$$N_u \cdot (d - c') - M_f = 191,93 \text{ KN.m} < \left( 0.337 - 0.81 \cdot \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} = 251,056 \text{ KN.m} \rightarrow \text{(S.P.C)}$$

- **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{194,78 \times 10^6}{400 \times 370^2 \times 14.2} = 0.250$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{(S.S.A)} (A_s' = 0)$$

$$\mu = 0.250 \rightarrow \beta = 0.854$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{194,78 \times 10^6}{0.854 \times 370 \times 348 \times 10^2} = 16,05 \text{ cm}^2$$

La section réelle d'armature est:

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 16,05 - \frac{1137,38 \times 10^3}{348 \cdot 10^2} = -16,63 \text{ cm}^2$$

**Remarque :**

La section d'armature est négative, les armatures ne sont pas nécessaires. De la même manière on trouve les autres sections.

• **Ferrailage des poteaux à l'ELU**

Le ferrailage des poteaux se fait par zone tel que:

**Zone I :** Du SS au 1<sup>ème</sup> étage ;

**Zone II :** Du 2<sup>ème</sup> étage au 3<sup>ème</sup> étage ;

**Zone III :** Du 4<sup>ème</sup> étage au 5<sup>ème</sup> étage;

Donc :

$$A_1 = \frac{N - 100 \cdot \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_s} \text{ et } A_2 = 0$$

Avec :

$$\psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c) - M_f}{bh f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c}{h}}$$

$$\psi = \frac{0.3571 + \frac{1137,38(0.370 - 0.03) - 194,78}{40 \times 40 \times 14.2}}{0.8571 - \frac{0.03}{0.40}}$$

$$\psi = 0.46$$

Donc :

$$A_1 = \frac{1137,38 - 100 \times 0,46 \times 40 \times 40 \times 14.2}{100 \times 348}$$

$$A_1 = -30 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_1 = 0$  ;  $A_2 = 0$

### Remarque

Nous allons ferrailer par zone ; car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau :

- **Zone I** : sous-sol + RDC, 1er étage.
- **Zone II** : du 2ème au 3ème étage.
- **Zone III** : du 4ème au 5ème étage.

### ➤ Calcul du ferrailage des poteaux

Le ferrailage des poteaux se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel (**Socotec**). Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2 Ferrailage des poteaux dans le sens longitudinal

**Tableau VI.3: Ferrailage des poteaux dans le sens longitudinal**

Section	poteau	Effort normale N « KN »	Moment M « KN.m »	observatio n	A <sub>s</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>i</sub> Cm <sup>2</sup>
Zone I (40x40)	C15	N <sub>max</sub> =1137,38 (ELU)	M <sub>corr</sub> = -1,435	SEC	0	0
	C30	N <sub>min</sub> =-191,95 (08GEY)	M <sub>corr</sub> = 8,024	SET	1,81	2,99
	C7	N <sub>corr</sub> =681,45 (GQEX)	M <sub>max</sub> =-71,665	SEC	0	0
Zone II (35x35)	C7	N <sub>max</sub> =648,59 (ELU)	M <sub>corr</sub> =- 11,157	SEC	0	0
	C30	N <sub>min</sub> = 2,95 (08GEY)	M <sub>corr</sub> =1,859	SPC	0	0.11
	C7	N <sub>corr</sub> = 382,84 (GQEX)	M <sub>max</sub> = -53,129	SEC	0	0
Zone III (30x30)	C7	N <sub>max</sub> = 311,42 (ELU)	M <sub>corr</sub> = -10,812	SEC	0	0
	C6	N <sub>min</sub> =14,61 (08GEY)	M <sub>corr</sub> = -0,946	SEC	0	0
	C7	N <sub>corr</sub> = -33,66 (08GEY)	M <sub>max</sub> = 6,336	SPC	1,21	0

- Le ferrailage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures  $A_s$  correspondante recommandée par le règlement (RPA.99/modifiée2003) en zone IIa.

Tableau VI.4 : Les sections d'armatures longitudinales des poteaux

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_i$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix de A (cm <sup>2</sup> )
sous-sol + RDC, 1er étage.	(40x40)	1,81	2,99	12,8	14,20	4HA16 + 4HA14
2étage -3étage	(35x35)	0	0,11	9,8	10.68	4HA14 + 4HA12
4étage – 5étage	(30x30)	1,21	3.18	7,2	9,05	8HA12

### VI.1.5 Les armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales
  - Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement
  - Positionner les armatures longitudinales
- Selon BAEL 91 modifier 99 (Art A8.1.3)
- **Le diamètre :**

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

- **Diamètre des aciers :** selon le BAEL 99

$$\phi_1 \geq \frac{\phi_{lmax}}{3} \rightarrow \phi_1 = \frac{16}{3} = 5,33$$

Soit:  $\phi_t > 8mm$

Avec :

$\phi_l$ : est le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

- Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e}$$

Avec :

$A_t$ : armatures transversales

$V_u$ : effort tranchant de calcul

$h_1$ : hauteur totale de la section brute

$S_t$ : espacement des armatures transversales

- **Espacement des armatures transversales «  $S_t$  » 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

$$St \leq \min (10\phi_1; 15cm) \quad \text{longitudinale}$$

$$St \leq \min (10 \times 1.2; 15cm) = \min (12; 15 cm) \rightarrow St = 10 cm$$

Dans la zone courante

$$St \leq 15 \phi_1$$

$$St \leq 15 \phi_1 = 15 \times 1.2 = 18 cm \rightarrow S_t = 15 cm$$

Avec :

$\phi_1 = 12mm$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

## Conclusion

On adopte :

$$St = 10 cm \text{ en zone nodale}$$

$$St = 15 cm \text{ en zone courante}$$

- **Coefficient correcteur ( $\rho$ ):** qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant :

$$\rho = 2.5 \text{ si l'élanement géométrique } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho = 3.75 \text{ si l'élanement géométrique } \lambda_g < 5$$

- Calcul d'élanement géométrique :

Tableau VI.5 : Les valeurs de l'élanement géométrique  $\lambda_g$

SECTION DES POTEAUX (cm <sup>2</sup> )	L <sub>0</sub> (m)	L <sub>f</sub> = 0.7L <sub>0</sub> (m)	$\lambda_g = \frac{L_f}{h}$
(40x40)	3,23	3.094	7,74
(40x40)	3,15	2,205	5,513
(40x40)	3.06	2.142	5,355
(35x35)	3.06	2.142	6,12
(30x30)	3,06	2,142	7,14

Tableau VI.6 : L'Effort tranchant max à l'ELU et l'ELS

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Effort tranchant max à l'ELU (KN)	Effort tranchant max à l'ELS (KN)
Sous-sol + RDC, 1er e étage	Zone I (40x40)	47,64	4,93
Du 2ème au 3ème étage	Zone II (35x35)	35,73	7,66
du 4ème au 5ème étage.	Zone III (30x30)	20,78	7,68

- Poteau (30x30) (étage 4 et 5) :

$$\lambda_g = 7,14 \rightarrow \lambda_g > 5 \rightarrow \rho = 2.5$$

**Vu** : L'effort tranchant max

$$V_u = 20,78 \text{ KN}$$

- En zone nodale :

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 20,78}{300 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 43,29 \text{ mm}^2$$

- En zone courante:

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

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 20,78}{300 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 64,94 \text{ mm}^2$$

- Poteau (35x35) (étage2-3)

$$\lambda_g = 6,12 \rightarrow \lambda_g > 5 \rightarrow \rho = 2.5$$

$$V_u = 35,73 \text{ KN}$$

- En zone nodale :  $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times Vu}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2,5 \times 35,73}{350 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 63,80 \text{ mm}^2$$

- En zone courante:  $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times Vu}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2,5 \times 35,73}{350 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 95,70 \text{ mm}^2$$

- Vérifications à l'ELU **Poteau (40×40) (Sous sol-RDC -étage 1)**

$$\lambda_g = 7,74 \rightarrow \lambda_g > 5 \rightarrow \rho = 2,5$$

$$V_u = 47,64 \text{ KN}$$

- En zone nodale :  $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times Vu}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2,5 \times 47,64}{400 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 74,44 \text{ mm}^2$$

- En zone courante :  $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times Vu}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2,5 \times 47,64}{400 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 111,66 \text{ mm}^2$$

- **Vérification de la quantité d'armatures transversales minimales selon RPA (article 7.4.2.2) :**

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \text{ en \% est donnée comme suit :}$$

- si  $\lambda_g \geq 5$  la quantité d'armatures transversale est **0.3%**
- si  $\lambda_g < 3$  la quantité d'armatures transversale est **0.8%**
- si  $3 \leq \lambda_g < 5$  la quantité d'armatures transversale est donnée par interpolation entre les valeurs limites précédentes

Tableau VI.7: Sections des armatures transversales

poteaux	$\lambda_g$	$\frac{A_t}{b.S_t}$ (%)	Zones	$A_{min}=0.3\% \times b \times S_t (cm^2)$	$A_{calculé} (cm^2)$	$A_{choi} (cm^2)$	Vérification $A_{min} < A_{choi}$
(40x40) sous-sol	7,74	0.3%	nodale	1,2	0,7444	4Ø8 =2.01	CV
			courante	1,8	1,1166	4Ø8=2.01	CV
(40x40) RDC	5,513	0.3%	nodale	1,2	0,7444	4Ø8 =2.01	CV
			courante	1,8	1,1166	4Ø8 =2,01	CV
(40x40) Étage 1	5,355	0.3%	nodale	1,2	0,7444	4Ø8 =2.01	CV
			courante	1,8	1,1166	4Ø8 =2.01	CV
(35x35) Étage 2 et 3	5.355	0.3%	nodale	1,05	0,6380	4Ø8 =2.01	CV
			courante	1,575	0,9570	4Ø8=2.01	CV
(30x30) Étage 4et 5.	6.12	0.3%	nodale	0,9	0,4329	4Ø8 =2.01	CV
			courante	1,35	0,6494	4Ø8 =2.01	CV

**Remarque**

D'après le tableau ci-dessus,  $A_{min} < A_{choi}$

- Tous les poteaux seront encadrés avec un cadre de **T8**, de sections transversales (**4Ø8 = 2.01cm<sup>2</sup>**) dans la zone courante et la zone nodale.
- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à **135°** ayant une longueur Droite minimum **10 Ø<sub>t</sub> min = 8 cm.**
- 

• **Longueur de recouvrement (RPA article 7.4.2.1)**

La longueur minimale de recouvrement est :  $L = 40 \times \varphi_1$

- Pour les **HA12** :  $L = 40 \times \varphi_1 = 40 \times 1.2 = 48 \text{cm}$
- Pour les **HA14** :  $L = 40 \times \varphi_1 = 40 \times 1.4 = 56 \text{cm}$
- Pour les **HA16** :  $L = 40 \times \varphi_1 = 40 \times 1.6 = 64 \text{cm}$

• **Longueur de scellement droit (BAEL 91 modifiée 99/Art 2.3.2)**

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$$

Avec :

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

$\Psi_s = 1.5$  pour les aciers à haute adhérence

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

- Pour les HA12 :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.328 \text{ cm}$$

- Pour les HA14 :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

- Pour les HA16 :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.44 \text{ cm}$$

• **Vérification au cisaillement : (RPA/ Art 7.4.3.2)**

On doit vérifier que:

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_d = 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5$$

Tableau VI.7: Sections des armatures transversales

poteaux	$V_u$	B	H	$\lambda_g$	$\rho_d$	$\tau_b$	$\bar{\tau}$	Vérification $\tau_b \leq \bar{\tau}_{bu}$
(40x40) Sous-sol	47,64	40	40	7,74	0,075	0.321	1.875	CV
(40x40) RDC	47,64	40	40	5,513	0,075	0.321	1,875	CV
(40x40) 1 <sup>er</sup> étage	47,64	40	40	5,355	0,075	0.321	1,875	CV
(35x35) du 2 <sup>ème</sup> au 3 <sup>ème</sup> étage	35,73	35	35	6,12	0.075	0.319	1.875	CV
(30x30) au 4 <sup>ème</sup> au 5 <sup>ème</sup> étage.	20,78	30	30	7,14	0.075	0.257	1.875	CV

### VI.1.6 Vérification à L'ELS

#### A) Etat limite d'ouvertures des fissures

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

#### B) Condition de non fragilité

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivant :

$$A_s > A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \left[ \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right] bd$$

Avec :

$A_{min}$  : section minimale d'aciers tendus

$f_{t28}$  : résistance du béton à la traction à l'âge de 28 jours

$f_e$  : contrainte limite élastique des aciers

$e_s$  : excentricité de l'effort normal à l'ELS

$d$  : hauteur utile

$A_s$  : la section d'armature longitudinale adopté.

**C) Etat limite de compression du béton (Art A.4.5,2/BAEL 91modifier 99)**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

**Remarque**

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).

-Tableau récapitulatif des vérifications de contraintes calculées en utilisant le logiciel [SOCOTEC] :

Les résultats sont donnés par le logiciel SOCOTEC comme suit :

**Tableau VI.9 : vérification de la condition de non fragilité.**

Section	Effort normal $N_s$ (KN)	Moment $M_s$ (KN.m)	$e_s$ (m)	$A_{min}$	$A_{adopté}$ ( $cm^2$ )	observation
<b>Zone I</b> (40x40)	$N_{max}=827,88$	$M_{corr}= -1,04$	0.0013	4,44	<b>14,20</b>	<b>CV</b>
	$N_{min}=108,95$	$M_{corr}= -0,926$	0.0084	4,76		
	$N_{corr}= 738,47$	$M_{max}=-13,479$	0.018	5,32		
<b>Zone II</b> (35x35)	$N_{max}= 471,49$	$M_{corr}= -8,106$	0.017	4,12	<b>10,68</b>	<b>CV</b>
	$N_{min}= 49,9$	$M_{corr}= -0,496$	0.001	3,36		
	$N_{corr}= 347,51$	$M_{max}=-11,238$	0.0323	5,69		
<b>Zone III</b> (30x30)	$N_{max}= -226,46$	$M_{corr}= 0,898$	0,0039	2,52	<b>9,05</b>	<b>CV</b>
	$N_{min}= -41,83$	$M_{corr}= -0,269$	0,0064	5,92		
	$N_{corr}= -52,25$	$M_{max}= 11,09$	0,212	0,53		

▪ Poteaux (40 x 40) :

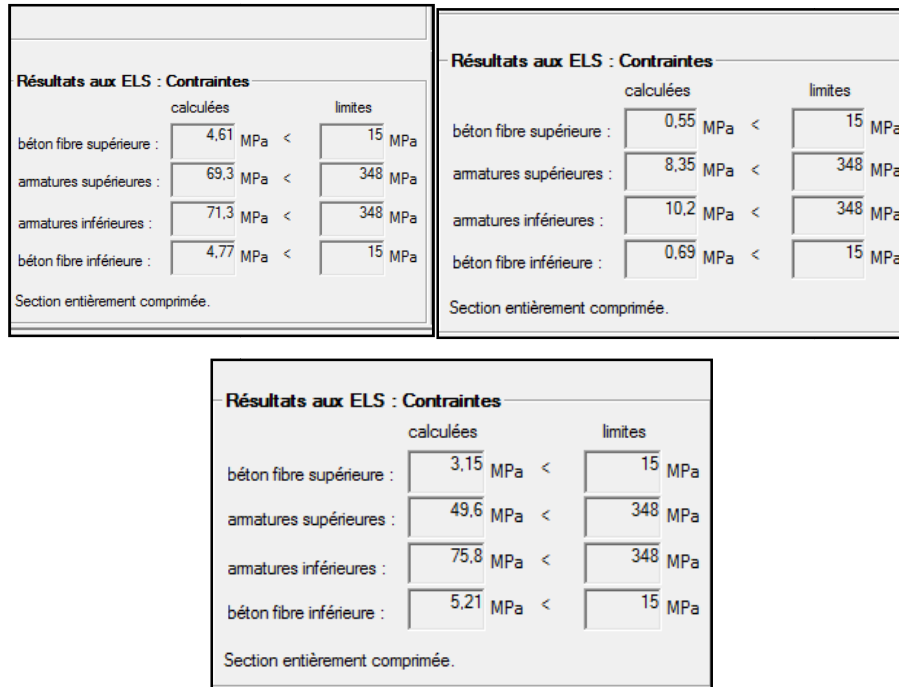
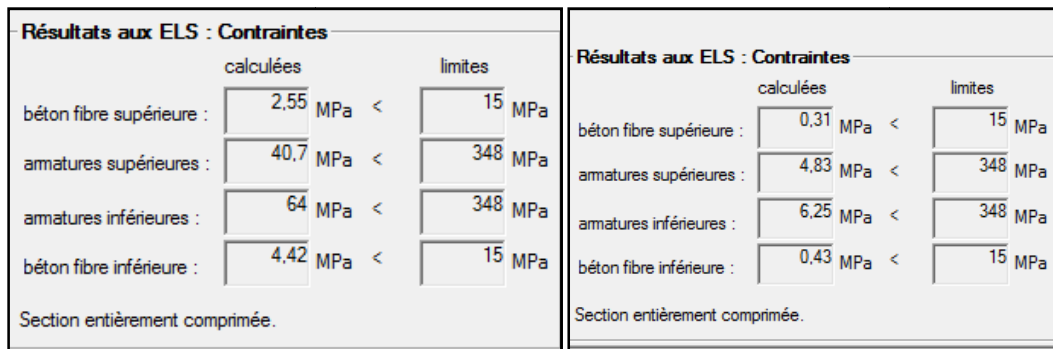


Figure VI.4 : Les résultats donnés par le logiciel SOCOTEC pour les Poteaux (40 x 40)

▪ Poteaux (35 x 35) :



Résultats aux ELS : Contraintes		
	calculées	limites
béton fibre supérieure :	1,27 MPa	< 15 MPa
amatures supérieures :	22,5 MPa	< 348 MPa
amatures inférieures :	54,7 MPa	< 348 MPa
béton fibre inférieure :	3,87 MPa	< 15 MPa

Section entièrement comprimée.

Figure VI.5 : Les résultats donnés par le logiciel SOCOTEC pour les Poteaux (35 x 35)

▪ Poteaux (30 x 30) :

Résultats aux ELS : Contraintes		
	calculées	limites
béton fibre supérieure :	0 MPa	< 15 MPa
amatures supérieures :	-323 MPa	< 348 MPa
amatures inférieures :	-345 MPa	< 348 MPa
béton fibre inférieure :	0 MPa	< 15 MPa

Section entièrement tendue.

Résultats aux ELS : Contraintes		
	calculées	limites
béton fibre supérieure :	0 MPa	< 15 MPa
amatures supérieures :	-65 MPa	< 348 MPa
amatures inférieures :	-58,4 MPa	< 348 MPa
béton fibre inférieure :	0 MPa	< 15 MPa

Section entièrement tendue.

Résultats aux ELS : Contraintes		
	calculées	limites
béton fibre supérieure :	2,52 MPa	< 15 MPa
amatures supérieures :	10,2 MPa	< 348 MPa
amatures inférieures :	-210,3 MPa	< 348 MPa
béton fibre inférieure :	0 MPa	< 15 MPa

Position de l'axe neutre : y0 = 0,04 m

Figure VI.6 : Les résultats donnés par le logiciel SOCOTEC pour les Poteaux (30 x 30)

Conclusion

Après calculs et vérifications, le ferraillage final adopté pour les poteaux est comme suit :

**Tableau VI.10 : Résultats de ferrailage des poteaux**

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix de A (cm <sup>2</sup> )
sous-sol + RDC 1 <sup>er</sup> étage	(40x40)	14,20	4HA16 + 4HA14
2 <sup>ème</sup> étage 3 <sup>ème</sup> étage	(35x35)	10,68	4HA14 + 4HA12
4 <sup>ème</sup> étage 5 <sup>ème</sup> étage	(30x30)	9,05	8HA12

## VI.1 Ferrailage des poutres

### VI.2.1 Introduction

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux. Elles supportent les charges verticales des planchers et les transmettent aux poteaux. Les poutres comportent des armatures longitudinales et transversales.

Le calcul de la section d'armature se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible, et seront ensuite vérifiées à l'ELS.

Les sollicitations maximales seront déterminées par les combinaisons suivantes :

- à l'ELU :

$$1.35 G + 1.5 Q \quad (\text{BAEL 91})$$

- à l'ELS :

$$G + Q \quad (\text{BAEL 91})$$

- Accidentelles :

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{array} \right\} \quad (\text{RPA99/Version 2003})$$

### VI.2.2 Recommandations du RPA99/version 2003

#### 1) Armatures longitudinales (art 7.5.2.1 RPA/version 2003)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.

- Poutres principales : (25 x 35)

$$A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 35 = 4,375 \text{ cm}^2$$

- Poutres secondaires : (25 x 30)

$$A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 30 = 3,75 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- **4% en zone courante**

$$A_{\max}^{\text{PP}} = 0.04 \times 25 \times 35 = 35 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max}^{\text{PS}} = 0.04 \times 25 \times 30 = 30 \text{ cm}^2$$

- **6% en zone de recouvrement**

$$A_{\max}^{\text{PP}} = 0.06 \times 25 \times 35 = 52,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max}^{\text{PS}} = 0.06 \times 25 \times 30 = 45 \text{ cm}^2$$

## 2) Armatures transversales (art 7.5.2.2RPA/version 2003)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\begin{cases} S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) & \text{(zone nodale)} \\ S_t \leq \frac{h}{2} & \text{(en dehors de la zone nodale)} \end{cases}$$

Avec :

$\phi$ : 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 plus petit diamètre des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement

### VI.2.3 Calcul des armatures longitudinales

Les armatures longitudinales sont déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

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

Avec :

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta}$$

$\theta$  : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application de combinaisons d'action, il a pour valeur :

$$\begin{cases} \theta = 1 & \text{Si } t \geq 24h \\ \theta = 0.9 & \text{Si } 1h \leq t \leq 24h \\ \theta = 0.85 & \text{Si } t \leq 1h \end{cases}$$

- 1er cas:

Si :  $\mu < \mu_1 = 0.392 \rightarrow$  Section simplement armée (SSA) Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $A_{sc} = 0$ .

La section d'acier tendue :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

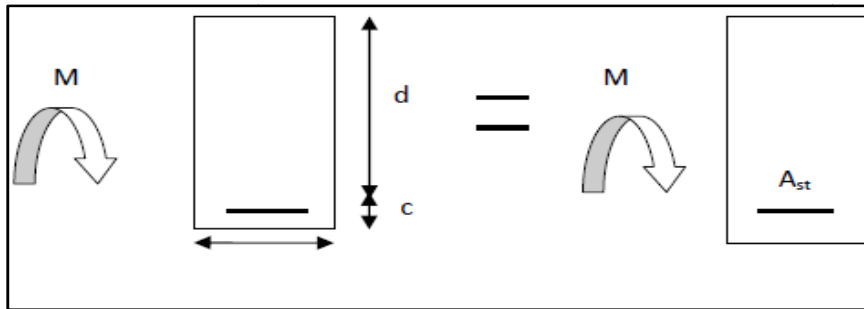


Figure VI.9 : Schéma de Ferraillage des poutres simplement armée

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

**d** : Distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus.

- 2<sup>eme</sup> cas:

$\mu > \mu_1 = 0.392 \rightarrow$  Section doublement armée (SDA).

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections.

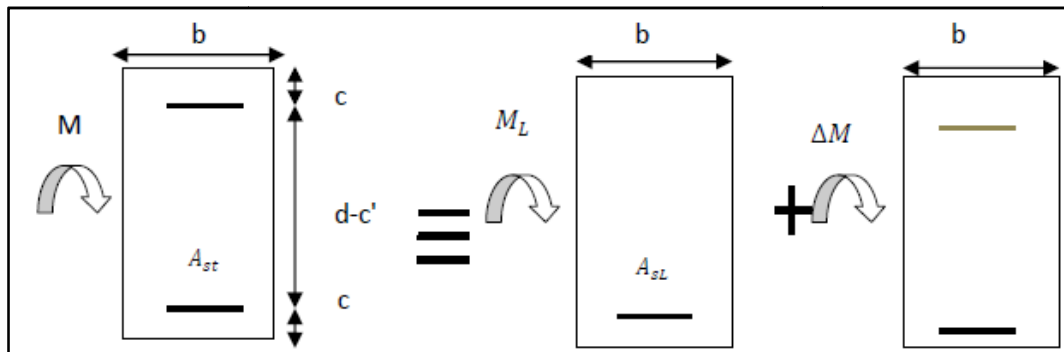


Figure VI.10 : Schéma de Ferraillage des poutres doublement armée

$$A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M_r}{\beta \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c) \times \sigma_{st}}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$M_r = \mu_r \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_u - M_r$$

$M_u$  : Moment sollicitant.

$M_r$  : Moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

**Remarque :**

On utilisera dans nos calculs les paramètres suivant :

**Tableau VI.11 : Tableau récapitulatif des paramètres de calculs.**

	$f_{c28}$ [MPa]	$f_e$ [MPa]	$f_{bu}$ [MPa]	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$\theta$	$\sigma_{st}$ [MPa]
<b>Situation accidentelle</b>	25	400	21.74	1.15	1	0.85	400
<b>Situation courante</b>	25	400	14.2	1.5	1.15	1	348

1) Poutres principales (25x35)

**Tableau VI.12 : Détermination des armatures longitudinales des poutres principales**

Poutre principale	$M_{max}$ (KN.m)	$\mu$	obs	$\beta$	$A_{st}$ (cm <sup>2</sup> )	ferrailage	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>En travée</b>	58,45	0,0705	SSA	0.963	4,60	<b>3HA14</b>	4.62
<b>Aux appuis</b>	71,31	0.0861	SSA	0.955	5,66	<b>3HA14( filante)+2HA12 chapeaux</b>	6,87

## 2) Poutre secondaires (25 x 30)

Tableau VI.13 : Détermination des armatures longitudinales des poutres secondaires

Poutre secondaires	$M_{\max}$ (KN.m)	$\mu$	obs	$\beta$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	ferrailage	$A_{\text{adoptée}}$ (cm <sup>2</sup> )
En travée	48,366	0.0946	SSA	0.950	4,54	3HA14	4,61
Aux appuis	66,35	0.130	SSA	0.930	6,37	3HA14+2HA12	6,88

## VI.2.4 Vérification des armatures longitudinales

## A) Condition de non fragilité (Art A.4.2 /BAEL91)

## 1. Poutres principales PP

La section minimale des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 25 \times 330 \times 2,1 \times 10^2}{400 \times 10^2} = 0,99 \text{ cm}^2$$

## • Aux appuis :

$$A_{\text{adoptée}} = 6,87 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,99 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$A_{\text{adoptée}} = 6,87 \text{ cm}^2 > A_{\min}(\text{RPA}) = 4,375 \text{ cm}^2$$

## • En travée :

$$A_{\text{adoptée}} = 4,62 > A_{\min} = 0,99 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad (\text{Condition vérifiée})$$

## 2. Poutres secondaires PS

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 25 \times 28 \times 2,1 \times 10^2}{400 \times 10^2} = 0,845 \text{ cm}^2$$

## • Aux appuis :

$$A_{\text{adoptée}} = 6,88 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$A_{\text{adoptée}} = 6,88 \text{ cm}^2 > A_{\min}(\text{RPA}) = 3,75 \text{ cm}^2$$

## • En travée :

$$A_{\text{adoptée}} = 4,61 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad (\text{Condition vérifiée})$$

## B) Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99)

## 1. Poutres principales PP

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$T_u^{\max} = 36,4 \text{ KN (effort tranchant max obtenu à partir de logiciel ETABS)}$$

$$\tau_u = \frac{36,4 \times 10^3}{250 \times 330} = 0,441 \text{ MPa}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ [MPa]}\right) \rightarrow \bar{\tau}_u = \min(3,33; 5 \text{ [MPa]})$$

$$\tau_u = 0,441 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ [MPa]} \rightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

## 2. Poutres secondaires PS

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$T_u^{\max} = 93,58 \text{ KN (effort tranchant max obtenu à partir de logiciel ETABS)}$$

$$\tau_u = \frac{93,58 \times 10^3}{250 \times 280} = 1,336 \text{ MPa}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ [MPa]}\right) \rightarrow \bar{\tau}_u = \min(3,33; 5 \text{ [MPa]})$$

$$\tau_u = 1,336 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ [MPa]} \rightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

## C) Influence de l'effort tranchant

### 1. Poutres principales PP :

➤ **Sur le béton : (Art A.5.1.313. BAEL 91 modifiée)**

$$T_u = \frac{0,4f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b_0 = \frac{0,4 \times 25 \times 10^{-3}}{1,5} \times 0,9 \times 330 \times 250 = 495 \text{ KN}$$

On a :

$$T_u^{\max} = 36,4 \text{ [KN]} < 495 \text{ [KN]} \rightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

➤ **Sur acier : (Art A.5.1.312. BAEL 91 modifiée)**

On doit vérifier que :

$$\left(T_u^{\max} + \frac{M_{\text{amax}}}{0,9 \times d}\right) > 0$$

$$\left(T_u^{\max} + \frac{M_{\text{amax}}}{0,9 \times d}\right) = \left(36,4 - \frac{71,31}{0,9 \times 0,33}\right) = -203,70 < 0 \text{ cm}^2$$

Donc : la vérification n'est pas nécessaire.

### 2. Poutres secondaires PS :

➤ **Sur le béton : (Art A.5.1.313. BAEL 91 modifiée)**

$$\frac{0,4f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b_0 = \frac{0,4 \times 25 \times 10^{-3}}{1,5} \times 0,9 \times 280 \times 250 = \mathbf{420 \text{ KN}}$$

On a :

$$T_u^{\max} = 93,58 \text{ [KN]} < 420 \text{ [KN]} \quad \rightarrow \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

➤ **Sur acier : (Art A.5.1.312. BAEL 91 modifiée)**

On doit vérifier que :

$$\left( T_u^{\max} + \frac{M_{\text{amax}}}{0,9 \times d} \right) > 0$$

$$\left( T_u^{\max} + \frac{M_{\text{amax}}}{0,9 \times d} \right) = \left( 93,58 - \frac{66,35}{0,9 \times 0,28} \right) = \mathbf{-169,71 < 0 \text{ [cm}^2\text{]}}$$

Donc : la vérification n'est pas nécessaire.

**D) Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (Art A.6.1. 3 BAEL91)**

Il faut vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\text{amax}}}{0,9d \sum U_i}$$

$\Psi_s = 1,5$  : Coefficient scellement HA.

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des barres.

**1. Poutres principales PP :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3,14 \times 1,4 = 13,188 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{36,4 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 131,88} = 0,919 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,919 \text{ [MPa]} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ [MPa]} \quad \rightarrow \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

**2. Poutres secondaires PS**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3,14 \times 1,4 = 13,188 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{93,58 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 131,88} = 2,81 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ [MPa]}$$

**E) Ancrage des armatures (longueur de scellement) (art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99)**

$$\text{Longueur de scellement : } L_s = \frac{\varnothing f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

- Pour les  $\emptyset_{12}$  :  $L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$
- Pour les  $\emptyset_{14}$  :  $L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$

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 **0.4l<sub>s</sub>**, pour les aciers **HA**.

- Pour les  $\emptyset_{12}$  :  $L_a = 16.932 \text{ cm}$
- Pour les  $\emptyset_{14}$  :  $L_a = 19.752 \text{ cm}$

#### F) Calcul des armatures transversales

Selon le BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\emptyset \leq \min\left(\frac{h}{35}, \emptyset_l, \frac{b}{10}\right)$$

$\emptyset$  : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales

- **Poutre principale :**

$$\emptyset \leq \min\left(\frac{h}{35}, \emptyset_l, \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{35}{35}; 1.2; 2.5\right)$$

$$\emptyset \leq 1 \text{ cm}$$

On prend  $\emptyset = \mathbf{8 \text{ mm}}$

- **Poutre secondaire :**

$$\emptyset \leq \min\left(\frac{h}{35}, \emptyset_l, \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{30}{35}; 1.2; 2.5\right)$$

$$\emptyset \leq 0,85 \text{ cm}$$

On prend  $\emptyset = \mathbf{8 \text{ mm}}$

On choisira un cadre + un étrier soit  $\emptyset = \mathbf{8 \text{ mm}}$

#### - Espacement d'armatures

- **Poutres principales**

##### ➤ **Zone nodale**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\emptyset_l\right) \rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}, 12 \times 1.2\right)$$

$$S_t \leq \min(8,75; 14,4) \text{ Soit : } \mathbf{S_t = 10 \text{ cm}}$$

$$A_{tmin} = 0.003 \times S_t \times b$$

(Art 7.5.2.2RPA/version 2003)

$$A_{tmin} = 0.003 \times 10 \times 25 = \mathbf{0.75 \text{ cm}^2}$$

##### ➤ **Zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \rightarrow \quad S_t \leq \frac{35}{2} \quad \rightarrow \quad S_t \leq 17,5 \text{ cm}$$

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

$$A_{t\min} = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125 \text{ cm}^2$$

- **Poutres secondaires**

- **Zone nodale**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right) \quad \rightarrow \quad S_t \leq \min\left(\frac{30}{4}; 12 \times 1.2\right)$$

$$S_t \leq \min(8.75; 14.4)$$

Soit :  $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_{t\min} = 0.003 \times 10 \times 25 = 0.75 \text{ cm}^2$$

- **Zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \rightarrow \quad S_t \leq \frac{35}{2} \quad \rightarrow \quad S_t \leq 17.5 \text{ cm}$$

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

$$A_{t\min} = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125 \text{ cm}^2$$

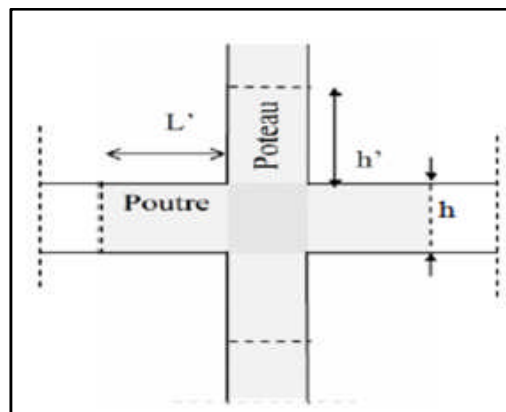
### G) Délimitation de la zone nodale Art 7.4.2.1 RPA99/version 2003

$$\left\{ \begin{array}{l} L' = 2 \times h \\ h = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\right) [\text{cm}] \end{array} \right.$$

**h**: Hauteur de la poutre.

**b<sub>1</sub>; h<sub>1</sub>**: Dimensions du poteau.

**h<sub>e</sub>**: Hauteur entre nus des poteaux.



**Figure VI.11 : Délimitation de la zone nodale.**

On aura :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\right) [\text{cm}]$$

- Poutres principales :  $L' = 2 \times 35 = 70 [\text{cm}]$
- Poutres secondaires :  $L' = 2 \times 30 = 60 [\text{cm}]$

**Remarque**

Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5[cm]** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

- **Armatures transversales minimales**
- **Poutres principales poutre secondaire**

- **Zone nodale**

$$A_{tmin} = 0.003 \times 10 \times 25 = \mathbf{0.75 \text{ cm}^2}$$

$$A_{adop} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{tmin} = 0.75 \text{ cm}^2 \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

- **Zone courante**

$$A_{tmin} = 0.003 \times 15 \times 25 = \mathbf{1.125 \text{ cm}^2}$$

$$A_{adop} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{tmin} = 1.125 \text{ cm}^2 \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

- **Poutre secondaire**

- **Zone nodale**

$$A_{tmin} = 0.003 \times 10 \times 25 = \mathbf{0.75 \text{ cm}^2}$$

$$A_{adop} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{tmin} = 0.75 \text{ cm}^2 \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

- **Zone courante**

$$A_{tmin} = 0.003 \times 15 \times 25 = \mathbf{1.125 \text{ cm}^2}$$

$$A_{adop} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{tmin} = 1.125 \text{ cm}^2 \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

**VI.2.5 Vérification à L'ELS****1. Etat d'ouverture des fissures**

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

**2. Etat limite de compression du béton**

On détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles :

- Contrainte admissible de l'acier :  $\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$

- Contrainte admissible du béton :  $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

- **Vérification de la contrainte dans le béton**

La contrainte de compression de béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

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

- **Vérification de la contrainte dans les aciers**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$\beta_1$  Est en fonction de :  $\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$

( $\beta_1, K_1$ ) Sont tirer du tableau à l'ELS.

- **Poutre principale**

**Tableau VI.14 : Vérification de l'état limite de compression du béton des poutres principales**

PP	M <sub>max</sub> (KN.m)	A <sub>st</sub>	ρ	α	β	K <sub>1</sub>	σ <sub>st</sub>	σ <sub>bc</sub>	σ̄ <sub>st</sub>	σ̄ <sub>bc</sub>	obs
En travée	14,562	2,95	0.34	0.0,273	0,909	39,95	164,55	4,12	348	15	CV
Aux appuis	23,547	5,6	0.64	0.354	0.882	27.37	144,46	5,28	348	15	CV

- **poutre secondaire**

**Tableau VI.15 : Vérification de l'état limite de compression du béton des poutres secondaires**

PS	M <sub>max</sub> (KN.m)	A <sub>st</sub>	ρ	α	β	K <sub>1</sub>	σ <sub>st</sub>	σ <sub>bc</sub>	σ̄ <sub>st</sub>	σ̄ <sub>bc</sub>	obs
En travée	16,738	4.32	0.617	0.348	0.884	28,10	156,53	5,57	348	15	CV
Aux appuis	28,374	8,36	1,20	0.447	0.851	18,56	142,43	7,67	348	15	CV

### Vérification de la flèche

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens .BAEL99 (art.6.5.2)

$$f_{ETABS} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

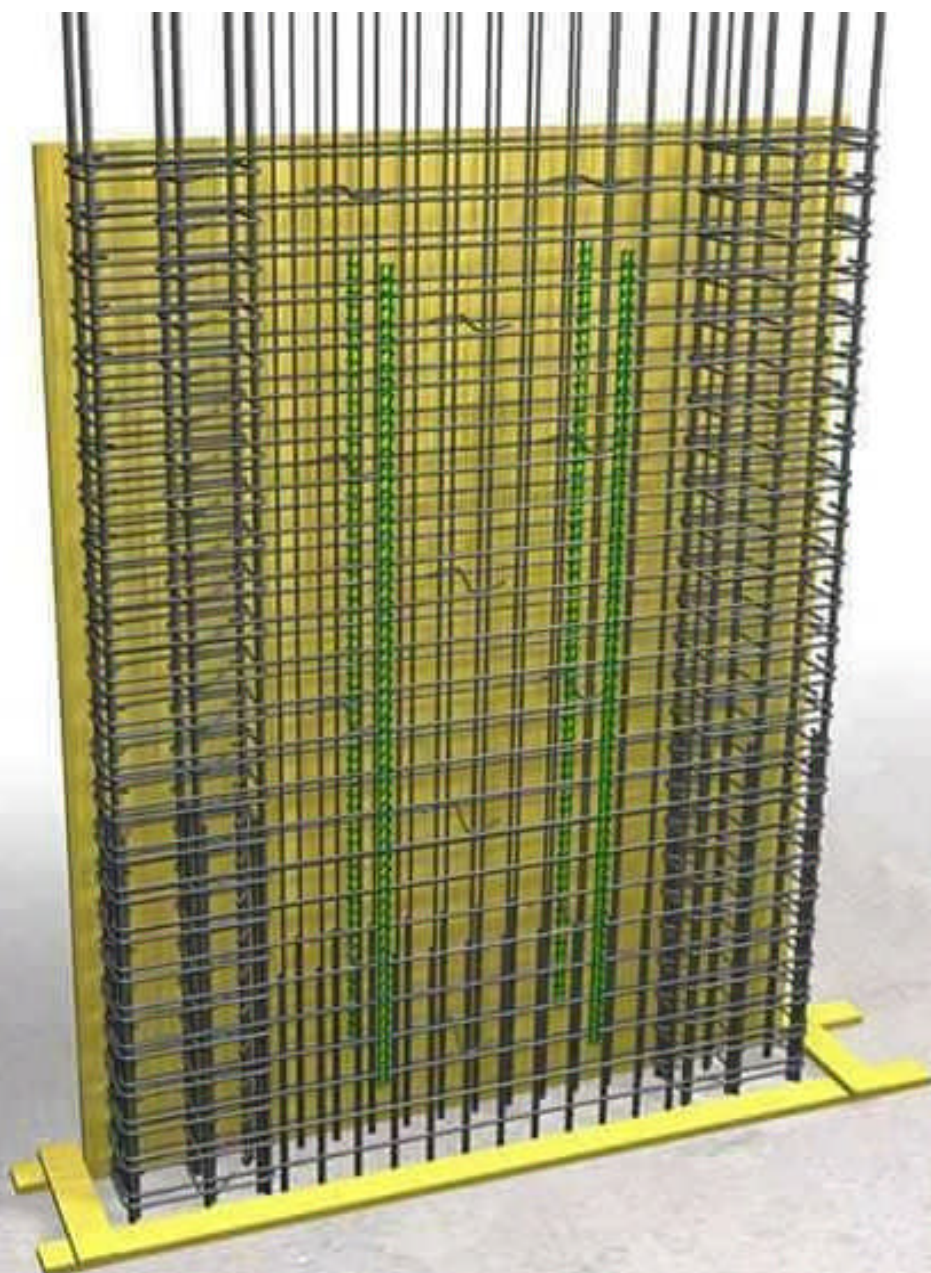
- **sens des poutres principales :**

$$0.093 \text{ cm} < \frac{440}{500} = 0,88 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad (\text{Condition vérifiée})$$

➤ **sens des poutres secondaires :**

$$0.0089 \text{ cm} < \frac{340}{500} = 0.68 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

### VI.3 Ferraillage des voiles :



Le ferrailage d'un voile consiste à déterminer ses armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales (G et Q) et horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures : Armatures verticales.

Armatures horizontales et les Armatures transversales.

### Combinaison d'action :

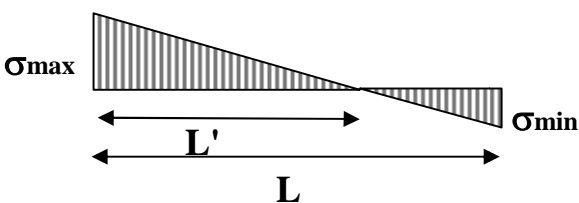
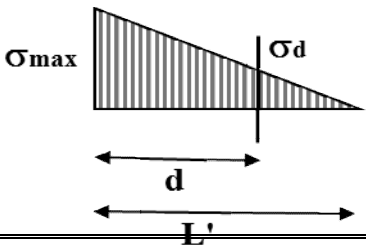
<u>Selon le BAEL 99</u>	<u>Selon le RPA version 2003 :</u>
1.35G+1.5Q	G+Q±E
G+Q	0.8G±E

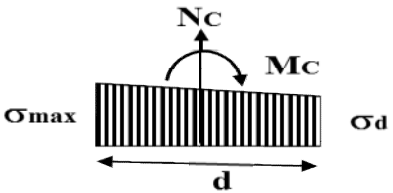
Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones :

- ✓ **Zone I** : sous sol , RDC et 1<sup>er</sup> étage.
- ✓ **Zone II** : 2<sup>eme</sup>, 3<sup>eme</sup> étage.
- ✓ **Zone III** : 4<sup>eme</sup> au 5<sup>eme</sup> étage.

### • Exposé de la méthode de calcul:

#### ❖ Armature verticale:

<b>Type de sollicitation</b>	En fonction des contraintes agissant sur le voile, On est dans le cas d'une : <i>Section partiellement comprimé</i> SPC. 
<b>longueur de calcul « d »</b>	$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$ .
<b>Largeur L'</b>	$L' = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}} L$
<b>Calcul de la contrainte au niveau de la section [d]</b>	$\sigma_d = \left(\frac{L' - d}{L'}\right) \sigma_{\max}$ 

<b>Calcul des efforts internes correspondants</b>	$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} d \cdot e$ 
<b>Calcul du ferrailage</b>	$\gamma_s = 1 \quad \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité}$ <p style="text-align: right; margin-right: 100px;">= (1.15 situation durable; 1 situation accidentelle)</p> $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \sigma_s : \text{Contrainte de calcul des acier}$ $\sigma_s = 400,0 \text{ [Mpa]}$ $A_s = \frac{N}{\sigma_s} \quad A_s : \text{Section des armatures}$
<b>Armatures minimales</b>	$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \quad (\text{BAEL Art A4.2.1})$ $A_{\min} \geq A = 0.002B \quad (\text{RPA Art 7.7.4.1})$

❖ **Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de <b>10Φ</b> et disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales	
<u>BEAL 91</u> : $A_h = \frac{A_v}{4}$	<u>RPA 2003</u> : $A_h \geq 0.15\% B$

❖ **Armature transversale :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingle dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

❖ **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 :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}$$

Avec :  $V=1,4$

**T** : effort tranchant calculé au niveau considéré

❖ **Armature pour les potelets :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$  ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

❖ **Disposition constructives :**

**Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1, 5e; 30\text{cm}\} \text{ Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

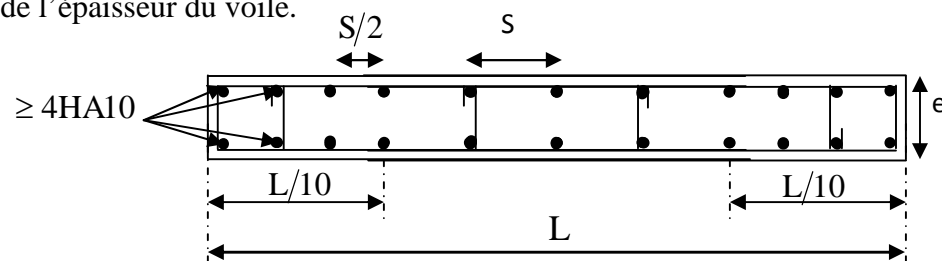
Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $1/10$  de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

**Longueur de recouvrement :**

- $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

**Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser  $1/10$  de l'épaisseur du voile.



❖ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

D'après le RPA99 /2003:

$$\tau_b = \frac{V}{b.d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} \quad \text{Avec : } V = 1.4 T$$

D'après le BAEL91 :

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

Fissuration préjudiciable :  $\bar{\tau}_u \leq \min\left\{0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right\}$

❖ **Vérification à L'ELS :**

A l'état limite de service il faudra vérifier que la contrainte de compression soit inférieure à 15 MPA.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}.$$

## VI.3.1 Calcul de ferrailage:

Voile 1m		Zone	I	II	III
Sollicitation de calcul	hpoutre(m)		<b>0,30</b>	<b>0,30</b>	<b>0,30</b>
	hauteur d'étage		<b>3,3</b>	<b>3,06</b>	<b>3,06</b>
	L (m)		<b>1,00</b>	<b>1,00</b>	<b>1,00</b>
	e (m)		<b>0,20</b>	<b>0,15</b>	<b>0,15</b>
	B (m <sup>2</sup> )		<b>0,15</b>	<b>0,15</b>	<b>0,15</b>
	h		<b>3,300</b>	<b>3,060</b>	<b>3,060</b>
	T(kN)		<b>268,540</b>	<b>206,000</b>	<b>150,400</b>
	N <sub>ser</sub> (kN)		<b>578,57</b>	<b>347,77</b>	<b>199,57</b>
	V <sub>u</sub> (kN)		<b>375,956</b>	<b>288,400</b>	<b>210,560</b>
	$\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )		<b>7795,460</b>	<b>3630,990</b>	<b>3515,320</b>
	$\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )		<b>3939,940</b>	<b>1198,910</b>	<b>1102,770</b>
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )		<b>400,00</b>	<b>400,00</b>	<b>400,00</b>
Armatures verticales	L <sub>t</sub>		<b>0,66</b>	<b>0,75</b>	<b>0,76</b>
	L <sub>c</sub>		<b>0,34</b>	<b>0,25</b>	<b>0,24</b>
	d		<b>0,44</b>	<b>0,50</b>	<b>0,51</b>
	$\sigma_1$		<b>2598,487</b>	<b>1210,330</b>	<b>1171,773</b>
	N <sub>1</sub>		<b>345,22</b>	<b>181,98</b>	<b>178,39</b>
	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		<b>8,63</b>	<b>4,55</b>	<b>4,46</b>
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		<b>10,34</b>	<b>7,93</b>	<b>5,79</b>
	A'v1/bande		<b>11,22</b>	<b>6,53</b>	<b>5,91</b>
Armatures minimales			<b>1,33</b>	<b>3,95</b>	<b>4,00</b>
Ferrailage adopté	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		<b>12,31</b>	<b>9,04</b>	<b>9,04</b>
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )		<b>2*(4HA14)</b>	<b>2*(4HA12)</b>	<b>2*4HA12</b>
	Espacement (cm)		<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>4,02</b>	<b>3,08</b>	<b>2,26</b>
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		<b>5,52</b>	<b>5,52</b>	<b>5,52</b>
	choix de la section		<b>11HA8</b>	<b>11HA18</b>	<b>11HA8</b>
	Espacement (cm)		<b>25</b>	<b>25</b>	<b>25</b>
Armatures transversales			<b>4 épingles HA8 /m<sup>2</sup></b>		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$		<b>2,785</b>	<b>2,136</b>	<b>1,560</b>
	3,26 MPA		<b>1,989</b>	<b>1,526</b>	<b>1,114</b>
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$		<b>3,323</b>	<b>2,126</b>	<b>1,220</b>

Voile : 0.8m		Zone	I	II	III
Sollicitation de calcul	hpoutre(m)		<b>0,30</b>	<b>0,30</b>	<b>0,30</b>
	hauteur etage (m)		<b>3,3</b>	<b>3,06</b>	<b>3,06</b>
	L (m)		<b>0,80</b>	<b>0,80</b>	<b>0,80</b>
	e (m)		<b>0,20</b>	<b>0,15</b>	<b>0,15</b>
	B (m <sup>2</sup> )		<b>0,12</b>	<b>0,12</b>	<b>0,12</b>
	h		<b>3,300</b>	<b>3,060</b>	<b>3,060</b>
	T(kN)		<b>345,230</b>	<b>305,450</b>	<b>267,980</b>
	N <sub>ser</sub> (kN)		<b>466,54</b>	<b>331,10</b>	<b>196,79</b>
	V <sub>u</sub> (kN)		<b>483,322</b>	<b>427,630</b>	<b>375,172</b>
	$\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )		<b>6690,200</b>	<b>4824,990</b>	<b>3452,700</b>
	$\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )		<b>3355,540</b>	<b>713,330</b>	<b>1514,920</b>
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )		<b>400,00</b>	<b>400,00</b>	<b>400,00</b>
Armatures verticales	Lt		<b>0,53</b>	<b>0,70</b>	<b>0,56</b>
	Lc		<b>0,27</b>	<b>0,10</b>	<b>0,24</b>
	d		<b>0,36</b>	<b>0,46</b>	<b>0,37</b>
	$\sigma_1$		<b>2230,067</b>	<b>1608,330</b>	<b>1150,900</b>
	N <sub>1</sub>		<b>237,63</b>	<b>224,19</b>	<b>127,99</b>
	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		<b>5,94</b>	<b>5,60</b>	<b>3,20</b>
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		<b>13,29</b>	<b>11,76</b>	<b>10,32</b>
	A'v1/bande/nappe		<b>9,26</b>	<b>8,54</b>	<b>5,78</b>
Armatures minimales			<b>1,07</b>	<b>3,66</b>	<b>2,92</b>
Ferrailage adopté	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		<b>9,23</b>	<b>9,04</b>	<b>6,78</b>
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )		<b>2*(3HA14)</b>	<b>2*(4HA12)</b>	<b>2*(3HA12)</b>
	Espacement (cm)		<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>2,31</b>	<b>2,26</b>	<b>1,80</b>
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		<b>5,52</b>	<b>5,52</b>	<b>5,52</b>
	choix de la section		<b>11HA8</b>	<b>11HA18</b>	<b>11HA8</b>
	Espacement (cm)		<b>25</b>	<b>25</b>	<b>25</b>
Armatures transversales			<b>4 épingles HA8 /m<sup>2</sup></b>		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$		<b>4,475</b>	<b>3,960</b>	<b>3,474</b>
	3,26 Mpa		<b>3,197</b>	<b>2,828</b>	<b>2,481</b>
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$		<b>3,486</b>	<b>2,479</b>	<b>1,512</b>

Voile : 0.8m		Zone	I	II	III
Sollicitation de calcul	hpoutre(m)		<b>0,30</b>	<b>0,30</b>	<b>0,30</b>
	hauteur etage (m)		<b>3,3</b>	<b>3,06</b>	<b>3,06</b>
	L (m)		<b>1,30</b>	<b>1,30</b>	<b>1,30</b>
	e (m)		<b>0,20</b>	<b>0,15</b>	<b>0,15</b>
	B (m <sup>2</sup> )		<b>0,195</b>	<b>0,195</b>	<b>0,195</b>
	h		<b>3,300</b>	<b>3,060</b>	<b>3,060</b>
	T(kN)		<b>338,590</b>	<b>268,870</b>	<b>185,180</b>
	N <sub>ser</sub> (kN)		<b>328,49</b>	<b>214,10</b>	<b>107,46</b>
	Vu (kN)		<b>474,026</b>	<b>376,418</b>	<b>259,252</b>
	$\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )		<b>6843,550</b>	<b>1945,660</b>	<b>1619,590</b>
	$\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )		<b>4945,520</b>	<b>894,420</b>	<b>1223,800</b>
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )		<b>400,00</b>	<b>400,00</b>	<b>400,00</b>
Armatures verticales	Lt		<b>0,75</b>	<b>0,89</b>	<b>0,74</b>
	Lc		<b>0,55</b>	<b>0,41</b>	<b>0,56</b>
	d		<b>0,50</b>	<b>0,59</b>	<b>0,49</b>
	$\sigma_1$		<b>2281,183</b>	<b>648,553</b>	<b>539,863</b>
	N <sub>1</sub>		<b>344,30</b>	<b>115,52</b>	<b>79,95</b>
	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		<b>8,61</b>	<b>2,89</b>	<b>2,00</b>
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		<b>13,04</b>	<b>10,35</b>	<b>7,13</b>
	A'v1/bande/nappe		<b>11,87</b>	<b>5,48</b>	<b>3,78</b>
Armatures minimales			<b>1,51</b>	<b>4,68</b>	<b>3,89</b>
Ferrailage adopté	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		<b>12,31</b>	<b>9,04</b>	<b>9,04</b>
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )		<b>2*(4HA14)</b>	<b>2*(4HA12)</b>	<b>2*4HA12</b>
	Espacement (cm)		<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>2,31</b>	<b>2,26</b>	<b>1,80</b>
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		<b>5,52</b>	<b>5,52</b>	<b>5,52</b>
	choix de la section		<b>11HA8</b>	<b>11HA18</b>	<b>11HA8</b>
	Espacement (cm)		<b>25</b>	<b>25</b>	<b>25</b>
Armatures transversales			<b>4 épingles HA8 /m<sup>2</sup></b>		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$		<b>2,701</b>	<b>2,145</b>	<b>1,477</b>
	3,26 Mpa		<b>1,929</b>	<b>1,532</b>	<b>1,055</b>
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$		<b>1,539</b>	<b>1,027</b>	<b>0,515</b>

## VII. 1. Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure, ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol.

Dans le cas général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes;
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut s'exercer dans différents plans.

Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux). On distingue donc deux types de fondation :

### 1. Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol, les principaux types de fondations superficielles sont :

- Les semelles continues sous murs.
- Les semelles continues sous poteaux.
- Les semelles isolées.
- Les radiers.

### 2. Fondations profondes :

Ce type de fondation est généralement utilisé pour des sols ayant une faible capacité portante, ou lorsque le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits.

## VII. 2. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain et sa résistance.
- Profondeur du bon sol

- Le tassement du sol.
- La raison économique.

Pour le cas de notre structure, nous avons le choix entre des semelles isolées, des semelles filantes, et un radier général. En fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

### VII. 3. Étude du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude du sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de 2 bars comme contrainte admissible du sol.

### VII .4 . Dimensionnement

#### A) Semelles isolées sous poteaux

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_s$  max qui est obtenue à la base du poteau le plus sollicité.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

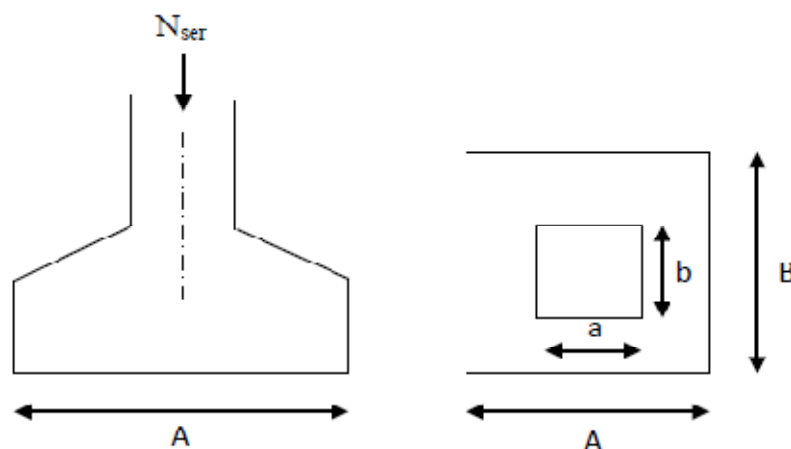


Figure VII.1. Semelle isolée.

$$\text{Avec : } \frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{40}{40} = 1 = k \quad \text{donc : } A = B$$

$$\text{alors : } B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{K \times \sigma_{sol}}} \quad \text{avec : } N_{ser} = 827,88 \text{ KN} \quad , \sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$$

$$\text{donc : } A = B \geq \sqrt{\frac{827,88}{1 \times 2 \times 10^2}} = 2,03 \text{ m}$$

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles isolées engendre un chevauchement, donc on opte pour des semelles filantes.

## B) Semelles filantes

. Semelles filantes sous voiles

$$\frac{N_{ser}}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

- Avec :
- B : La largeur de la semelle.
  - L : Longueur de la semelle
  - G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré
  - $\sigma_{sol}$  : Contrainte admissible du sol

Surfaces des semelles filantes sous voiles

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau VII.1. Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinale)**

Voiles	L (m)	Nser (KN)	B m)	S = BxL (m2)
V1	1,00	273,21	1,37	1,37
V2	1,00	267,85	1,34	1,34
V3	1,00	286,73	1,43	1,43
V4	1,00	565,70	2,83	2,83
V5	1,00	248,31	1,24	1,24
V6	0,80	131,79	0,82	0,66
V7	0,80	123,92	0,77	0,62
<b>Total (m2)</b>				<b>9,49</b>

**Tableau VII.2. Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)**

Voiles	L (m)	Nser (KN)	B (m)	S = BxL (m2)
V1	1,30	340,85	1,31	1,70
V2	1,30	320,47	1,23	1,60
V3	1,00	304,83	1,52	1,52
V4	1,00	173,24	0,87	0,87
V5	1,00	573,22	2,87	2,87
V6	0,80	495,21	3,10	2,48
<b>Total (m2)</b>				<b>11,04</b>

$S_v = \sum S_i = 9.49 + 11.04 = 20.53 \text{ m}^2$  et :  $S_v$  : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

. Semelles filantes sous poteaux

▪ Étape de calcul

• Détermination de la résultante des charges  $R = \sum N_i$

• Détermination des coordonnées de la structure  $e = \frac{\sum N_{si} \times e_i + \sum M_i}{R}$

• Détermination de la hauteur de la semelle :  $\frac{L}{9} \leq h_t \leq \frac{L}{6}$

avec : L distance entre nus des poteaux.

• Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

- Si  $e \leq \frac{L}{6}$  → Répartition trapézoïdale.

- Si  $e > \frac{L}{6}$  → Répartition triangulaire.

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right) = q \left( \frac{B}{4} \right) = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right) = q \left( \frac{B}{4} \right) = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right)$$

• Détermination de la largeur B de la semelle :  $B \geq \frac{q(\frac{L}{4})}{\sigma_{sol}}$

**Tableau VII.3. Résultante des charges sous poteaux.**

Poteau	Nser (KN)	Mi (KN.m)	ei (m)	Nser x ei (KNm)
P1	738,47	-13,48	-7,48	-5523,76
P2	698,95	2,62	-4,08	-2851,72
P3	703,91	-3,10	-1,12	-788,38
P4	696,58	-1865,00	2,08	1448,89
P5	684,40	-0,58	5,33	3647,85
P6	366,44	8,00	7,48	2740,97
<b>Somme</b>	<b>3888,75</b>	<b>-1871,54</b>		<b>-1326,14</b>

On obtient :

- La charge totale transmise par les poteaux est:  $R = \sum N_i = 3888,75 \text{ KN}$
- Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$\left. \begin{aligned} e &= \frac{L}{6} = \frac{15,36}{6} = 2,56 \text{ m} \\ e_i &= -0,82 \text{ m} \end{aligned} \right\} e_i = -0,82 \text{ m} < e = 2,56 \text{ m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{max} = \frac{3888,75}{15,36} \left( 1 + \frac{6 \times (-0,28)}{15,36} \right) = q \left( \frac{B}{4} \right) = 334,50 \text{ KN/ml}$$

$$q_{min} = \frac{3888,75}{15,36} \left( 1 - \frac{6 \times (-0,28)}{15,36} \right) = q \left( \frac{B}{4} \right) = 171,85 \text{ KN/ml}$$

$$q \left( \frac{l}{4} \right) = \frac{3888,75}{15,36} \left( 1 + \frac{3 \times (-0,28)}{15,36} \right) = 212,51 \text{ KN/ml}$$

$$B \geq \frac{q \left( \frac{l}{4} \right)}{\sigma_{sol}} = \frac{212,51}{2 \times 10^2} = 1,06 \text{ m}^2$$

On prend:  $B = 1,40 \text{ m}$ .

Nous aurons : La surface totale sous poteaux notée  $S_p$  :

$$S_p = B \times l \times n = 1,00 \times 15,36 \times 6 = 107,52 \text{ m}^2.$$

Avec  $n$  : Nombre de portique dans le sens considéré.

La surface totale des semelles filantes sous voile et sous poteaux :

$$S_t = S_p + S_v = 107,52 + 20,53 = 128,05 \text{ m}^2.$$

La surface totale de bâtiment :

$$S_{bat} = 15,36 \times 17,35 = 266,50 \text{ m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

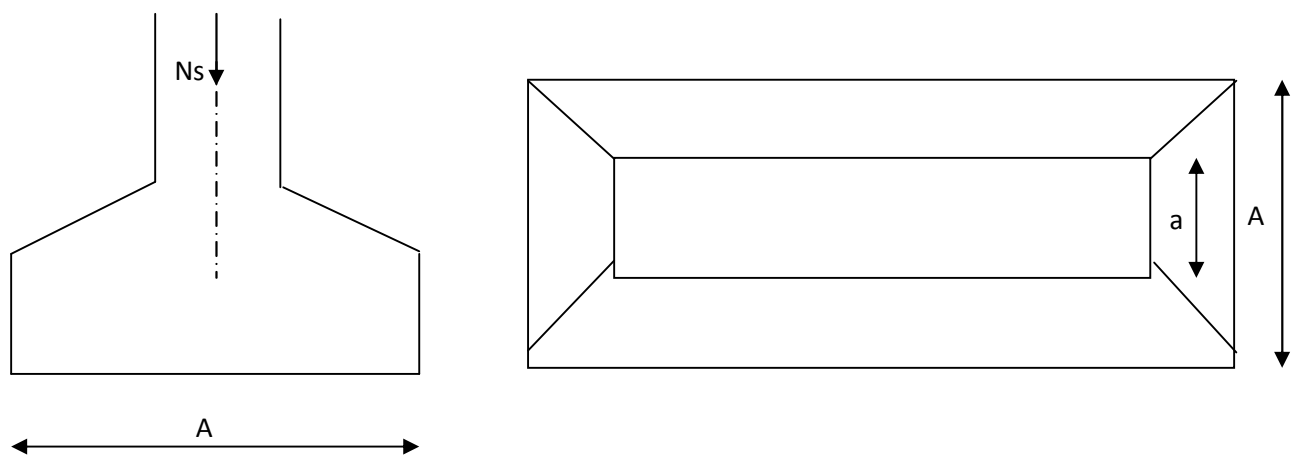
$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{128,05}{266,50} = 48,05 \% \Rightarrow S_t < 50\% S_{bat}$$

### Conclusion:

Le rapport surface semelles filantes ne dépassant pas 50% de la surface totale de bâtiment, bien que nous avons estimé une largeur de la semelle suffisante ( $b=1,40 \text{ m}$ ). De ce fait, il n'y a pas de risque de chevauchement des semelles.

Alors, nous optons pour un système de fondations superficielles de type semelles filantes.

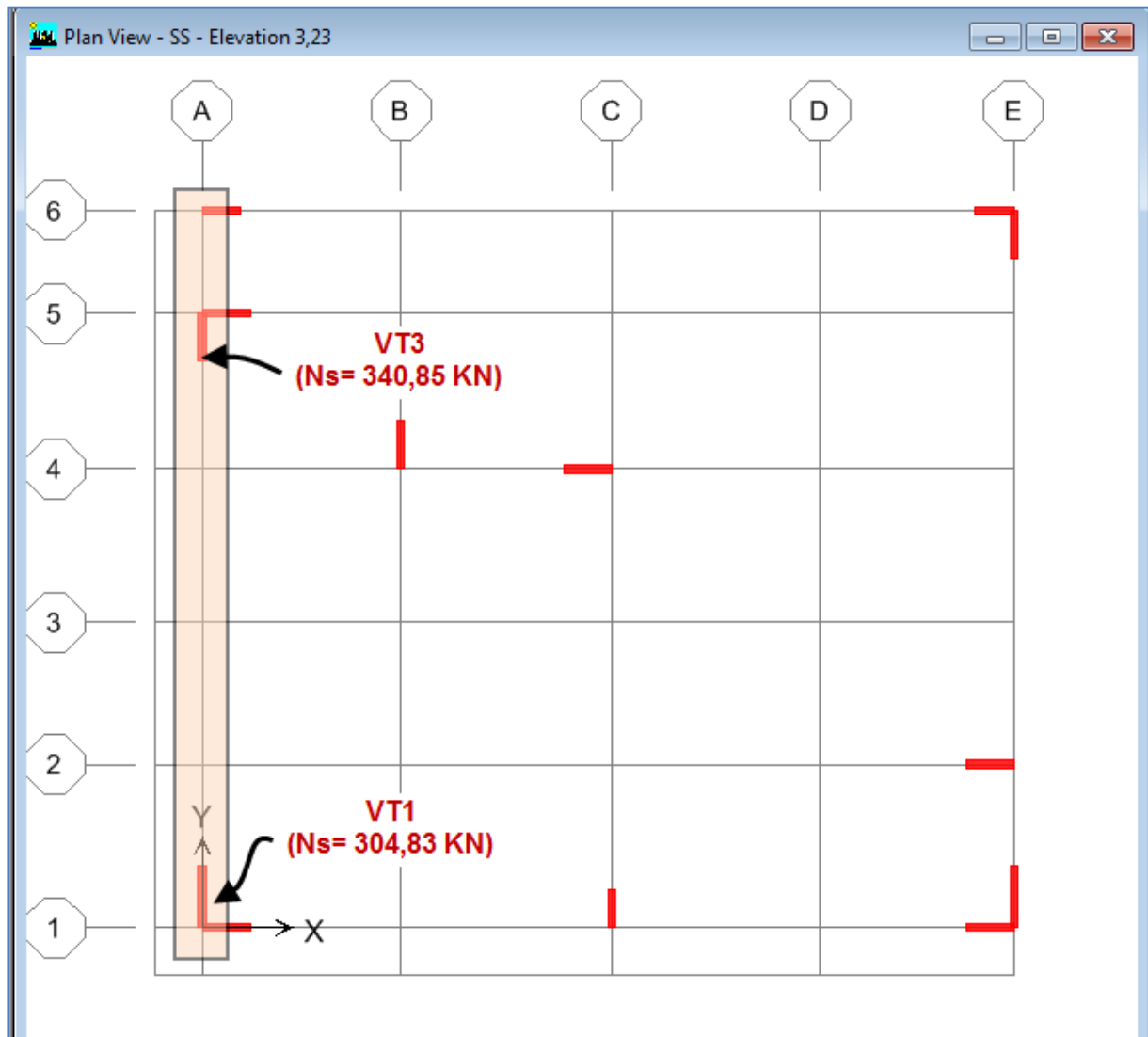
### Semelles filantes sous voiles :



**Fig.10.9: semelle sous voile**

G et Q : Charge et surcharge à la base du voile.

Le calcul se fera pour la file comportant les voiles les plus sollicités. Les semelles filantes sous-voiles étant disposées dans les deux sens pour supporter les charges transmises par les voiles longitudinaux ainsi que les voiles transversaux, nous allons choisir une semelle sur laquelle reposent les voiles les plus sollicités. Ainsi, nous aurons les efforts maximaux et toute autre file de semelle sous-voiles sera moins défavorable.



**Figure : La semelle sous voile la plus sollicitée**

Pré dimensionnement de la semelle sous voiles

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G + Q}{A.L} \Rightarrow A \geq \frac{N}{\sigma_{sol}.L}$$

A : Largeur de la semelle continue sous voile.

L : Longueur du voile.

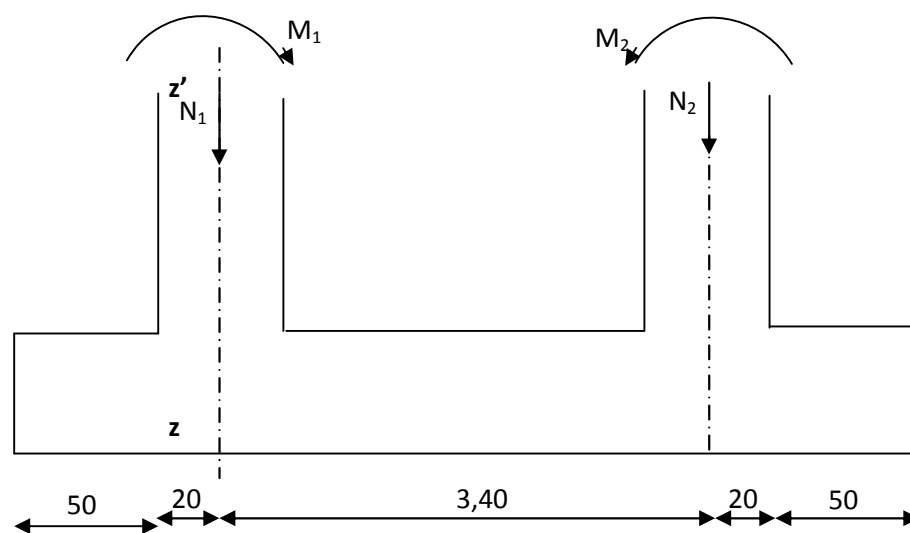
$\sigma_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VII.3. Résultante des charges sous poteaux.**

Voiles	$N_s(\text{KN})$	$L(\text{m})$	$A(\text{m})$	$A_{\text{adopté}}(\text{m})$	$S(\text{m}^2)$
VT <sub>1</sub>	340,85	1,30	1,31	1,40	3.5
VT <sub>3</sub>	304,83	1,00	1,52	1,55	3.5

Semelles filantes sous poteaux :

**Fig.10.10 : Semelle sous poteaux.**

L'étude de la semelle sous poteaux se fera pour la semelle la plus défavorable avec  $L_{\text{max}} = 3,40 \text{ m}$  (dans le sens perpendiculaire au mur plaque afin de supporter les poussées de terres).

Les efforts sous poteaux sont comme suit :

Poteau	$N_{\text{ser}} (\text{KN})$
P1	738,47
P2	698,95
P3	703,91
P4	696,58
P5	684,40
P6	366,44

## VII.6 Dimensionnement de la semelle :

$$\text{Hauteur de la semelle : } h_s = \frac{A-a}{4} + 5$$

Avec :

A : Largeur de la semelle.

a : coté du poteau.

$$h_s = \frac{140-40}{4} + 5 = 30 \text{ cm} \quad \text{et} \quad \frac{A-a}{4} \leq d \leq A-a \Rightarrow 30 \leq d \leq 100 \text{ cm}$$

Soit les dimensions suivantes :

$$L_{\max} = 3,40 \text{ m} ; A = 1,40 \text{ m} ; h_s = 30 \text{ cm} ; c = c' = 5 \text{ cm} ; d_a = 25 \text{ cm}$$

### VII.7 Calcul de la poutre de rigidité :

#### 1) Hauteur de la poutre de rigidité :

$$\frac{L}{9} \leq h_p \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 0,38 \leq h_p \leq 0,60 \text{ m} \text{ soit } h_p = 60 \text{ cm}$$

#### 2) Largeur de la poutre de rigidité :

$$\frac{1}{3} h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3} h_p \Rightarrow 20 \leq b_p \leq 40 \text{ cm} \text{ soit } b_p = 40 \text{ cm.}$$

#### a) Calcul des moments fléchissant :

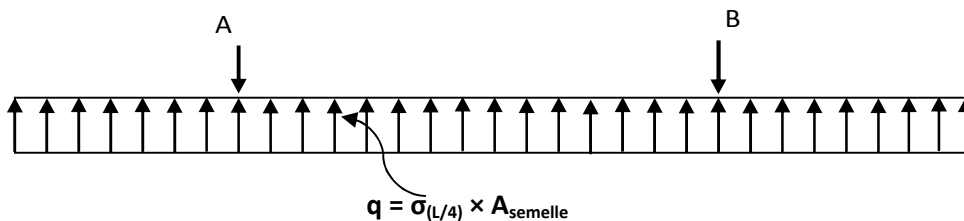


Fig.10.10 : Schéma statique des semelles sous poteaux.

$$q = \sigma_{(L/4)} \times A_{\text{semelle}} = 212,51 \times 1,40 = 297,51 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{297,51 \times 3,40^2}{8} = 429,91 \text{ KNm}$$

### VII.8. Calcul du ferrailage :

#### ➤ Aux appuis :

#### ➤ Tableau.10.11 : Ferrillages des appuis.

Appuis	Coef	M(KNm)	$\mu$	$\beta$	$A_{st}(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$
A	0.3	128,97	0,070	0.964	6,74	12,00
B	0.5	214,96	0,116	0,938	11,55	12,00

On opte pour 4 HA 20 = 12,57 cm<sup>2</sup>

➤ **En travée :**

**Tableau.10.12 : Ferrailages de la travée.**

Travée	Coef	M(KNm)	$\mu$	$\beta$	$A_{st}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$
A-B	0.85	365.42	0,198	0,889	20,72	12,00

On opte pour 4 HA20 + 4 HA20 chapeaux = 25,13 cm<sup>2</sup>

Vérification à l'ELS :

$$A \text{ l'ELS, } q_s = \sigma_{sol} \times A_{semelle} = 200 \times 1,40 = 280 \text{ KN/ml}$$

$$M_{0s} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{280 \times 3,40^2}{8} = 470.6 \text{ KNm}$$

➤ **Aux appuis :**

**Tableau.10.13 : des vérifications à l'ELS (aux appuis)**

Appuis	Ms (KNm)	As à l'ELU	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_s(\text{Mpa})$	$\sigma_{bc}(\text{Mpa})$	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
A	141.18	12,57	0.931	57,46	219,27	3,82	15	vérifiée
B	235.3	12,57	0.959	107	354,90	3,32	15	vérifiée

➤ **En travées :**

**Tableau.10.14 : des vérifications à l'ELS (en travées)**

Ms (KNm)	As à l'ELU	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_s(\text{Mpa})$	$\sigma_{bc}(\text{Mpa})$	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
400,01	25,13	0.876	22,59	330,38	14,62	15	vérifiée

Détermination des espacements :

En zone nodale :  $S_t = 10\text{cm}$

En zone courante :  $S_t = 15\text{cm}$

➤ **Armatures transversales :**

$$\Phi = \min\left\{\frac{h_p}{35}; \frac{b_p}{10}; \Phi_1\right\} = \min\left\{\frac{60}{35}; \frac{40}{10}; 20\right\}$$

$$\text{Soit } A_t = 2 \text{ cadres T8} \Rightarrow A_t = 2.01\text{cm}^2$$

**Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \min\left\{0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right\} = \min\{2.5; 4\text{MPa}\} = 2.5\text{MPa}$$

$$V_u = \frac{qL}{2} = \frac{297,8 \times 3,40}{2} = 506,26\text{KN}$$

$$\tau_u = 2.30\text{Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Ferraillage de la semelle :**

$$A_s = \frac{N_u(A-a)}{8d_a\sigma_{st}} = \frac{1137,38 \times 1000 \times (140-40)}{8 \times 25 \times 34800} = 16,34 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 10\text{HA16} \Rightarrow A_s = 20.11\text{cm}^2 (e = 10\text{cm}) \Rightarrow A_r = A_s/4 = 20,11/4 = 5,02 \text{ cm}^2 \text{ soit } 7\text{HA10} (A_r = 5,50 \text{ cm}^2)$$

**VII.9 Ferraillage des longrines :**

Les longrines ont pour rôle : rigidifier l'infrastructure et empêcher les semelles de se déplacer.

Elles seront calculées pour résister à la traction sous l'effet d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20\text{KN}$$

$N$  : valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

$\alpha$  : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

La catégorie du site est :  $S_3 \Rightarrow \alpha = 12$  (RPA 2003)

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines, toujours selon le RPA,  $(25 \times 30) \text{ cm}^2$  pour les sites  $S_2$  et  $S_3$

$$F = \frac{1137,38}{12} = 94,78 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{94,78 \times 10^3}{348 \times 100} = 2,72 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.6\%bh = 0.006 \times 25 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA12  $\Rightarrow A_s = 4.52 \text{ cm}^2$ .

**a) Armatures transversales :**

$$\Phi = \min \{h/35 ; \Phi_1 ; b/10\}$$

On prend  $\Phi = 8\text{mm}$

Soit un cadre T8  $\Rightarrow A_t = 1.01 \text{ cm}^2$

L'espace des cadres doit être :  $e \leq \min \{20\text{cm} ; 15\Phi_t\}$  ; soit  $e = 15\text{cm}$

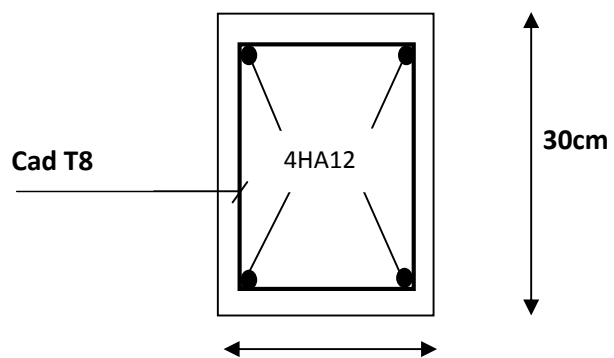


Fig.10.11 : Ferrailage des longrines.

### VIII.1 Introduction

Afin de relier l'infrastructure à la superstructure dans le sol, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique qui reprendra les charges verticales et horizontales provenant du séisme et des poussées des terres.

Le voile périphérique assure un chaînage de la structure et forme un caisson rigide et indéformable, il permet de remplir les fonctions suivantes :

- Limiter les déplacements horizontaux relatifs aux fondations ;
- Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.

### VIII.2 Pré dimensionnement du voile périphérique

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**.

### VIII.3 Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol

Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol sont données par le manuscrit de **M. BELAZOUGUI « calcul des ouvrages en béton armé »** (en page 239)

- Poids volumique du sol :  $\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$
- Angle de frottement interne :  $\varphi = 35^\circ$
- Cohésion :  $C = 0$
- Charge d'exploitation éventuelle :  $q = 10 \text{ KN/m}^2$
- Contrainte admissible du sol :  $\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars}$
- Hauteur du voile  $H = 3,23 \text{ m}$ .

### VIII.4 Détermination des sollicitations

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont :

$\sigma_h$  : Contrainte horizontale

$\sigma_v$  : Contrainte verticale

$$\sigma_h = K_a \cdot \sigma_v$$

Avec :

$K_a$  : coefficient de poussée des terres au repos.

$$K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} = 0.27$$

$\beta = 0$  : Pour un sol horizontal

Donc :

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.27$$

### VIII.5 Calcul à l'ELU :

Calcul des contraintes

$$\sigma_h = K_a \times \sigma_v = K_0 (1.35 \gamma \cdot h + 1.5q)$$

Pour :

- $H = 0 \text{ m}$  →  $\sigma_{h1} = 0.27 (1.5 \times 10) = 4.05 \text{ KN/m}^2$
- $H = 3,23 \text{ m}$  →  $\sigma_{h2} = 0.27 (1.35 \times 17 \times 3,23 + 1.5 \times 10) = 24,06 \text{ KN/m}^2$
- 

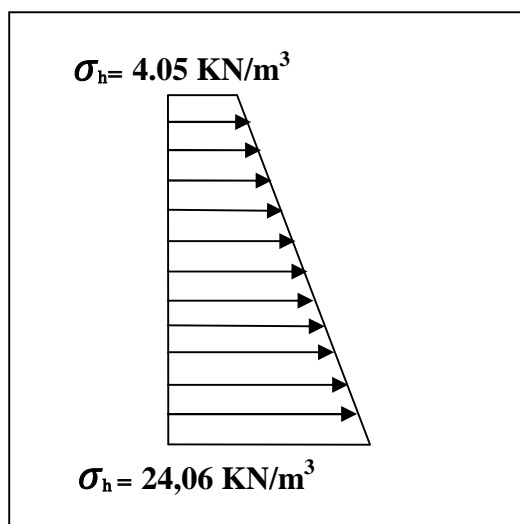
### VIII.6 Calcul à l'ELS :

$$\sigma_h = K_a \times \sigma_v = K_0 (\gamma \cdot h + q)$$

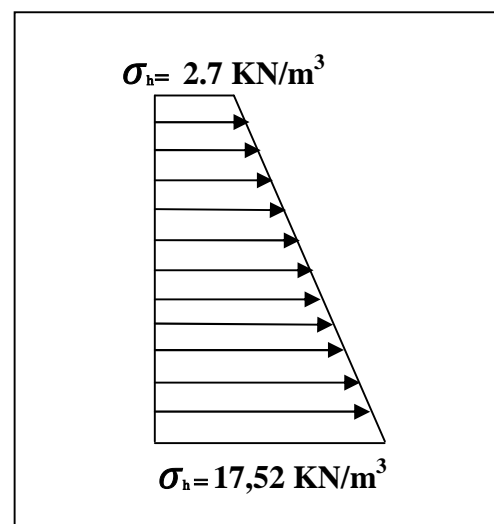
Pour :

- $H = 0$  →  $\sigma_{h1} = 0.27 \times 10 = 2.7 \text{ KN/m}^2$
- $H = 3,23 \text{ m}$  →  $\sigma_{h2} = (17 \times 3,23 + 10) 0.27 = 17,52 \text{ KN/m}^2$
- 

- **Diagramme des contraintes**



**Figure VIII.1:** Diagramme des contraintes horizontales à l'ELU



**Figure VIII.2:** Diagramme des contraintes horizontales à l'ELS

### VII.7.Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m

- ELU :

$$q_u = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} \times 1\text{ml} = \frac{3 \times 24,06 + 4,05}{4} \times 1\text{ml} = 19,05 \text{ KN/ml}$$

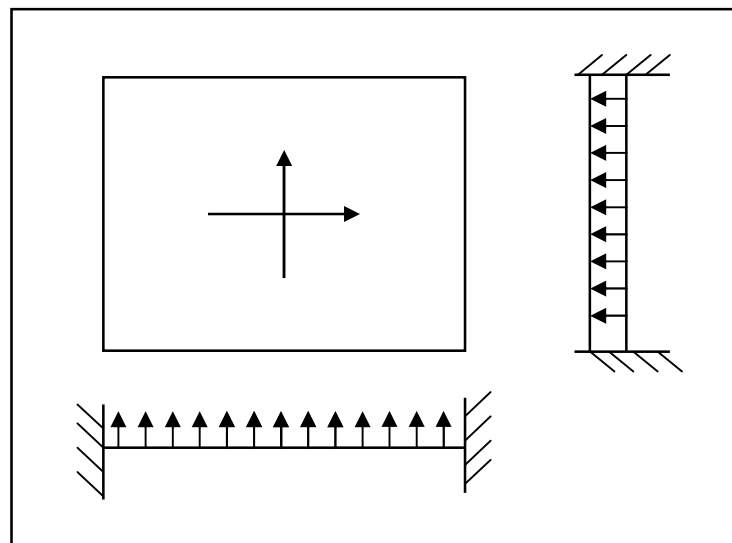
- ELS :

$$q_s = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} \times 1\text{ml} = \frac{3 \times 17,52 + 2,7}{4} \times 1\text{ml} = 13,81 \text{ KN/ml}$$

### VIII.8.Calcul du moment sollicitant

#### 1) Méthode de calcul

Le voile périphérique sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées sur 4 cotés au niveau des nervures et des poteaux.



#### 2) Détermination des moments

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés par des coefficients suivants :

- **Moment en travée**
- **0.75 (sens XX)**

- **0.75 (sens YY)**
  - **Moment d'encastrement sur les grands cotés**
- **0.5 (Appui de rive)**
- **0.5 (Autre appuis)**

### 3) Identification des panneaux

$$l_x = 3,23 \text{ m et } l_y = 4,40 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,23}{4,40} = 0,734 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

### 4) Correction des moments

#### A) ELU :

$$\rho = 0.73 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0646 \\ \mu_y = 0.479 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0.0646 \times 19,05 \times (3,23)^2 = 12,83 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0.479 \times 12,83 = 6,14 \text{ KN.m}$$

- **Sens X-X :**

- **Aux appuis :**  $M_a = 0.5M_{0x} = 0.5 \times 12,83 = 6,42 \text{ KN.m}$
- **En travée :**  $M_t = 0.75M_{0x} = 0.75 \times 12,83 = 9,62 \text{ KN.m}$

- **Sens Y-Y :**

- **Aux appuis :**  $M_a = 0.5M_{0y} = 0.5 \times 6,14 = 3,07 \text{ KN.m}$
- **En travées :**  $M_t = 0.75M_{0y} = 0.75 \times 6,14 = 4,60 \text{ KN.m}$

#### B) ELS :

$$\rho = 0.826 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0708 \\ \mu_y = 0.620 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0.0708 \times 13,81 \times (3,23)^2 = 10,20 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0.620 \times 10,20 = 6,32 \text{ KN.m}$$

- **Sens X-X :**

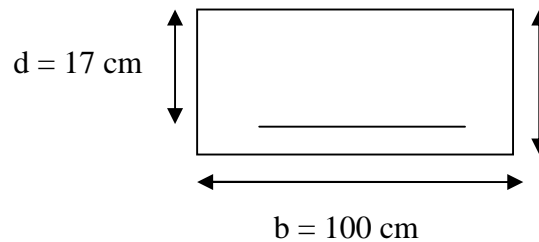
- **Aux appuis :**  $M_a = 0.5M_{0x} = 0.5 \times 10,20 = 5,1 \text{ KN.m}$
- **En travée :**  $M_t = 0.75M_{0x} = 0.75 \times 10,20 = 7,65 \text{ KN.m}$

- **Sens Y-Y :**

- **Aux appuis :**  $M_a = 0.5M_{0y} = 0.5 \times 6,32 = 3,16 \text{ KN.m}$
- **En travées :**  $M_t = 0.75M_{0x} = 0.75 \times 6,32 = 4,74 \text{ KN.m}$

### VIII.9 Ferrailage à l'E.L.U

Le ferrailage se fera pour une bande de 1ml



#### 1) Calcul des sections d'armatures

#### 2) Tableau VIII.1: Ferrailage du voile périphérique

Sens	zone	$M_u$ (KN.m)	$\mu_u$	$\mu_1$	section	$\beta$	A ( $\text{cm}^2$ )	$A_{\min}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{\text{adoptée}}(\text{cm}^2)$	$s_t$ (cm)
X-X	Appuis	6,42	0.016	0.392	SSA	0.992	1,09	2	5HA10 = 3,93	20
	Travée	9,62	0.024	0.392	SSA	0.988	1,64	2	5HA10 = 3,93	20
Y-Y	Appuis	3,07	0.008	0.392	SSA	0.996	0,52	2	5HA10 = 3,93	20
	travée	4,60	0.010	0.392	SSA	0.995	0,78	2	5HA10 = 3,93	20

### VIII.10 Recommandations du RPA 99 version 2003 (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)
- $A \geq 0.001 b h = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$

Les deux nappes sont reliées par quatre (4) épingles par mètre carré ( $\text{m}^2$ ) de **HA8**.

### VIII.11 Vérification à l'ELS

- **Vérification des contraintes**

Le voile périphérique 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 :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{c28}} \right\}$$

Avec :

$$\eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2.1} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

- Dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \rightarrow \beta \rightarrow K$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_s}$$

**Tableau VIII.2 : Vérification des contraintes à l'ELS**

sen s	zone	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>s</sub> (KN.m)	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>b</sub> (MPa)	σ̄ <sub>b</sub> (MPa)	observation
X-X	appuis	3,93	5,1	0.23 1	0.92 3	49,9 3	82,70	201.6 3	1,65	15	CV
	travée	3,93	7,65	0.23 1	0.92 3	49,9 3	124,0 5	201.6 3	2,48	15	CV
Y-Y	appuis	3,93	3,16	0.23 1	0.92 3	49,9 3	51,24	201.6 3	1,026	15	CV
	travée	3,93	4,74	0.23 1	0.92 3	49,9 3	76,86	201.6 3	1,54	15	CV

Les deux conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

**Conclusion**

- L'épaisseur du voile périphérique est de **20 cm**.
- Le calcul du voile périphérique est fait pour une bande de **1 m**.
- Le ferrailage du voile périphérique est comme suit :
  - **Sens X-X**
  - En travée : **5HA10** avec un espacement de **20 cm**.
  - Aux appuis : **5HA10** avec un espacement de **20 cm**.
  - **Sens Y-Y**
  - En travée : **5HA10** avec un espacement de **20 cm**.
  - Aux appuis : **5HA10** avec un espacement de **20 cm**.

# CONCLUSION GENERALE

Ce projet, fut tout d'abord une très bonne expérience avant le début de la vie professionnelle.

En effet, celui-ci nous a permis de progresser dans la maîtrise des méthodes de travail d'un ingénieur et de s'approfondir dans de multiples notions et règlement du génie civil tels que le Règlement Parasismique Algérien, le BAEL et les divers Documents Techniques Règlementaires ainsi que leurs applications.

Il nous a également permis de comprendre et d'apprendre l'utilisation de quelques logiciels (ETABS, AOUTOCAD, SOCOTEC...).

Même si le travail effectué lors de ce projet de fin d'études n'a pas, dans l'absolu, répondu à toutes les questions que nous nous sommes posés, il nous a néanmoins permis de sentir la responsabilité d'un ingénieur en Génie Civil et donc se donner à fond pour assumer cette responsabilité.

Espérons que ce modeste travail va être d'une grande aide pour les prochaines promotions car c'est par le partage des connaissances qu'on avance au mieux dans la vie professionnelle.

# Bibliographie

## Règlements :

- Règles parasismiques Algériennes RPA 99/ version 2003.
- BAEL 91 révisé 99 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2) : Charge permanentes et charges d'exploitation.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).

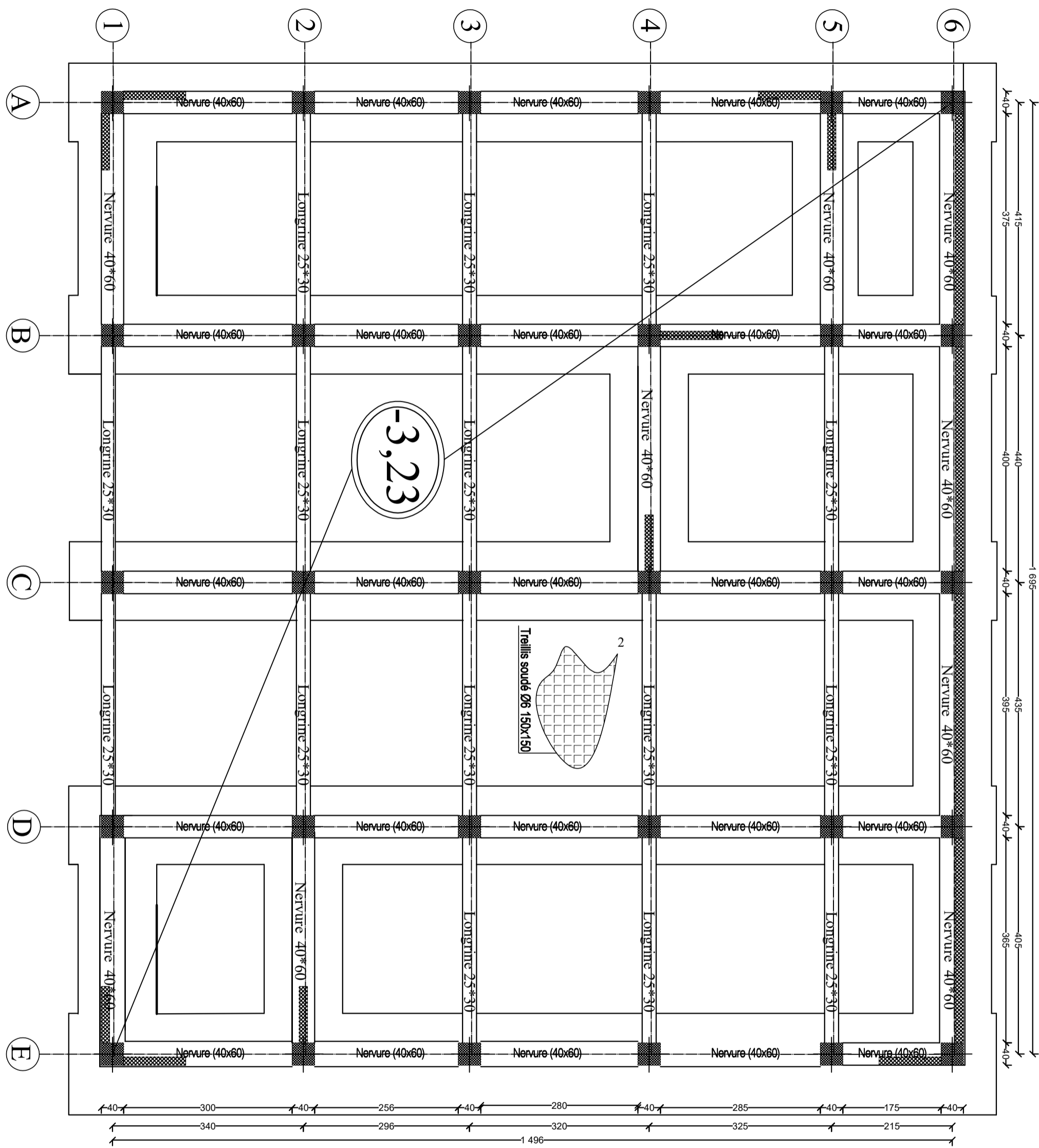
## Ouvrages :

- Mohamed, BELAZOUGUI. « CALCUL des OUVRAGES en BETON ARME ». Office des publications universitaires, 328 pages, Edition OPU, septembre 2013, ISBN 978.9961.0.0736.5.
- Jean, GOULET ; Jean-Pierre BOUTIN. « Aide-mémoire Résistance des matériaux », 338 pages, édition DUNOD, 8<sup>ème</sup>, mai 2009, ISBN 2 10 004158 4
- Hamza, OUERDANE. « étude d'une structure en R+10 à forme angulaire », Bibliothèque UMMTO, 2018.
- Abaques du Béton Armé.
- Cours et TD (MDS, RDM, Béton)
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.

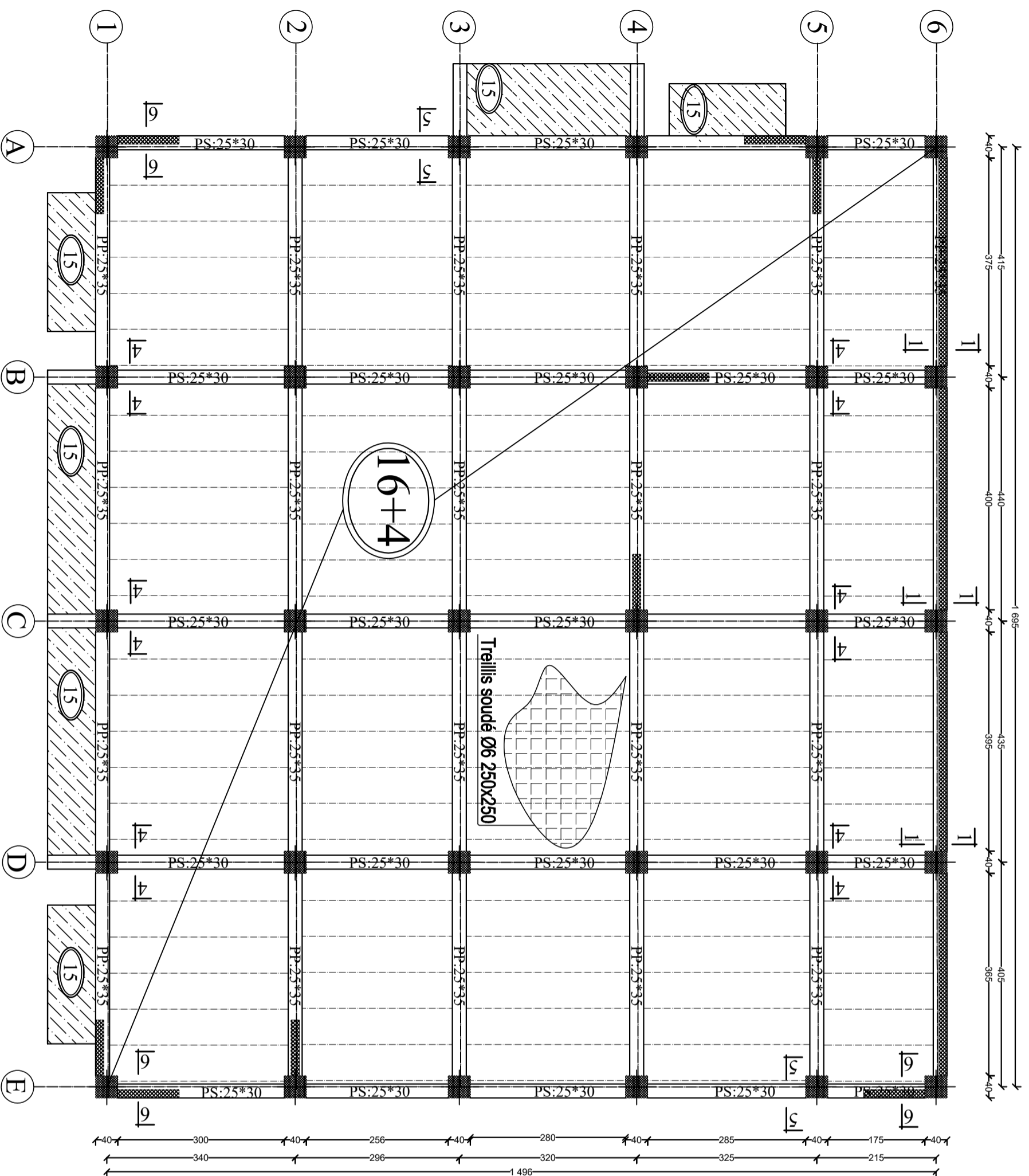
## Logiciels :

- Logiciel ETABS 9.7.0.Cpcomputers And Structures INC.
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC, version 1.02.035 Copyright 1996-2004 version d'essai.
- EXCEL 2007, Microsoft Office, copyright 2007.
- WORD 2007, Microsoft Office, copyright 2007..
- AUTOCAD 2009, Autocad Compenant, Autodesk INC, copyright 2009.

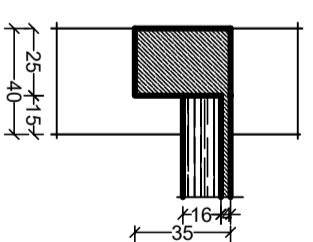
# PLAN DE COFFRAGE FONDATION NIV : -3,23 m



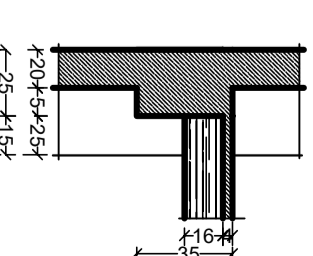
# PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+ 0,00 m



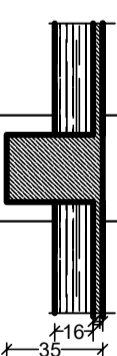
COUPE 1-1



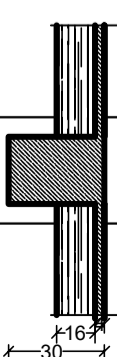
COUPE 3-3



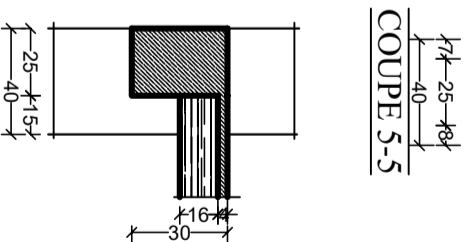
COUPE 2-2



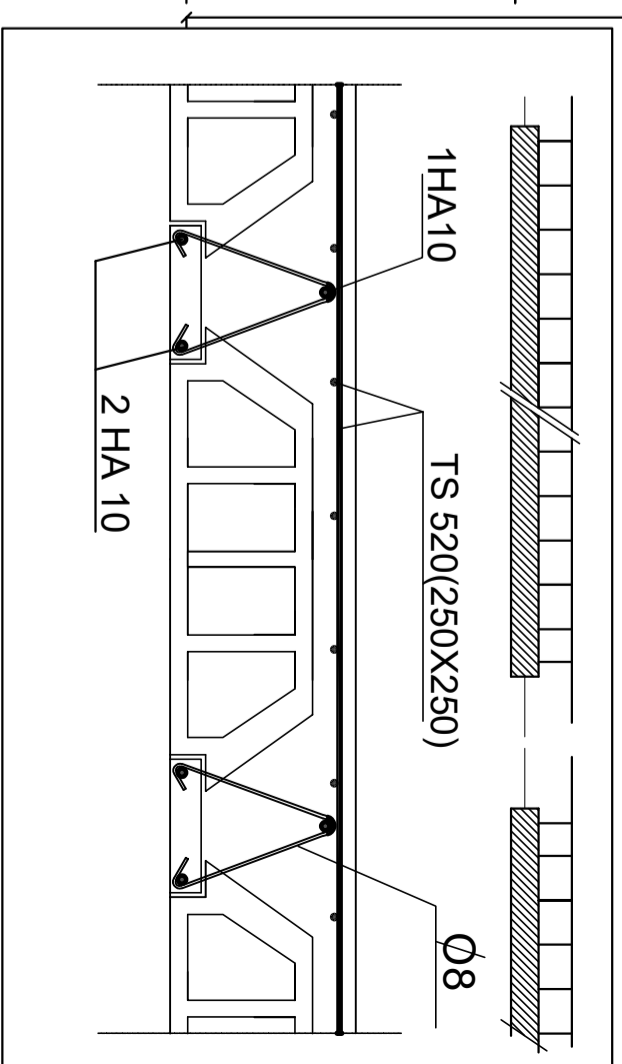
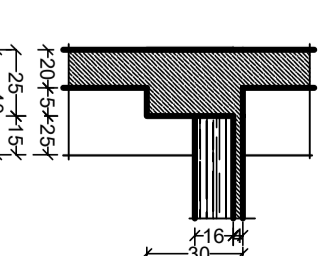
COUPE 4-4



COUPE 5-5



COUPE 6-6



NOTA: Caractéristique des matériaux :

- a) Le béton armé sera dosé à 350 kg/m<sup>3</sup> de CPA 325
- Fc28=25Mpa.
- b) Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m<sup>3</sup> de CPA 325.
- c) Adier Tor (Haute adhérence) σ = 4000kg/cm<sup>2</sup>.
- d) Adier doux (Lisse) σ = 2400kg/cm<sup>2</sup>.
- e) Treillis soudés (T.S) σ = 5300kg/cm<sup>2</sup>.
- f) Longueur de recouvrement est de 50 Ø
- g) Les poteaux sont coulés en une seule fois pour chaque étage

Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou  
Faculté du Génie de la construction  
Département de Génie Civil

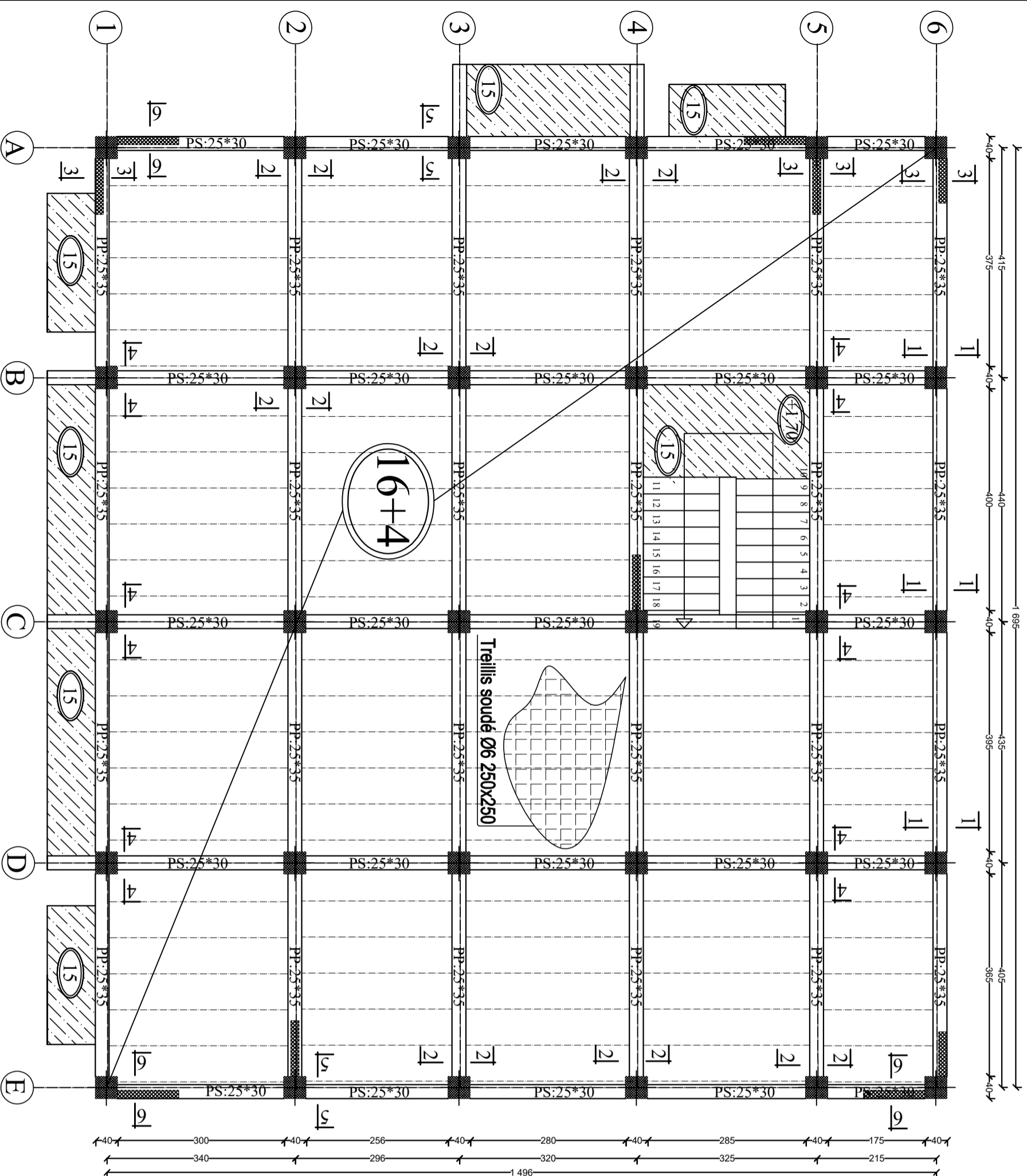
Dossier : Génie civil  
Designation : coffrage plancher

Mlle. BRAHIMI DJEDJIGA  
Mlle. ISSAD TASSADIT  
Mlle. MESSAOUDI HASSINA

Encadreur : Mme ALKAMA  
Promotion : © 2021

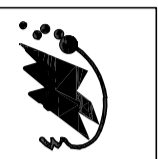
Echelle : 1/50

# PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+3,15 m



NOTA:  
Caractéristique des matériaux :

- a) Le béton armé sera dosé à 350 kg/m<sup>3</sup> de CPA 325
- Fc28=25Mpa.
- b) Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m<sup>3</sup> de CPA 325.
- c) Acier Tor (haute adhérence) σ = 4000kg/cm<sup>2</sup>.
- d) Acier doux (lisse) σ = 2400kg/cm<sup>2</sup>.
- e) Treillis soudés (T.S) σ = 5300kg/cm<sup>2</sup>.
- f) Longueur de recouvrement est de 50 Ø
- g) Les poteaux sont coulés en une seule fois pour chaque étage



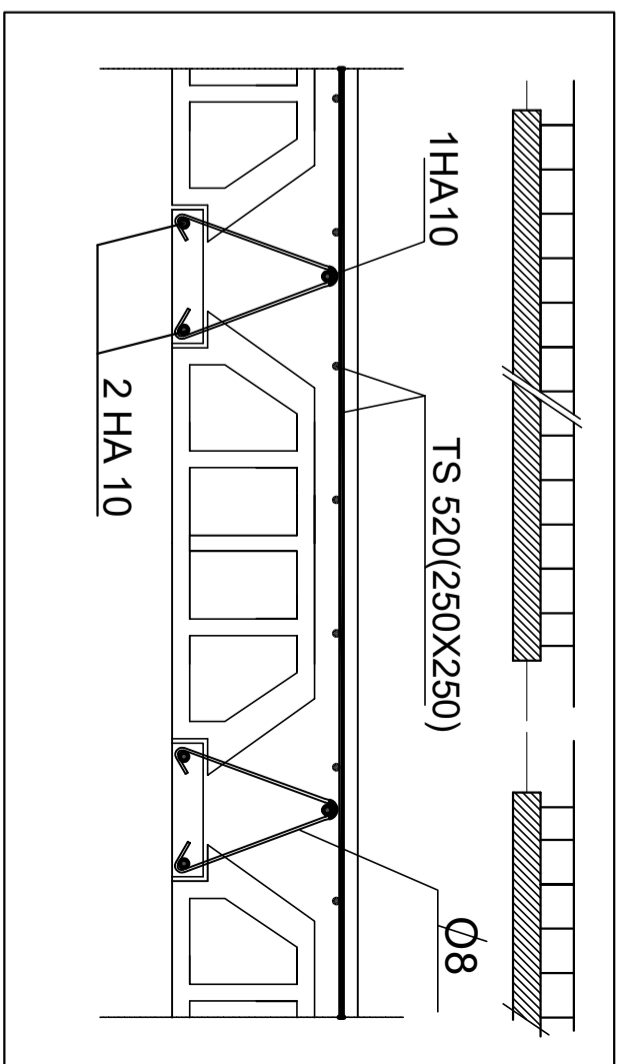
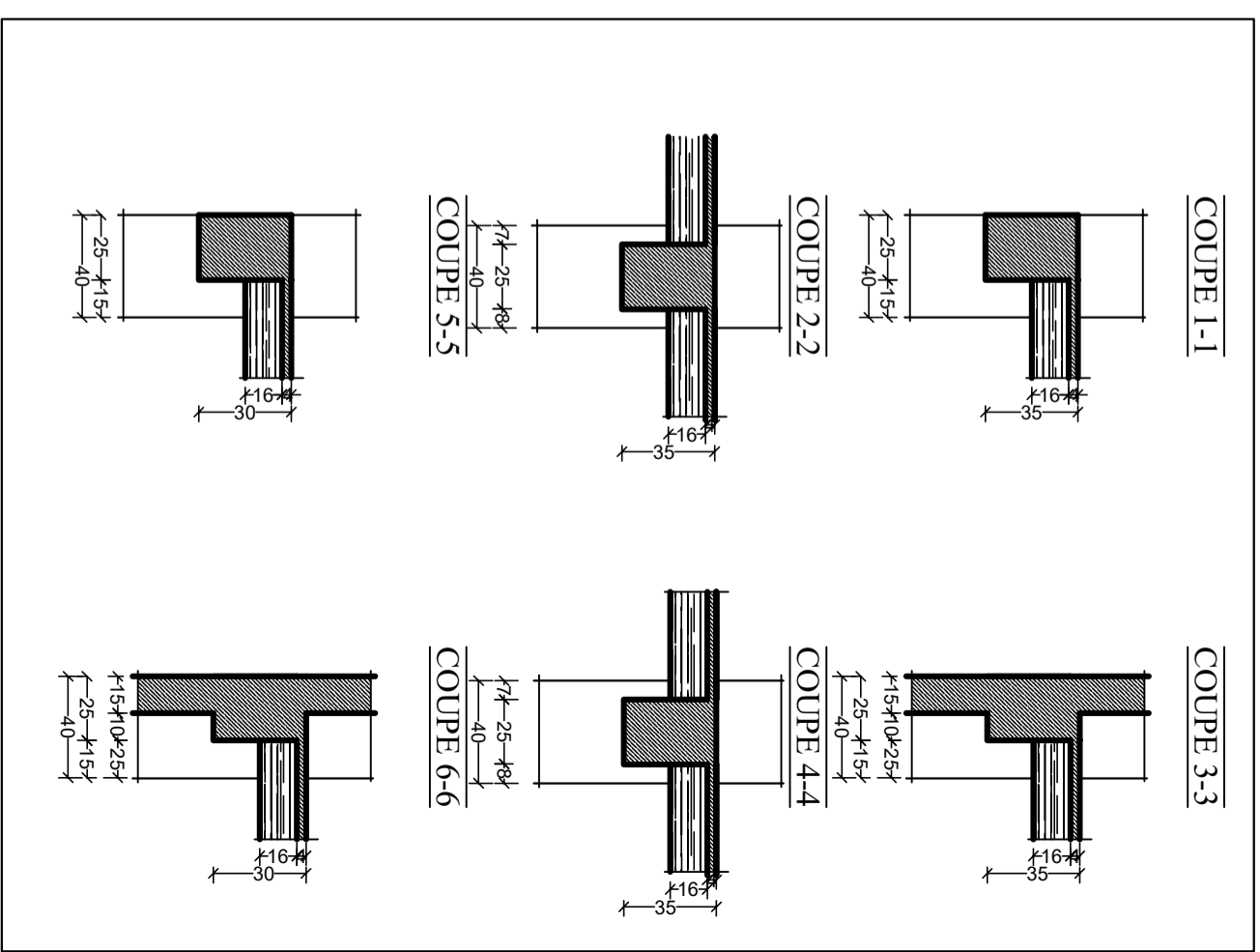
Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou  
Faculté du Génie de la construction  
Département de Génie Civil

Dossier : Génie civil

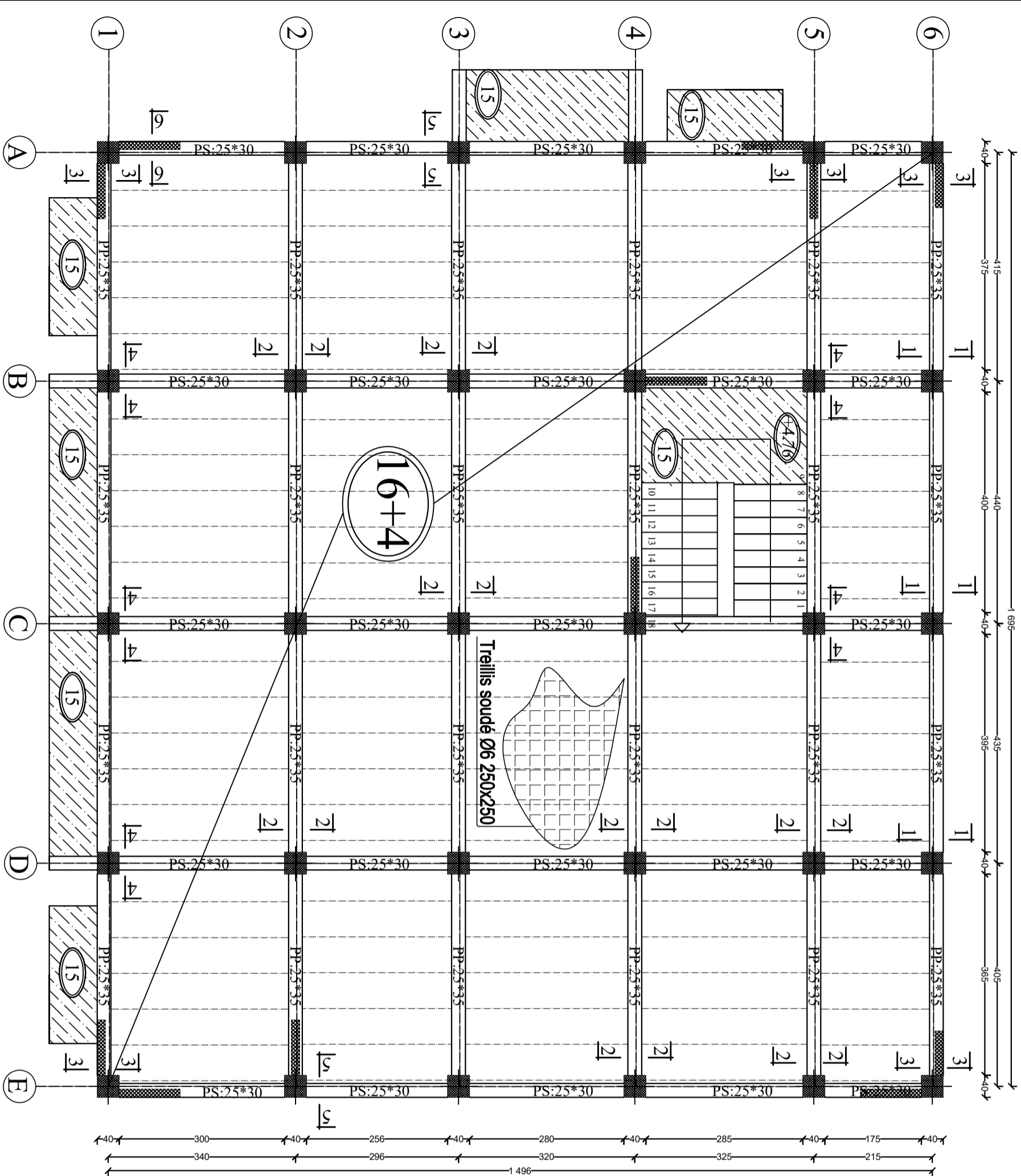
Mlle. BRAHIMI DJEDJIGA  
Mlle. ISSAD TASSADIT  
Mlle. MESSAOUDI HASSINA

Encadreur : Mme ALKAMA  
Promotion : © 2021

Echelle : 1/50



# PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV : + 6,21 m



NOTA: Caractéristique des matériaux :

- a) Le béton armé sera dosé à 350 kg/m<sup>3</sup> de CPA 325
- Fc28=25Mpa.
- b) Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m<sup>3</sup> de CPA 325.
- c) Acier Tor (Haute adhérence) σ = 4000kg/cm<sup>2</sup>.
- d) Acier doux (Lisse) σ = 2400kg/cm<sup>2</sup>.
- e) Treillis soudés (T.S) σ = 5300kg/cm<sup>2</sup>.
- f) Longueur de recouvrement est de 50 Ø
- g) Les poteaux sont coulés en une seule fois pour chaque étage

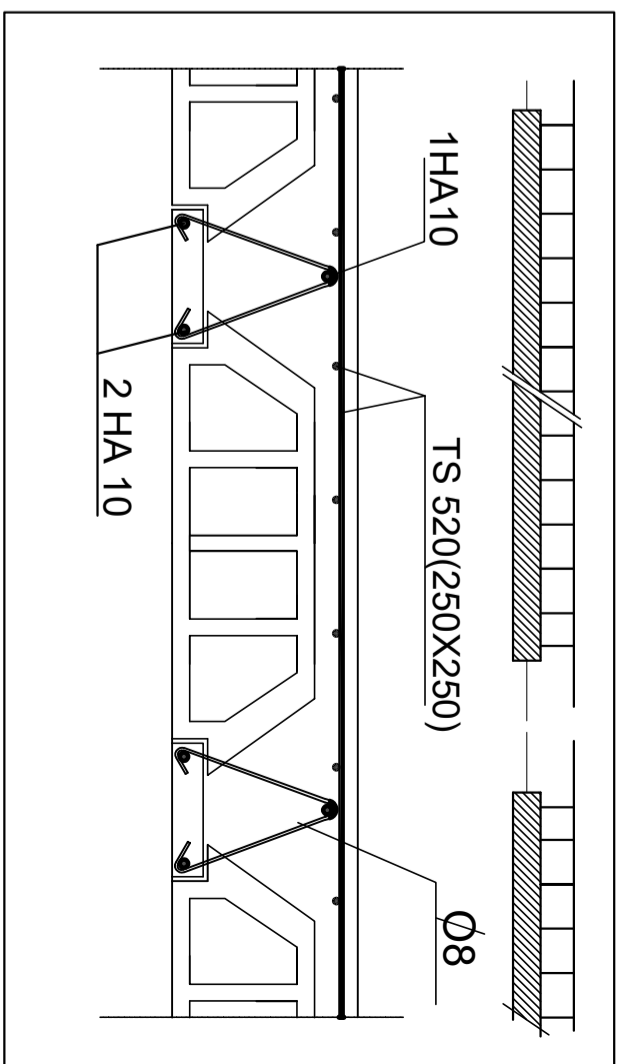
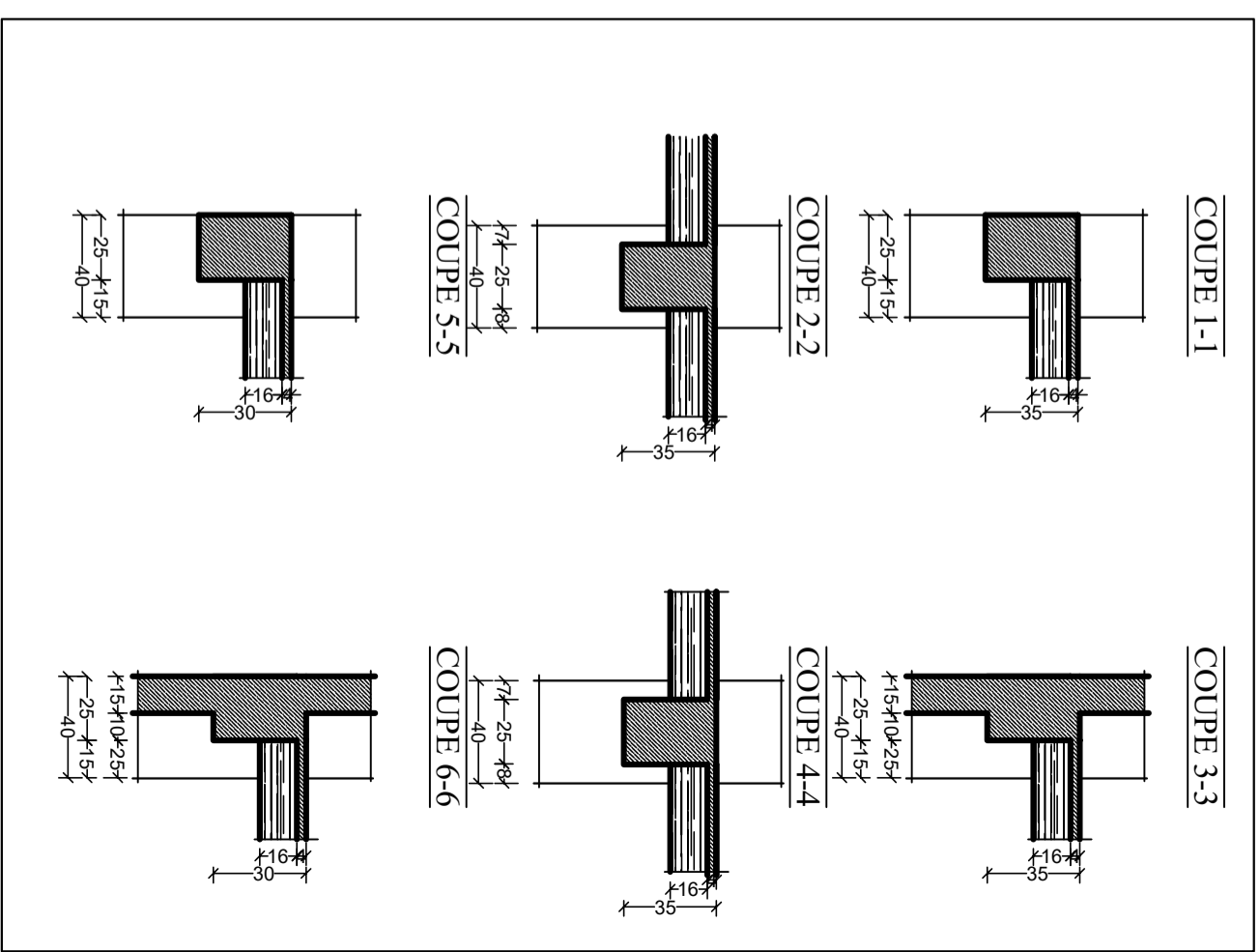
Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou  
 Faculté du Génie de la construction  
 Département de Génie Civil

Dossier : Génie civil  
 Désignation : coffrage plancher

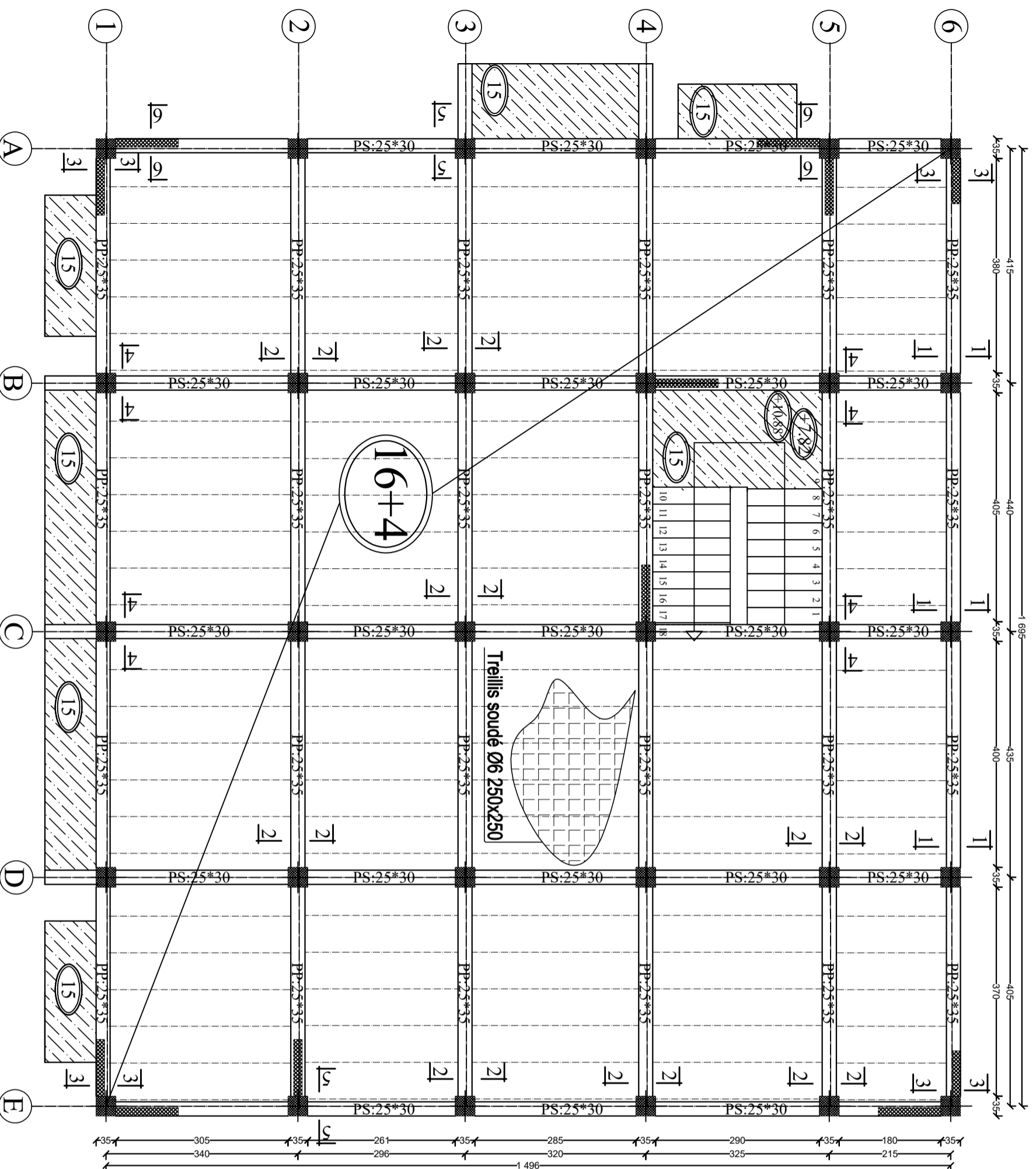
Mlle. BRAHIMI DJEDJIGA  
 Mlle. ISSAD TASSADIT  
 Mlle. MESSAOUDI HASSINA

Encadreur : Mme ALKAMA  
 Promotion : © 2021

Echelle : 1/50



# PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV : +9,27; +12,30 m



NOTA:  
Caractéristique des matériaux :

- a) Le béton armé sera dosé à 350 kg/m<sup>3</sup> de CPA 325
- Fc28=25Mpa.
- b) Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m<sup>3</sup> de CPA 325.
- c) Acier Tor (haute adhérence)  $\sigma = 4000\text{kg/cm}^2$ .
- d) Acier doux (lisse)  $\sigma = 2400\text{kg/cm}^2$ .
- e) Treillis soudés (T.S)  $\sigma = 5300\text{kg/cm}^2$ .
- f) Longueur de recouvrement est de 50  $\varnothing$ .
- g) Les poteaux sont coulés en une seule fois pour chaque étage.

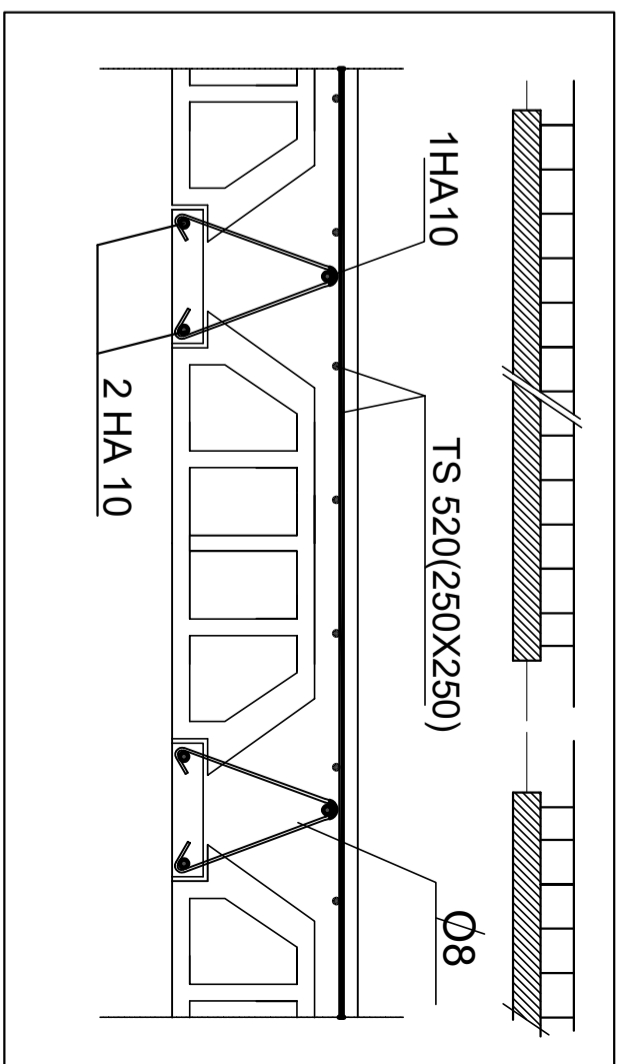
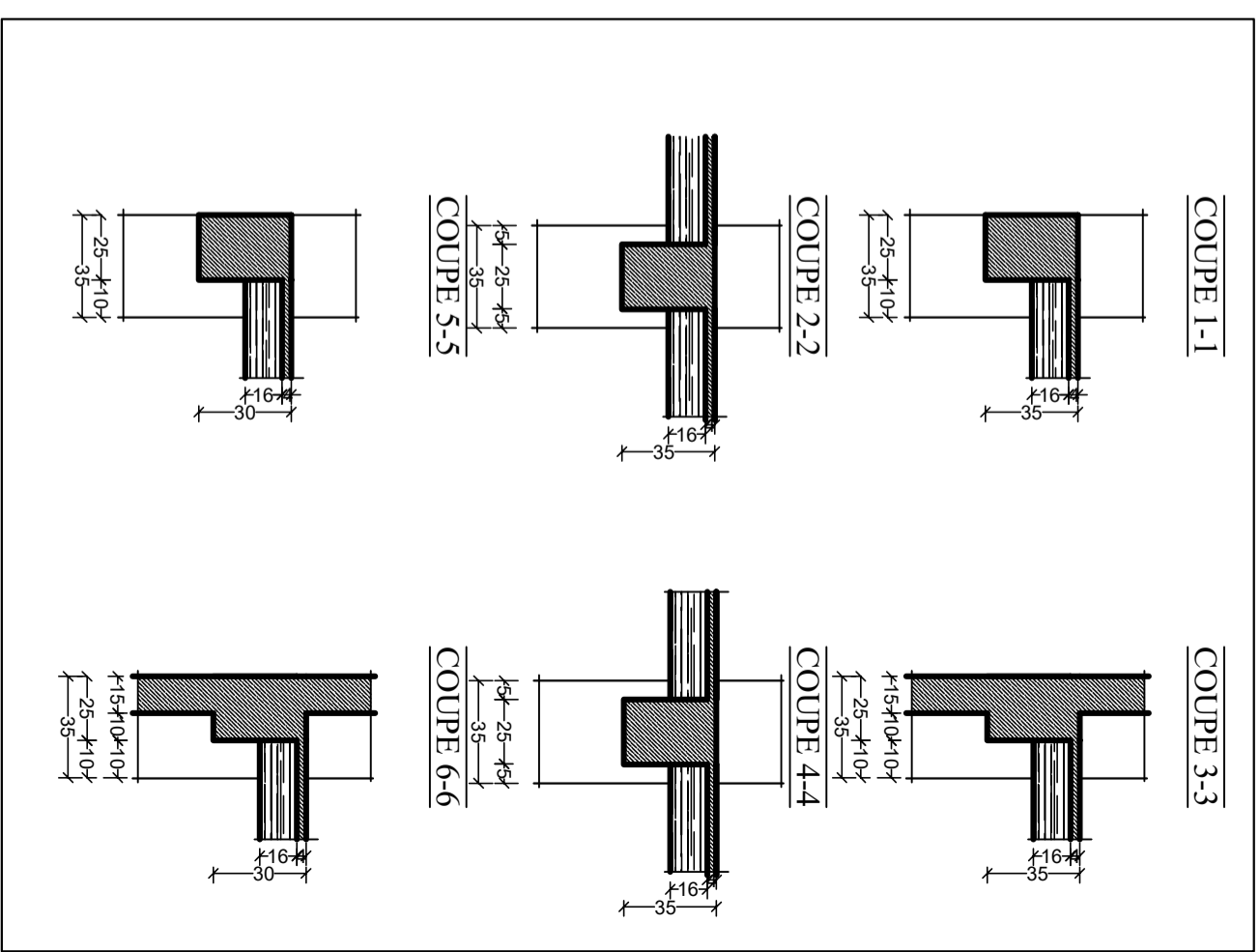
Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou  
Faculté du Génie de la construction  
Département de Génie Civil

Dossier : Génie civil  
Designation : coffrage plancher

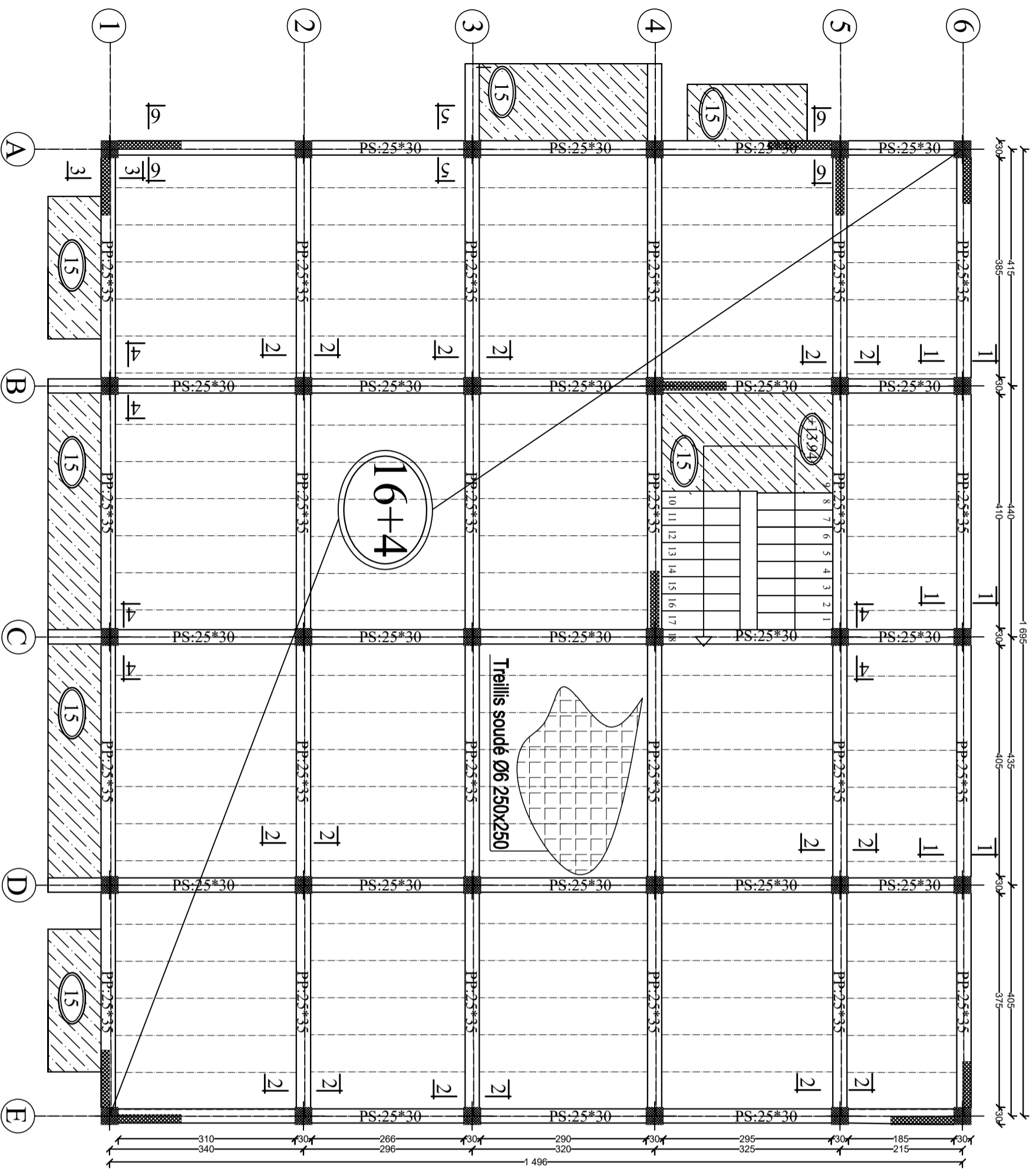
Mlle. BRAHIMI DJEDJIGA  
Mlle. ISSAD TASSADIT  
Mlle. MESSAOUDI HASSINA

Encadreur : Mme ALKAMA  
Promotion : © 2021

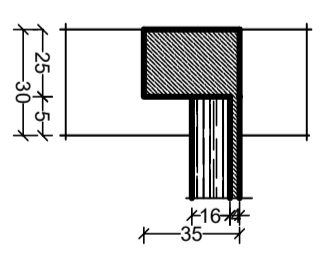
Echelle : 1/50



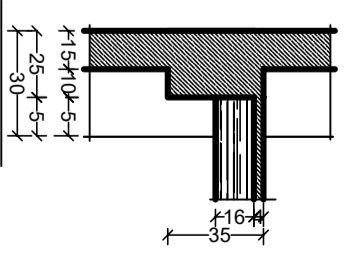
# PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV : +15,36 m



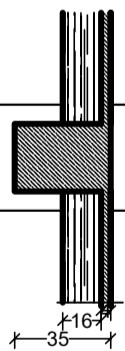
COUPE 1-1



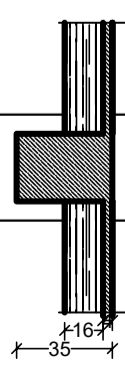
COUPE 3-3



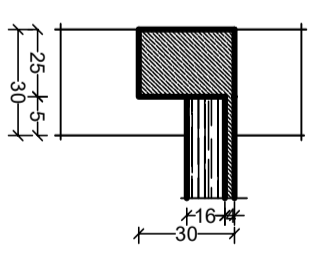
COUPE 2-2



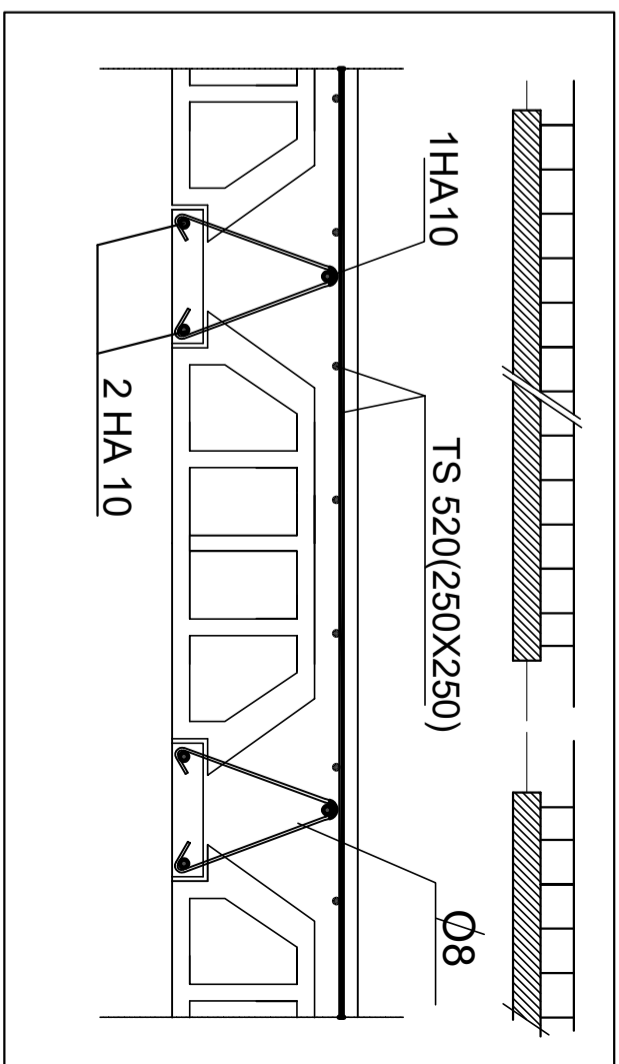
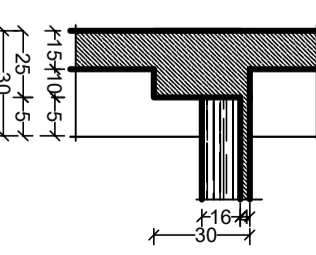
COUPE 4-4



COUPE 5-5



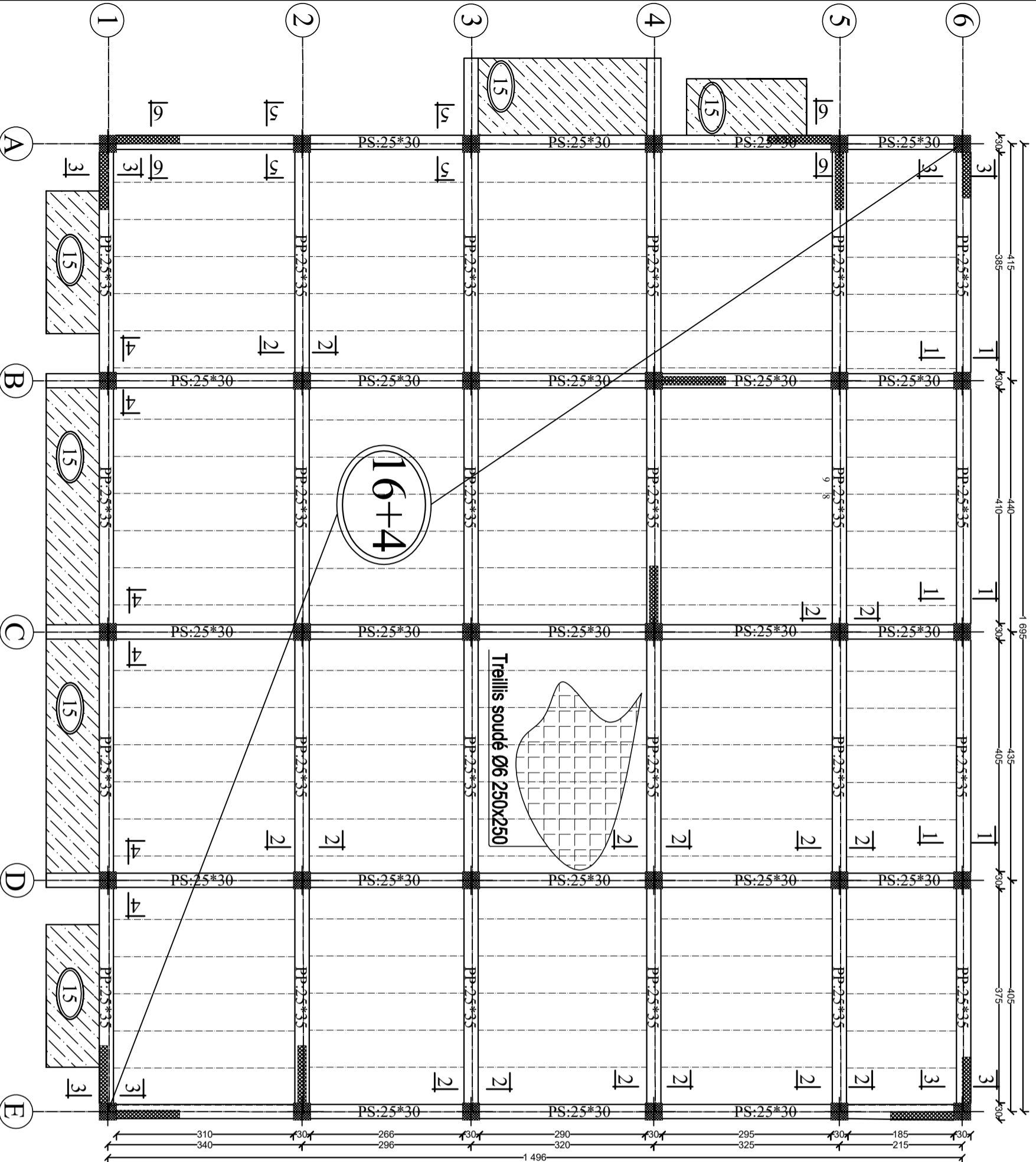
COUPE 6-6



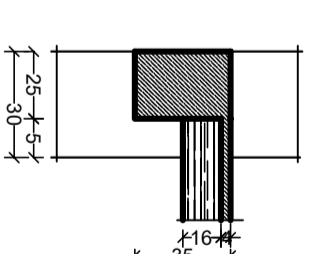
NOTA: Caractéristique des matériaux :

- a) Le béton armé sera dosé à 350 kg/m<sup>3</sup> de CPA 325
- Fc28=25Mpa.
- b) Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m<sup>3</sup> de CPA 325.
- c) Acier For (haute adhérence) σ = 4000kg/cm<sup>2</sup>.
- d) Acier doux (lisse) σ = 2400kg/cm<sup>2</sup>.
- e) Treillis soudés (T.S) σ = 5300kg/cm<sup>2</sup>.
- f) Longueur de recouvrement est de 50 Ø
- g) Les poteaux sont coulés en une seule fois pour chaque étage

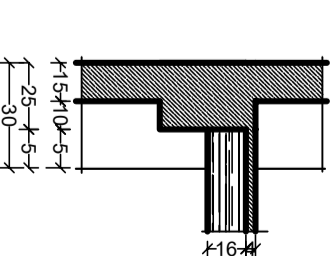
# PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV : +18,42 m



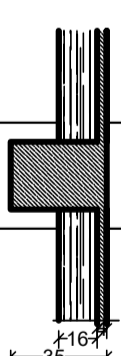
COUPE 1-1



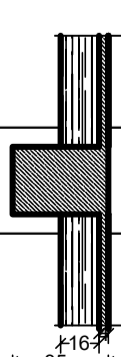
COUPE 2-2



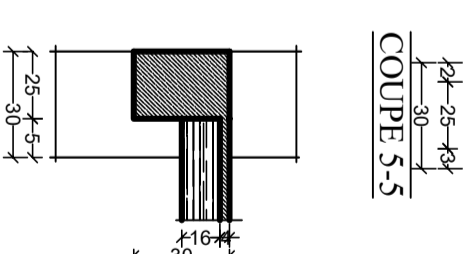
COUPE 3-3



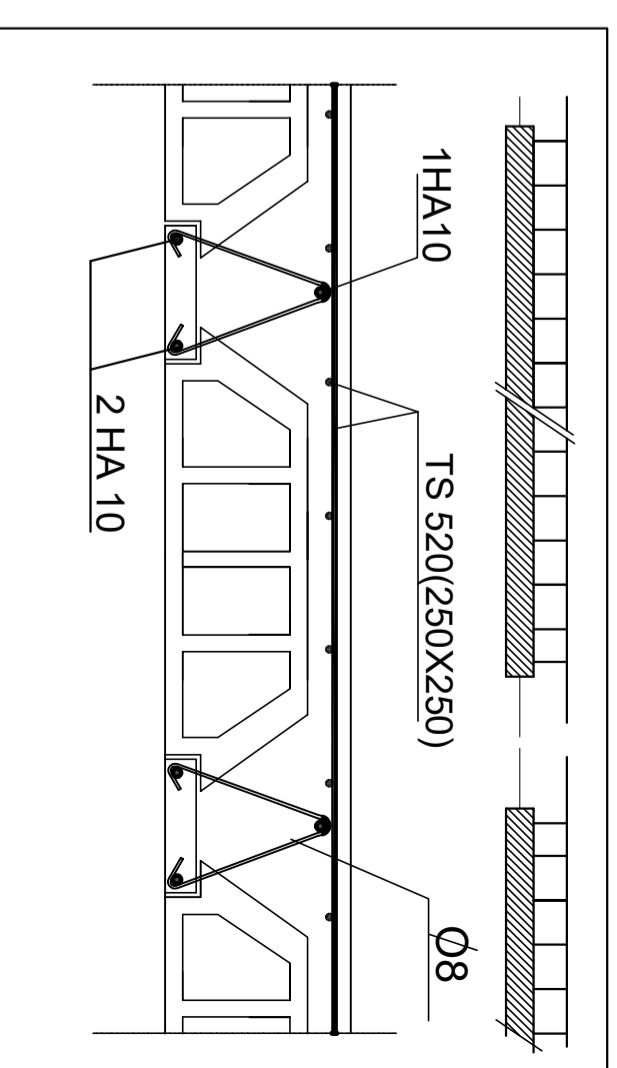
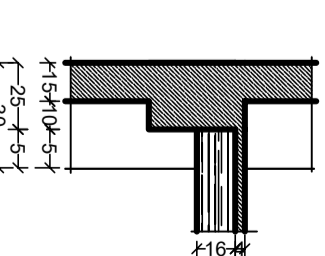
COUPE 4-4



COUPE 5-5




COUPE 6-6



NOTA: Caractéristique des matériaux :

- a) Le béton armé sera dosé à 350 kg/m<sup>3</sup> de CPA 325
- Fc28=25Mpa.
- b) Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m<sup>3</sup> de CPA 325.
- c) Acier Tor (haute adhérence)  $\sigma = 4000\text{kg/cm}^2$ .
- d) Acier doux (lisse)  $\sigma = 2400\text{kg/cm}^2$ .
- e) Treillis soudés (T.S)  $\sigma = 5300\text{kg/cm}^2$ .
- f) Longueur de recouvrement est de 50 Ø
- g) Les poteaux sont coulés en une seule fois pour chaque étage

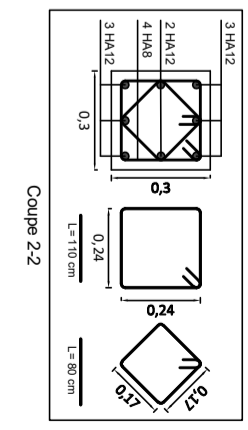
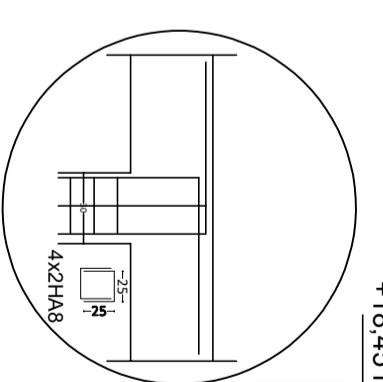
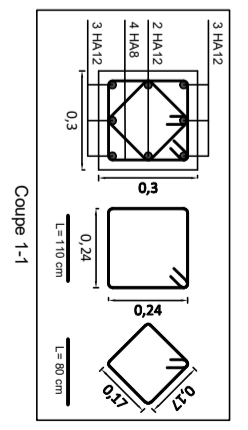
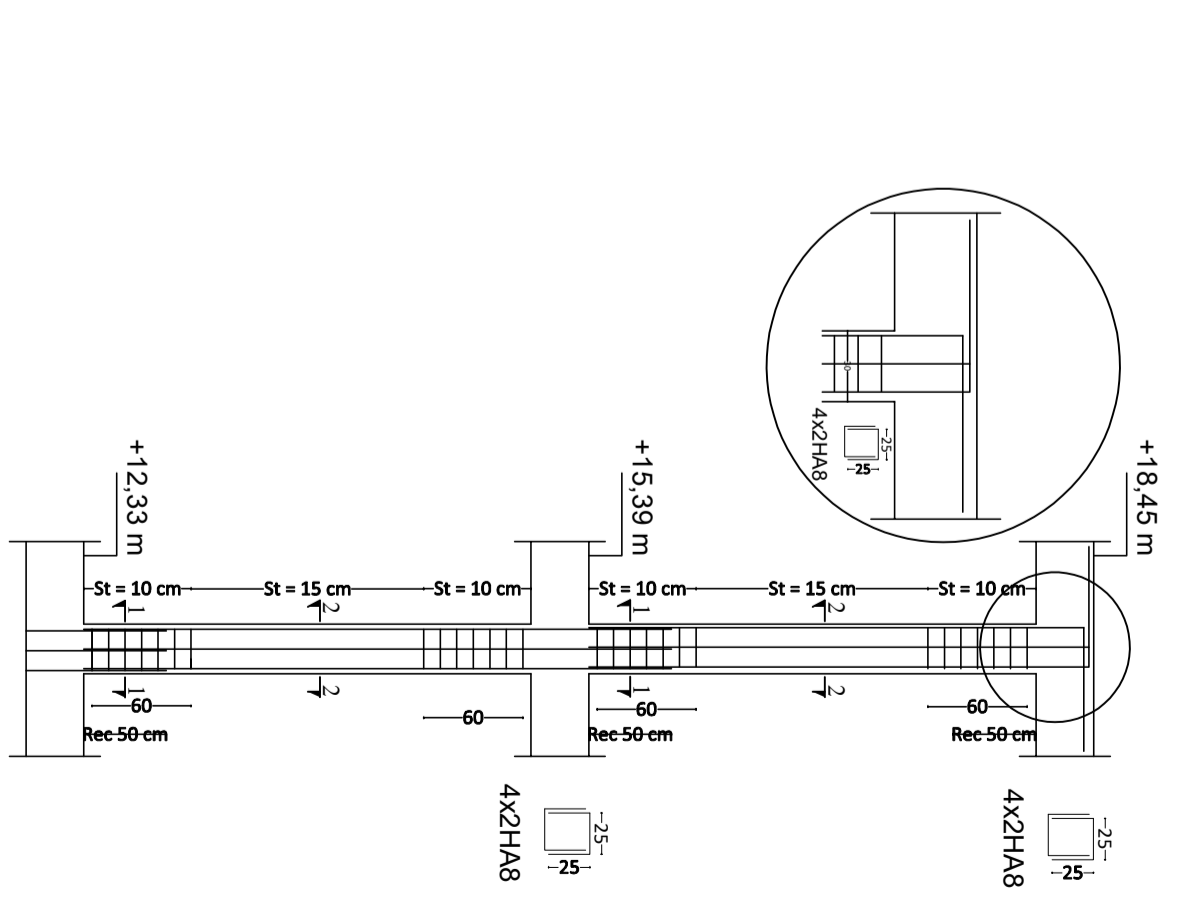
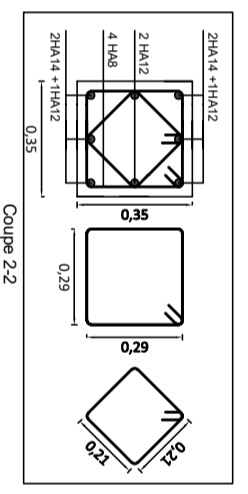
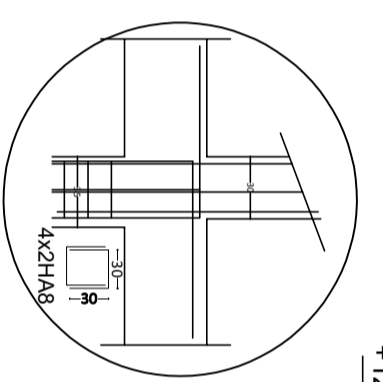
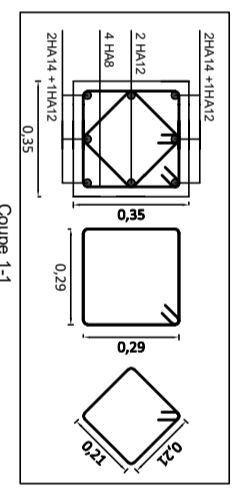
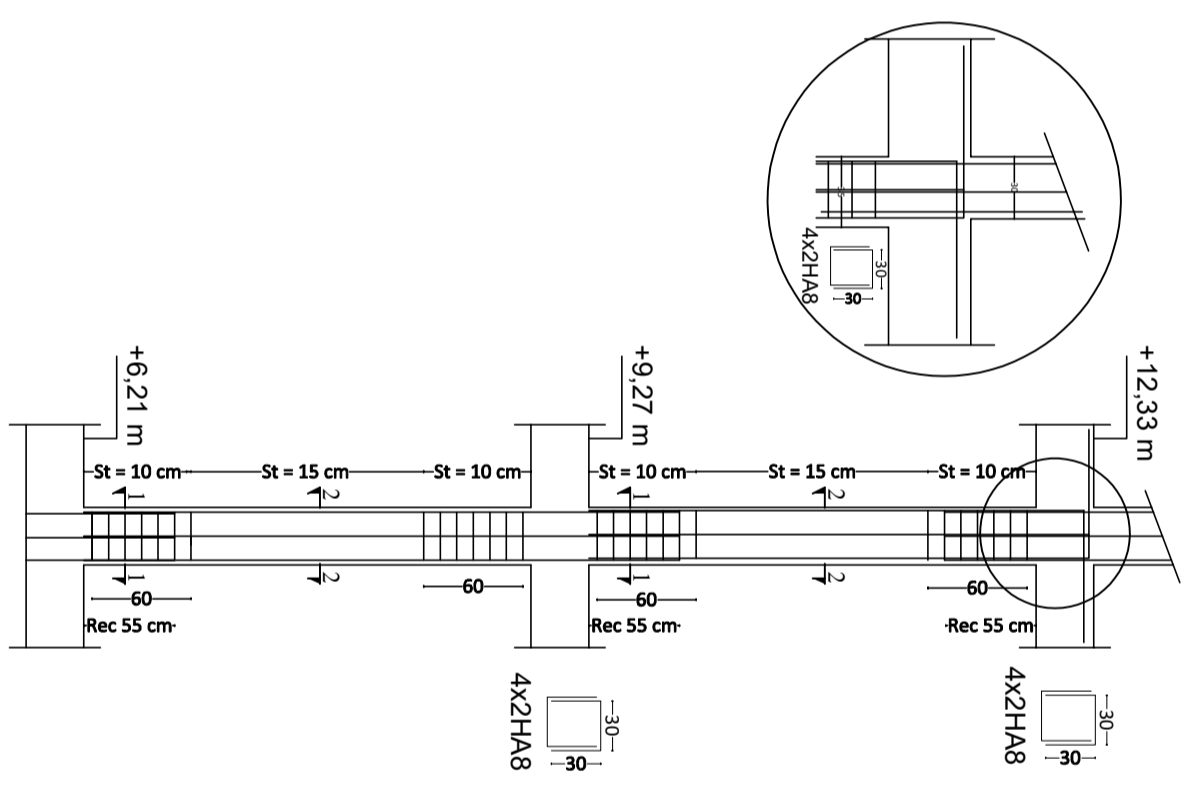
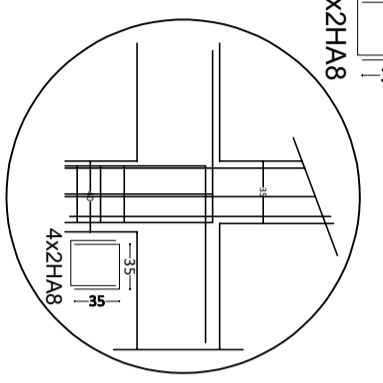
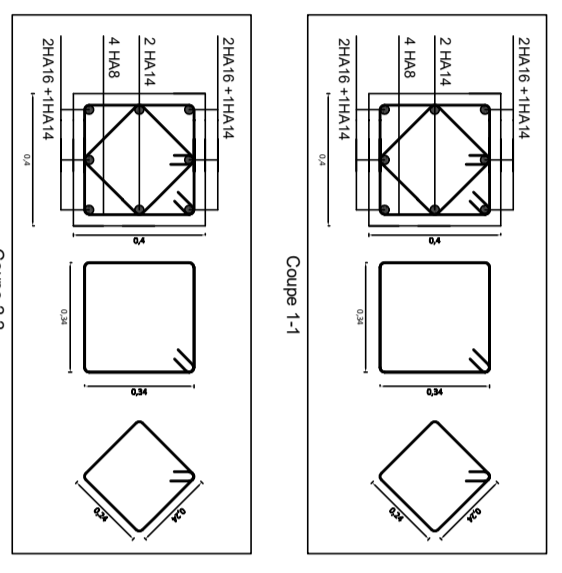
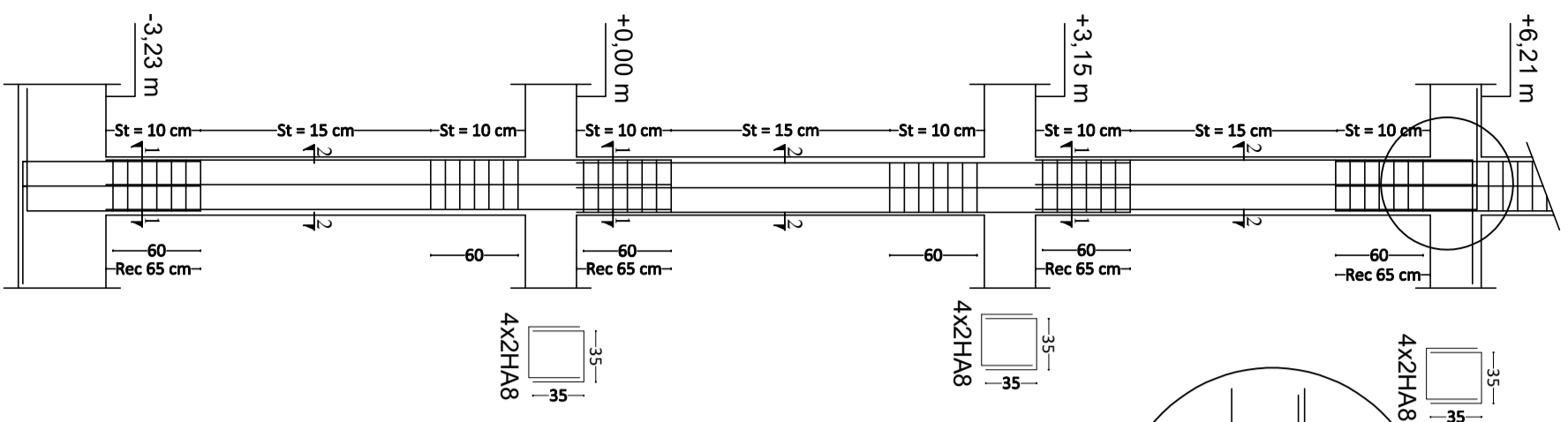

 Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou  
 Faculté du Génie de la construction  
 Département de Génie Civil

Dossier : Génie civil  
 Désignation : coffrage plancher

Mlle. BRAHIMI DJEDJIGA  
 Mlle. ISSAD TASSADIT  
 Mlle. MESSAOUDI HASSINA

Encadreur : Mme ALKAMA  
 Promotion : © 2021

Echelle : 1/50  

Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou  
Faculté du Génie de la construction  
Département de Génie Civil

Dossier : Génie civil  
Désignation : Ferrailage des poteaux

Mlle. BRAHIMI DJEDJIGA  
Mlle. ISSAD TASSADIT  
Mlle. MESSAOUDI HASSINA

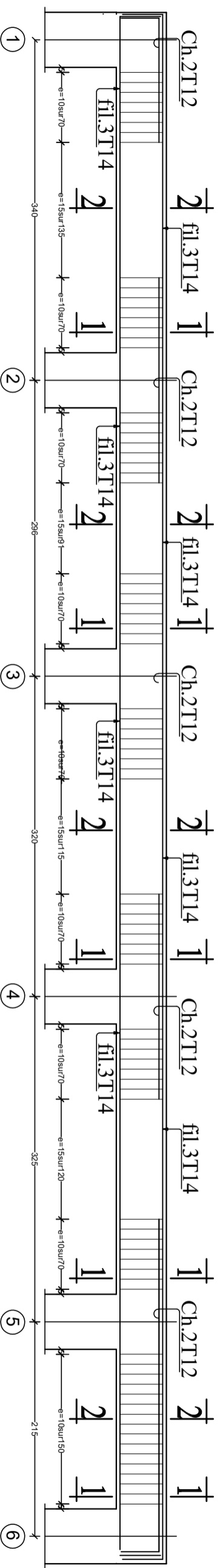
Encadreur : Mme ALKAMA  
Promotion : © 2021

Echelle : 1/50

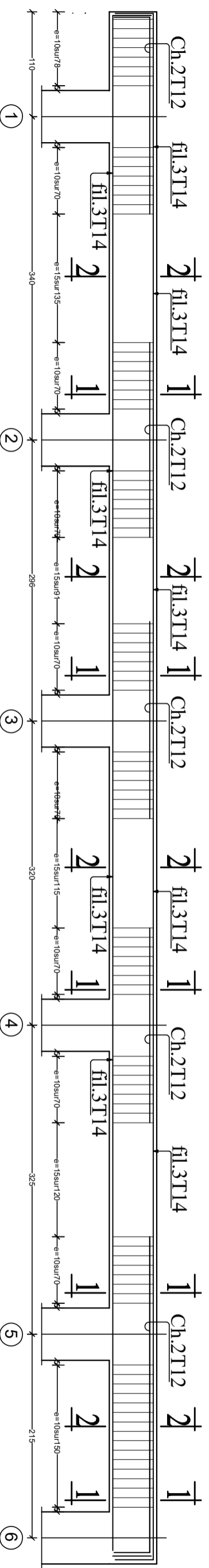


# POUTRES PRINCIPALES ( 25\*35).

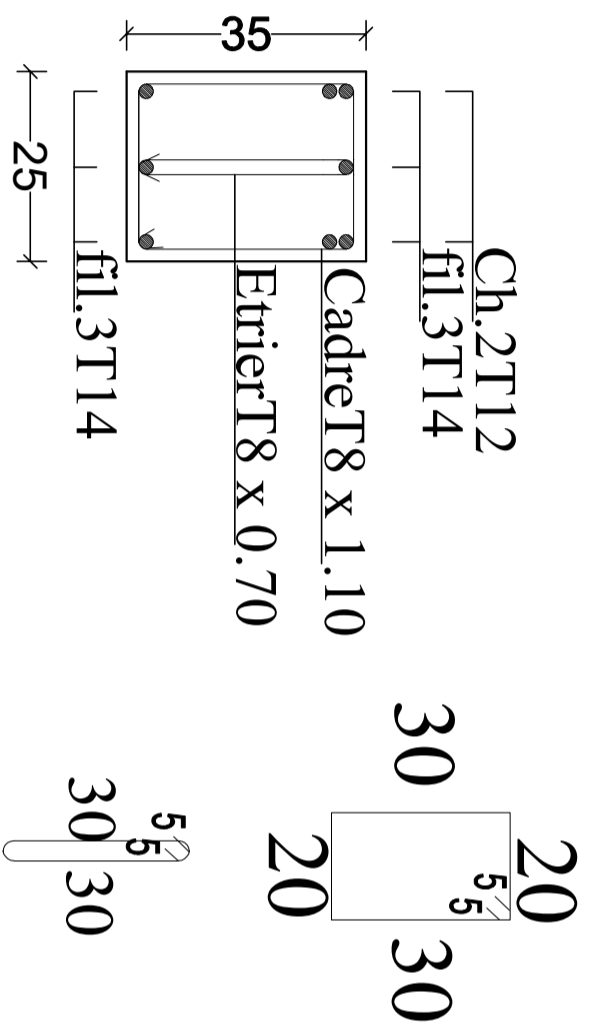
POUTRES PRINCIPALES ( 25\*35) Fils: \*A\*,\*E\*.



POUTRES PRINCIPALES ( 25\*35) Fils:\*B\*,\*C\*,\*D\*.

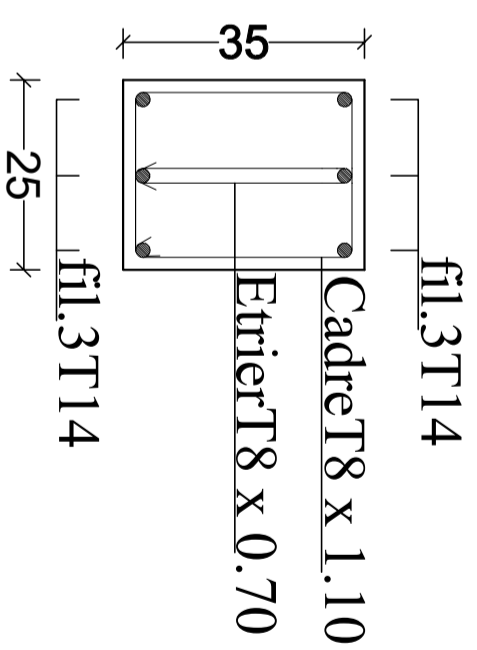


COUPE 1-1



COUPE 2-2

ECH 1/10

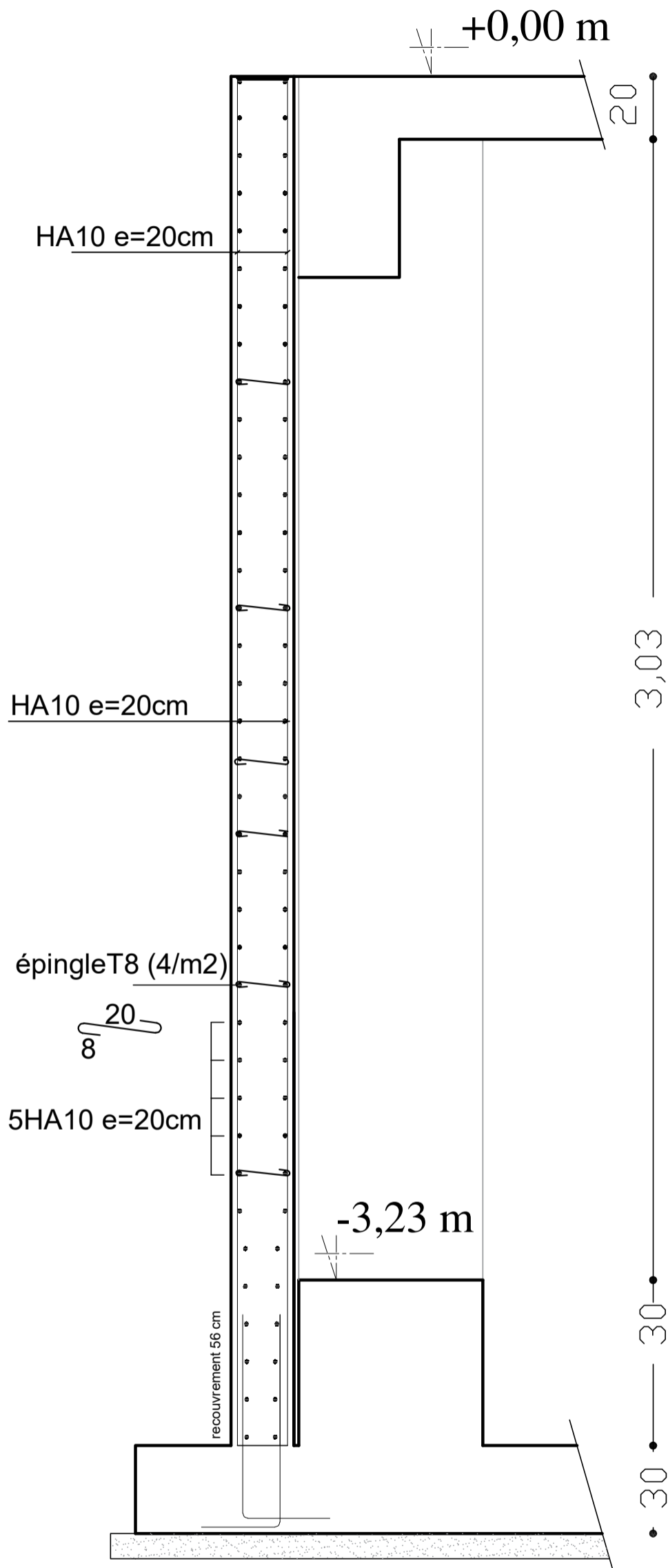








## Détails de ferrailage du mur plaque



## Détails de drainage derrière le voile plaque

