

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université MOULOUD MAMMERI de TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
Département de Génie Civil



Mémoire de fin d'étude



En vue d'obtention du diplôme Master en Génie Civil.
Option : Construction Civiles et Industrielles.

Thème

*Etude d'une Structure R+8+un étage en attique à usage d'habitation et commercial
contreventée par voile
-ETABS-*

Dirigé par :
Mr A.LOUZAI

Présenté par :
M^{elle} SMAIL MELISSA
M^{elle} SGHOUANE LYNDA

Année universitaire : 2018/2019

Remerciements

Je voudrais tout d'abord adresser toute ma gratitude à mon promoteur, Monsieur LONZA Amar, pour sa patience, sa disponibilité aussi bien en pressentie qu'à distance (grâce à un certain de mails échanger) et surtout ses judicieux conseils et orientations qui ont contribué à alimenter ma réflexion.

Je tiens aussi à exprimer ma reconnaissance aux membres du jury, Monsieur KACHI et Monsieur MANSOURI qui me feront l'honneur et le privilège d'évaluer ce modeste travail.

Mes remerciements vont ensuite, au corps professoral et administratif du département de génie civil de l'université de Mouloud MAMMERI pour les efforts qu'ils ne cessent de fournir afin d'assurer à leurs étudiants une formation de qualité.

Je remercie également le bureau d'étude « MEBARKI » pour avoir mis à ma disposition les plans nécessaires à la réalisation de cette étude.

Enfin, je remercie tout particulièrement ma famille et mes amis pour leur soutien constant et leurs encouragements.

The background of the entire page is a white lace fabric. On the left side, there is a bouquet of yellow lilies with green leaves and stems. The word "Dédicaces" is written in a large, stylized, grey font at the top right.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

A mes chers parents.

A mes sœur KAHINA, KATIA et LYDIA.

A mon époux KAMEL ainsi que ma belle famille.

Toute ma famille.

Pour ma binôme MELISSA et sa famille.

*A mes amis LAMIA, HANANE, KARIM, YANIS, AGHILES,
LOTFI, KARIMA, AMEL.*

Tous ceux qui m'ont aidé durant ce travail.

A tous ceux que j'aime et je respecte.

*A tous les étudiants de la promotion MASTER II Génie Civil
2018/2019.*

LYNDA.

A bouquet of yellow lilies with green leaves and stems is positioned on the left side of the page. The background is a white lace fabric with a repeating geometric pattern. The word 'Dédicaces' is written in a stylized, metallic-looking font at the top right.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

A mes chers parents.

A ma sœur LYDIA.

*Toute ma famille exceptionnellement ma tante GHANIA épouse
KHENDRICHE.*

Pour ma binôme LYNDA et sa famille.

*A mes amis LAMIA, HANANE, KARIM, YANIS, AGHILES,
LOTFI, KARIMA, AMEL.*

Tous ceux qui m'ont aidé durant ce travail.

A tous ceux que j'aime et je respecte.

*A tous les étudiants de la promotion MASTER II Génie Civil
2018/2019.*

MELISSA.

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I .1 Introduction	1
I .2 Présentation de l'ouvrage	1
I .2.1 Caractéristiques géométriques du bâtiment	1
I .2.2 Etude du sol.....	1
I .3 La réglementation utilisée	2
I .4 Ossature du bâtiment.....	2
I .5 Eléments du bâtiment.....	2
I .5.1 Planchers	2
I .5.2 Maçonnerie	3
I .5.3 Revêtements	3
I .5.4 Escaliers	3
I .5.5 Ascenseur	3
I .5.6 Fondation	3
I .5.7 Acrotère.....	3
I .5.8 Balcons.....	3
I .6 Caractéristiques mécaniques des matériaux	4
I.6.1 Béton	4
I .6.1.1 Matériaux composants le béton.....	4
I .6.1.2 Résistance mécanique du béton	4
I .6.1.3 Contraintes limites du béton	5
I .6.1.4 Contrainte limite de cisaillement	6
I .6.1.5 Module de déformation longitudinale	7
I .6.1.6 Module de déformation transversale	7
I .6.2 Aciers	8
I .6.2.1 Caractéristique des aciers.....	8
I.6.2.2 Module d'élasticité longitudinal	8
I .6.2.3 Contrainte limite dans les aciers	8
I .6.2.4 Contrainte de cisaillement.....	9
I .6.2.5 Diagramme contrainte- déformation.....	10
I.6.2.6 Protection des armatures	10

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1 Introduction	11
II.2 Pré-dimensionnement des éléments secondaires	11
II.2.1. Planchers.....	11
II.2.2. Dalle pleine.....	12
II. 3. Poutres	13
II.3.1. Poutres porteuses	13
II.3.2. Poutres secondaires.....	13
II.3.3. Vérification des conditions exigées par le RPA	14
II.4. Pré-dimensionnement des voiles	14
II .4.1 Vérification	15
II.5- Pré-dimensionnement des poteaux.....	16
II.5.1. Surface d'influence	17
II.5.2. Charges et surcharges	17

II.5.2.1 Charges permanentes	17
II.5.2.2 Charges d'exploitation.....	20
II.5.2.3 Poids propre des éléments	20
II.5.2.3 Dégression vertical des surcharges d'exploitation	21
II.5.2.4 Vérifications relatives aux exigences du RPA	22
II.5.2.5 Vérification des poteaux au flambement	23
II.6 Conclusion	25

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1 : Planchers	26
III.1.1 Ferrailage de la dalle de compression	26
III.1.2 Calcul des poutrelles	27
III.1.3 Calcul des armatures	40
III.1.3.1 Calcul à l'ELU	40
III.1.4 Vérification à l'ELU	42
III.1.5 Vérification a l'ELS	43
III.1.5.1 Calcul des moments	43
III.1.5.2 Calcul des efforts tranchants	44
III.1.6 Vérifications	45
III.7 Conclusion.....	48
III.2 : Escaliers	50
III.2.1 Terminologie et définition.....	50
III.2.2 Dimensionnement de l'escalier	51
III.2.2.3 Calcul de l'effort interne	54
III.2.3 Ferrailage à L'ELU	56
III.2.4 Vérifications	58
III.2.5 Vérifications à l'ELS	62
III.2.6 Conclusion.....	64
III.3 : Poutre palière	66
III.3.1 Introduction	66
III.3.2 Pré-dimensionnement.....	66
III.3.3 Détermination des charges de la poutre	66
III.3.4 Calcul des armatures	69
III.3.5 Vérifications à l'ELU	69
III.3.5 Calcul à L'ELS	71
III.3.6 Vérifications à l'ELS	72
III.3.7 Conclusion.....	73
III.4 : Balcons	75
III .4.1 Introduction	75
III .4.2 Dimensionnement des balcons	75
III.4.3 Ferrailage	76
III.4.4 Vérifications des contraintes à l'ELU	77
III.4.5 Vérifications des contraintes à l'ELS	78
III 4.6 Vérification de la flèche	78
III.4.7 Conclusion.....	79
III.5 Acrotère.....	80
III.5.1 Introduction	80

III.5.2 Calcul des sollicitations.....	81
III.5.3 Ferrailage.....	81
III.5.4 Vérification à l'ELU.....	83
III.5.5 Vérification à l'ELS	84
III.5.6 Conclusion.....	85

III.6 : Dalle salle machine	87
III.6.1 Introduction	87
III.6.2 Calcul de la dalle pleine de la salle machine	87
III.6.2.1 Dimensionnement.....	88
III.6.2.2 Détermination des sollicitations	89
III.6.3 Ferrailage.....	91
III .6.4 Calcul des armatures	91
III.6.5 Vérification à l'ELU.....	92
III.6.6 Vérification à l'ELS	94
III.6.6.1 Calcul des moments	94
III.6.6.2 Vérification des contraintes dans le béton.....	95
III.6.6.4 Vérification de la flèche	95
III.6.6.3 Etat limite de fissuration	95
III.6.4 Conclusion	96

Chapitre IV : Etude sismique et dynamique

IV.1 Introduction	98
IV.2 Définition d'un logiciel du calcul	98
IV.3 Les étapes de la modélisation	98
IV.4 Manuel d'utilisation d'ETABS	98
IV.5 Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.....	101
IV.6 Spécification des propriétés géométriques des éléments	102
IV.7 Définition des charges statiques (G, Q)	106
IV.8 Vérifications des conditions du RPA	112
IV.8.1 Justification du système de contreventement.....	112
IV.8.2 Vérification du pourcentage de participation de la masse modale.....	114
IV.8.3 Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6)	115
IV.8.4 Vérification des déplacements relatifs	118
IV.8.5 Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.....	120
IV.8.6 Spécification pour les poteaux	121
IV.8.7.2 Calcul de la période empirique majorée	122
IV.8.7.3 Détermination de la période par le logiciel ETABS	122
IV.9 Conclusion	123

Chapitre V: Ferrailage des éléments structuraux

V.1 : Ferrailage des poutres

V.1.1 Introduction	124
V.1.2 Recommandations du RPA99/ version 2003	124
V.1.3 Étapes de calcul du ferrailage à L'ELU	125
V.1.3.1 Calcul du moment réduit	125
V.1.3.2 Ferrailage des poutres.....	126
V.1.4 Vérification à l'ELU	127

V.1.4.1 Condition de non fragilité du béton de la section minimale	127
V.1.4.2 Justification de l'effort tranchant.....	128
V.1.4.3 Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis	129
V.1.4.4 Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis	130
V.1.4.5 Vérification de la contrainte d'adhérence	130
V.1.4.7 Calcul des armatures transversales.....	131
V.1.4.8 Les espacements	132
V.1.5 Délimitation de la zone nodale	132
V.1.6 Armatures transversales minimales.....	132
V.1.7 Vérifications à l'ELS	133

V.2 : Ferrailage des poteaux

V.2.1 Introduction	135
V.2.2 Calcul des armatures à l'ELU	136
V.2.2.1 Exposé de la méthode de calcul à l'ELU.....	136
V.2.3 Calcul des armatures a l'ELU	137
V.2.3 .1 Exemple de calcul manuel.....	139
V.2.4 Vérifications à L'ELU	144
V.2.4.1 Armatures longitudinales selon les recommandations du RPA	144
V.2.4.2 L'élancement géométrique du poteau est donné par la relation	145
V.2.4.3 Espacement des armatures selon le RPA version 2003.....	145
V.2.4.4 Vérification de la quantité d'armatures	146
V.2.5 Longueur d'ancrage	148
V.2.4.6 Longueur de recouvrement.....	149
V.2.6 Vérification au cisaillement	149
V.2.7 Délimitation de la zone nodale	150
V.2.8 Vérification à L'ELS	150

V.3 : Ferrailage des voiles

V.3.1 Introduction	154
V.3.2 Armatures verticales	155
V.3.3 Détermination des diagrammes de contraintes.....	156
V.3.3 Détermination des armatures.....	157
V.3.4 Calcul de ferrailage	160
V.3.4 .1 Exemple de calcul	160
V.3.4 .2 Calcul des armatures verticales	161
V.3.4 .3 Armatures minimales	161
V.3.4 .3 Armatures horizontales.....	162
V.3.4 .4 Armatures transversales	162
V.3.4 .4 Armatures transversales	162
V.3.4 .5 Les vérifications	162
V.3.5 Ferrailage des voiles	164

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1 Introduction.....	170
VI.2 Choix du type de fondation.....	170
VI.3 Origines des accidents pouvant survenir aux fondations	171
VI.4 Dimensionnement	171
VI.5 Calcul du radier général	174
VI.5.1 Pré-dimensionnement du radier	175

VI.5.2	Détermination des efforts	177
VI.5.3	Détermination des efforts à la base du radier.....	177
VI.5.4	Vérifications.....	178
VI.5.5	Ferraillage du radier	181
VI.5.5.1	Ferraillage de la dalle	181
VI.5.5.2	Ferraillage dans le sens x-x	183
VI.5.5.3	Ferraillage dans le sens y-y	183
VI.5.5.4	Vérification à l'E.L.U	184
VI.5.5.4	Calcul et vérification à l'E.L.S	185
VI.6	Ferraillage du débord	186
VI.6.1	Sollicitations de calcul	186
VI.6.2	Calcul des armatures	187
VI.6.3	Vérification à l'ELU	187
VI.6.4	Vérification à l'ELS	187
VI.7	Ferraillage des nervures	188
VI.7.1	Chargement simplifié admis	188
VI.7.2	Détermination des charges	189
VI.7.3	Charges à considérer	190
VI.7.4	Calcul des efforts internes	190
VI.7.5	Calcul des armatures	192
VI.7.6	Vérifications à l'ELU	193
VI.7.7	Vérification des contraintes à l'ELS	195

Conclusion

Bibliographie

Introduction générale

L'Algérie est parmi les pays qui sont soumis à de grandes activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie (partie nord) au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts du sol.

Chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique. L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

- La sécurité (le plus important): assurer la stabilité et la résistance de l'ouvrage.
- Economie: sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort.
- Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (durée de vie).
- Résistance au feu.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment bi-fonctionnel (habitation et commerce) en R+8+un attique contreventé par un système mixte (voiles- portiques).

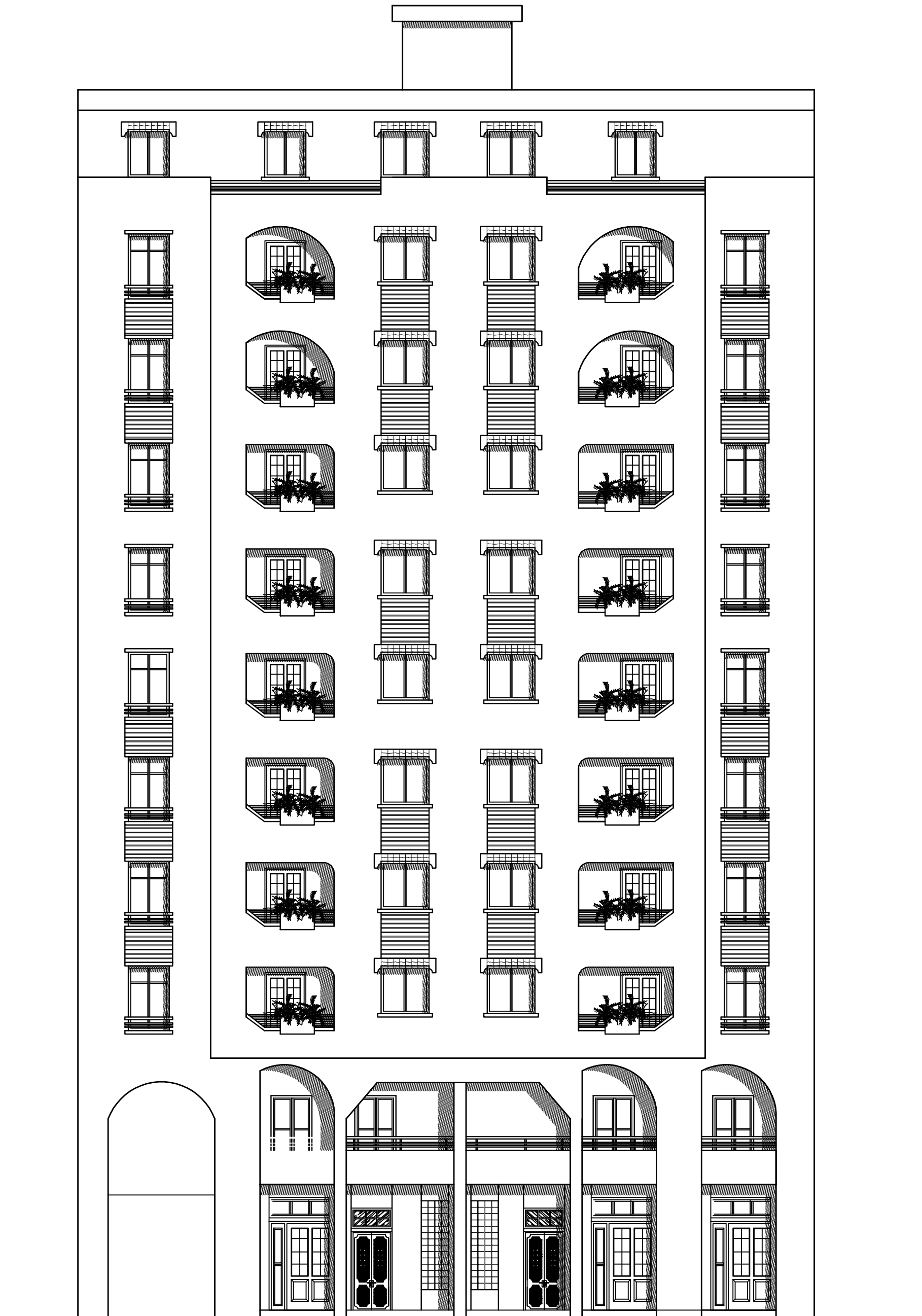
L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir le RPA99.V2003, le BAEL et le CBA93, plus le document technique réglementaire D.T.R. BC 2.2.

Pour procéder à une bonne étude du projet, la reconnaissance du sol est indispensable, et cela par le biais des essais de laboratoire, et par des essais in situ.

Ce mémoire est constitué des parties suivantes :

Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités

Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux.



Etage-en Attique(logts)

Etage-8(logts)

Etage-7(logts)

Etage-6(logts)

Etage-5(logts)

Etage-4(logts)

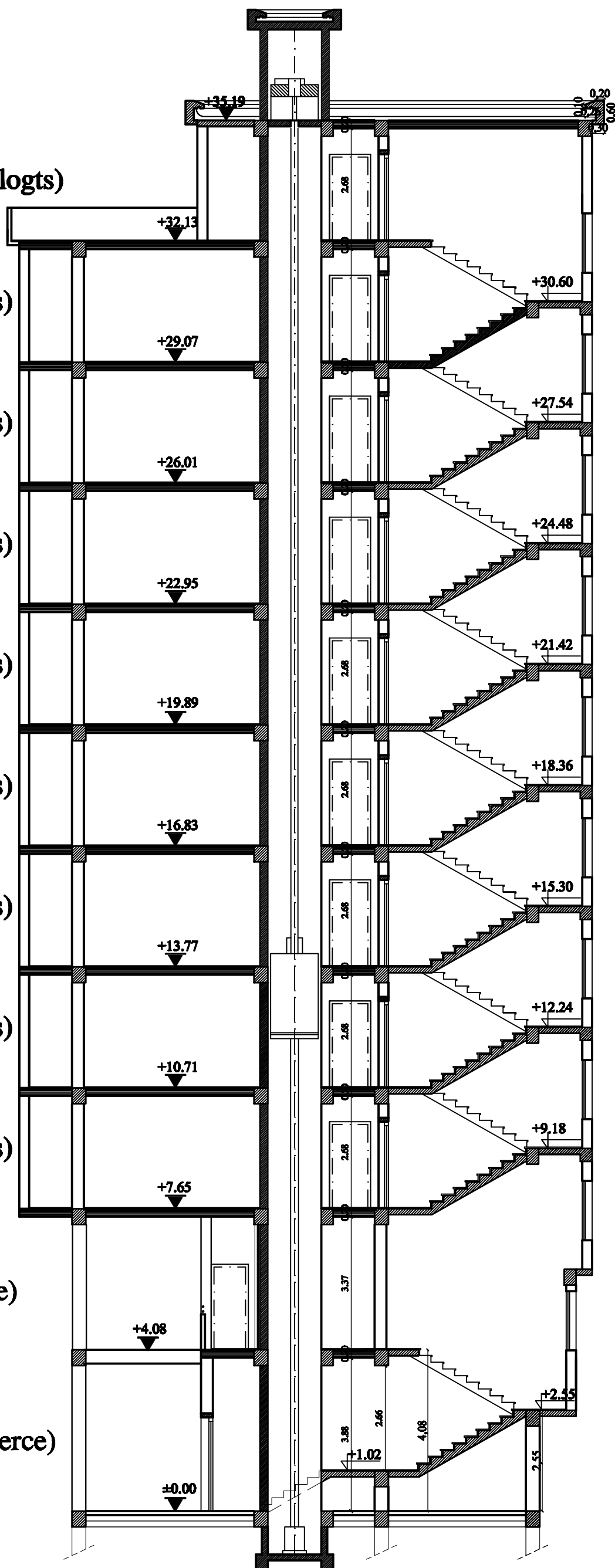
Etage-3(logts)

Etage-2(logts)

Etage-1(logts)

RDC-(service)

RDC-(commerce)



A

21,54

21,19

4,00

3,50

3,50

3,40

3,50

3,30

0,18

1,30

3,83

13,13
12,75

3,05

4,60

0,18

LOCAL-1
S=35,33m²

LOCAL-2
S=30,25m²

LOCAL-3
S=30,45m²

LOCAL-4
S=28,87m²

ENTREE
SERVICE

NEV

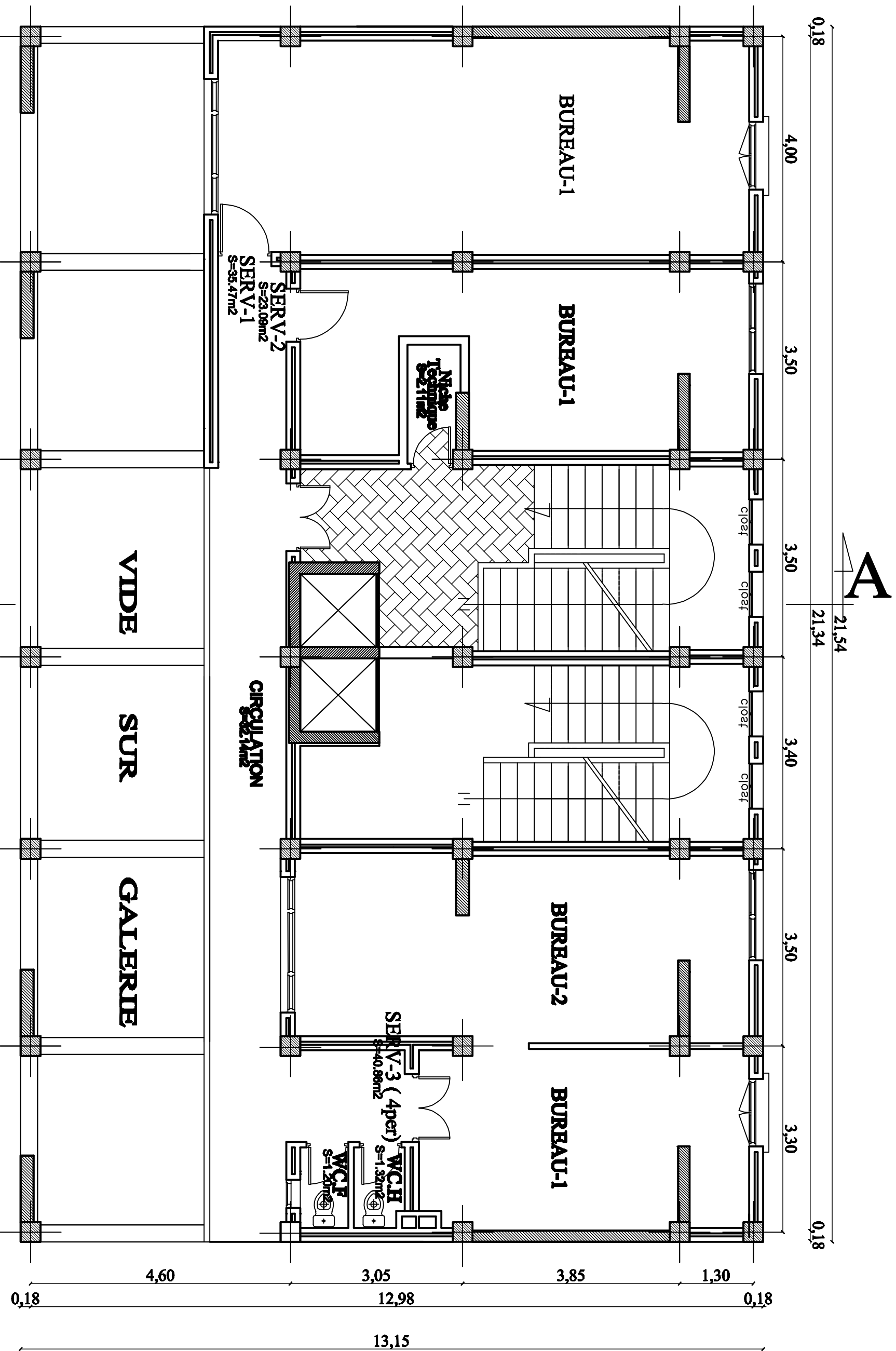
NEV

ENTREE
LOGTS

GALERIE

PLAN DE RDC (commerce)

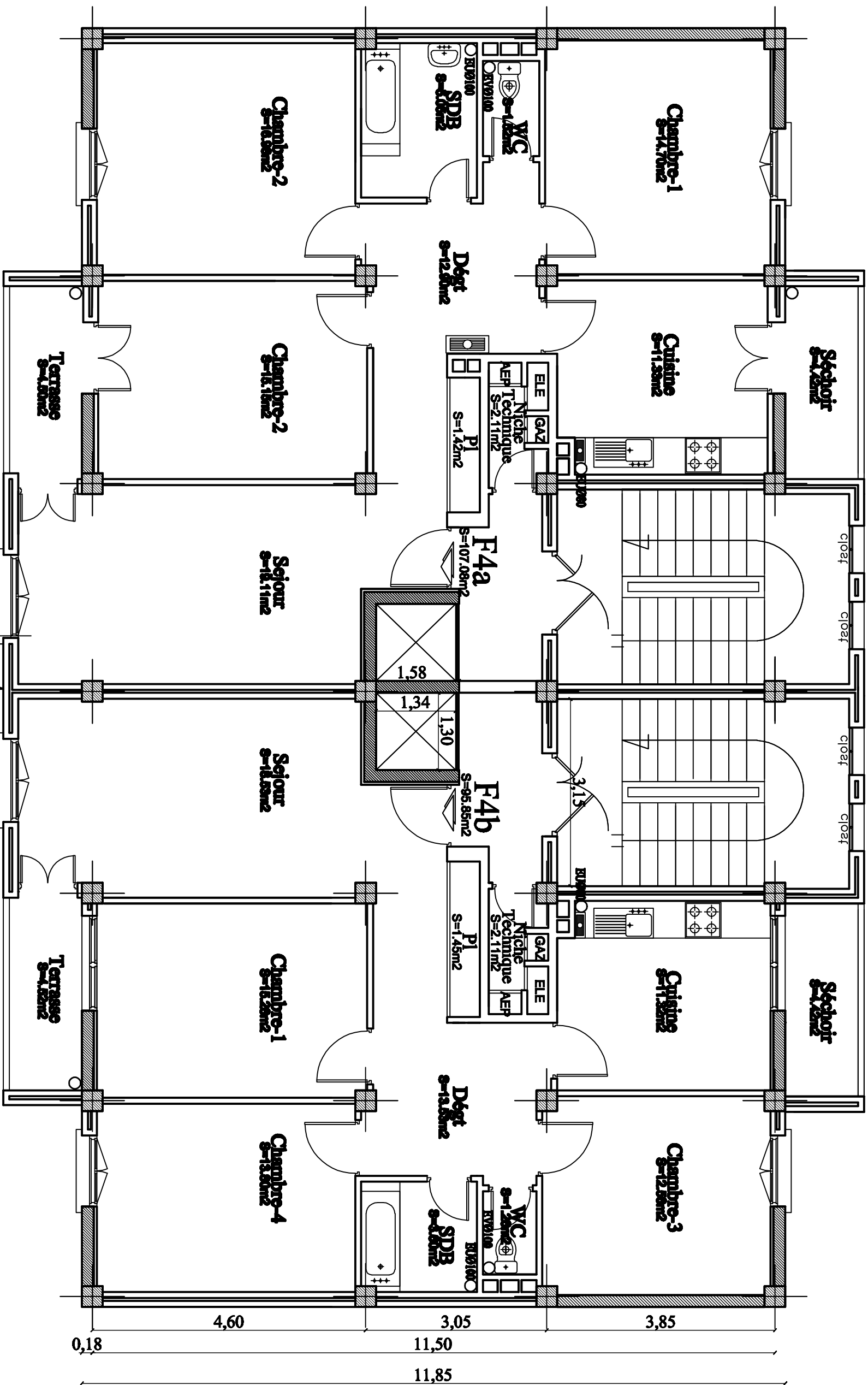
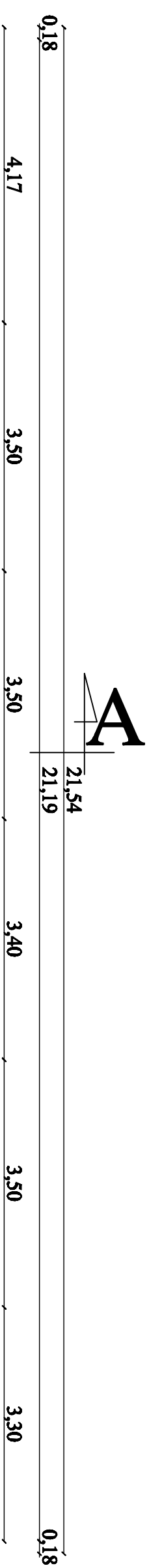
1



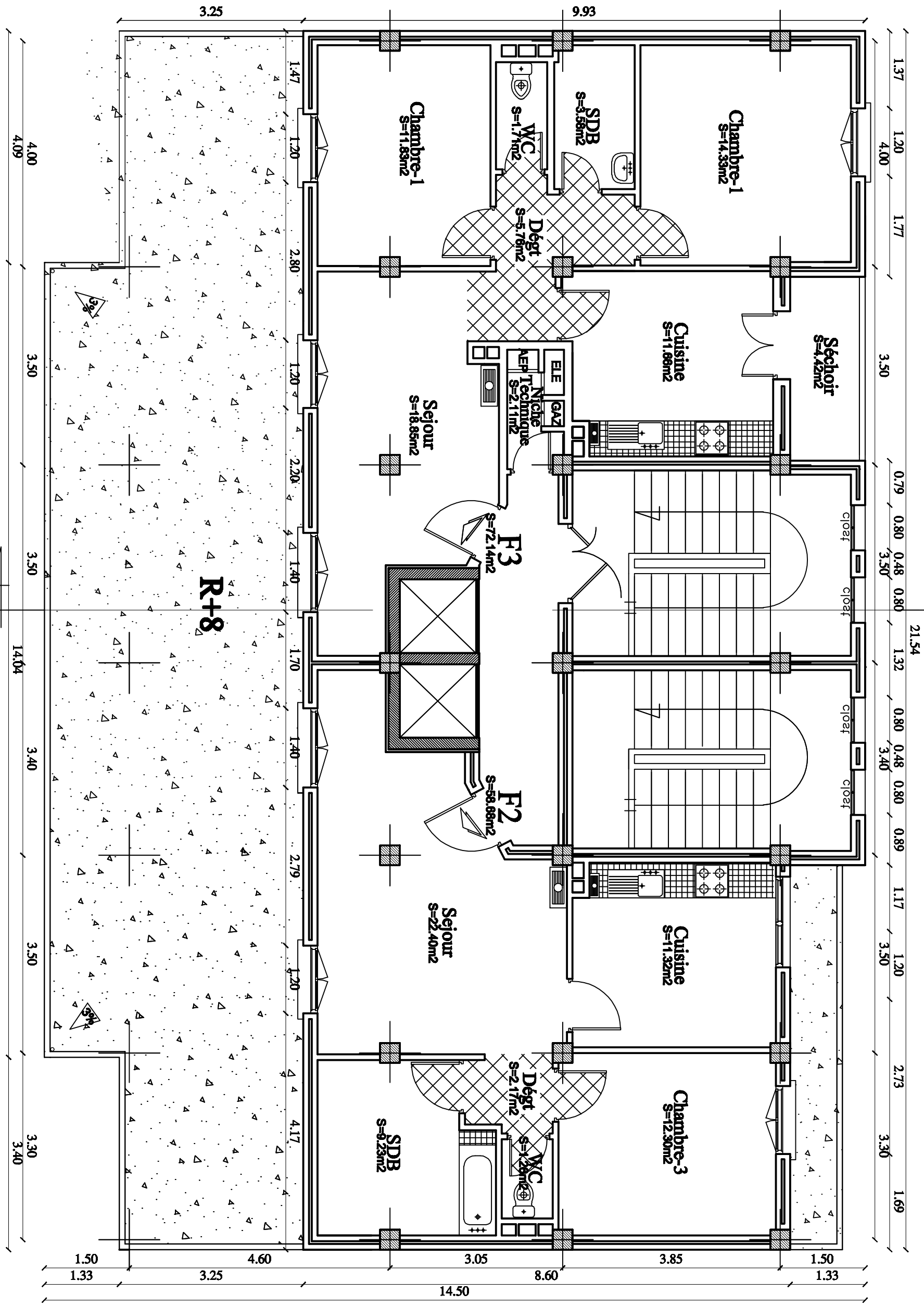
2



PLAN DE RDC (service)



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



I.1. Introduction

En génie civil, l'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur va prendre appui pour répondre à certaines exigences indispensables à son exploitation, afin d'assurer la sécurité, la durabilité, ainsi que le facteur d'économie qui doit être pris en compte.

I.2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment (R+8 + un étage en attique) à usage d'habitation et de commerce sis à la HAUTE VILLE, dans la Wilaya de TIZI-OUZOU, qui est classé par le règlement parasismique algérien (RPA 99 / VERSION 2003) comme une zone de moyenne sismicité (IIa).

Pour nos calculs, on n'étudiera qu'un seul bloc constitué d'une structure mixte en béton armé.

Cet ouvrage est composé :

- d'un rez-de-chaussée pour le commerce,
- d'un rez-de-chaussée pour le service,
- 08 étages courants,
- D'un étage attique,
- D'une terrasse inaccessible,
- D'une cage d'escalier,
- D'une cage d'ascenseur,

I.2.1. Caractéristiques géométriques du bâtiment :

Le bâtiment a pour dimensions :

Hauteur du RDC commerce	4, 08m
Hauteur du RDC service	3, 57m
Hauteur d'étage	3, 06m
Hauteur d'étage attique	3, 06m
Longueur du bloc	21, 54m
Largeur du bloc	14, 50m
Hauteur totale	35, 19m

I.2.2. Etude de sol :

Le rapport du sol nous a été remis, alors nous avons une valeur de $f_{sol} = 2bars$ cette contrainte correspond à un sol meuble S3.

I.3. La Réglementation utilisée :

La conception et le calcul sont conduits par les règles techniques et d'un règlement en vigueur pour cela nous confirmons nos calculs à savoir :

- ✓ Règlement parasismique algérien (**RPA99 Version 2003**)
- ✓ Les techniques de conceptions et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (**BAEL91.VERSION99**)
- ✓ charge et surcharge d'exploitation (**DTR**)
- ✓ Conception et calcul des ouvrages en béton armé (**CBA93**)

I.4. Ossature du bâtiment :

Le bâtiment a une ossature mixte composée de :

- Portiques transversaux et longitudinaux (poutres et poteaux)
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal)
- **Portiques** : ou bien cadres rigides constitués de poutres et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales, et sont liés entre eux.
- **Voiles** : Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

I.5. Eléments du bâtiment :

I.5.1 Planchers : Les planchers sont des aires planes horizontales séparant deux niveaux d'une construction et sont capables de supporter des charges et travaillent en flexion.

Ils assurent deux fonctions considérables :

- La fonction de résistance mécanique : consiste en la capacité du plancher à supporter son poids propre ainsi que les surcharges d'exploitation, et transmettre les efforts aux poutres qui à leurs tour les transmettent aux poteaux et ces derniers aux fondations.
- La fonction d'étanchéité et d'isolation acoustique et thermique : qui peut être assurée par une étanchéité multicouche contre les eaux pluviales, un faux plafond supplémentaire contre les températures des périodes chaudes, des hourdis associés avec des poutrelles et la dalle de compression contre les bruits protection contre les incendies.

On distingue deux types de planchers :

- ✓ **Planchers en corps creux** : Réalisés en corps creux avec une dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux ensuite aux éléments verticaux. Le plancher terrasse qui est inaccessible comportera un complexe d'étanchéité et une forme de pente de 1,5% pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.
- ✓ **Planchers en dalle pleine** : C'est une plaque en béton armé qui peut reposer avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, des poutrelles ou des murs.

L'épaisseur à donner aux dalles résulte des conditions :

- De résistance à la flexion : $1/30$ à $1/35$ de la portée pour une dalle reposant sur 2 appuis ; et $1/40$ à $1/50$ pour une dalle reposant sur 3 ou 4 cotés.
- D'isolation acoustique : 16 cm
- De rigidité ou limitation de la flèche $1/500$;
- De sécurité vis à vis de l'incendie : on adopte une épaisseur de 7 cm pour 1 heure de coupe-feu et de 11 cm pour 2 heures de coupe-feu.

I.5.1 Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera réalisée en brique creuse.

- **Les murs de façade (extérieur) :** seront réalisés en double cloisons de 30 cm, en briques creuses de 15 cm à l'extérieur et de 10 cm à l'intérieur séparées par une lame d'air de 5 cm.
- **Les murs de séparation intérieurs :** seront réalisés en simple cloisons de briques de 10 cm d'épaisseur.

I.5.3 Revêtement :

- ✓ Plâtre pour les cloisons internes et plafonds,
- ✓ Céramique pour les salles d'eaux et cuisine,
- ✓ Carrelage pour les planchers et les escaliers,
- ✓ Mortier de ciment pour les murs de façades, cages d'escalier et les locaux humides.

I.5.4 Escalier :

Permettent le passage d'un niveau à un autre constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers).

I.5.5 Ascenseur :

Appareil servant au transport vertical des personnes aux différents étages d'un immeuble. Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur de forme rectangulaire coulée sur place en béton armé.

I.5.6 Fondation :

Se définit comme la partie d'un **bâtiment** ou d'un ouvrage de travaux publics qui assure la transmission dans le sol des charges (poids propre, forces climatiques, sismiques et charges d'exploitation).

I.5.7 L'acrotère :

Fait en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse.

I.5.8 Les balcons :

Sont réalisés par une dalle pleine en béton armé.

I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.6.1. Béton :

Le béton est un matériau hétérogène qui se compose de granulat (sable et gravier), d'un liant (ciment), d'eau de gâchage et dans certain cas d'adjuvants. Le béton utilisé pour la réalisation de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de la conception des ouvrages en béton armé (BAEL). Il est défini par sa résistance qui varie avec la granulométrie, la quantité de ciment, l'eau de gâchage et l'âge du béton.

I.6.1.1 Matériaux composants le béton :

- **Ciment** : Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions des calcaire et d'argile. C'est le liant le plus couramment utilisé, il sert à assurer une bonne liaison entre les granulats.
- **Granulats** : Ils constituent le squelette du béton. ils comprennent les sables et les pierrailles.
 - Sables : Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.
 - Gravier : c'est un granulat de roche dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30mm.
- **Eau de gâchage** : appelé eau de gâchage parce qu'elle doit présenter les propriétés d'une eau potable. Elle met en réactions le ciment en provoquant son hydratation.
- **Les adjuvants** : les adjuvants sont des produits chimiques ajoutés aux matériaux cimentaires pour modifier leurs caractéristiques. ils représentent entre 1 et 3% du poids du ciment. Leur rôle et leur efficacité dépendent de la nature du produit chimique et l'homogénéité de leur répartition dans la masse du béton frais.

Dans le cas courant le béton est composé de :

- Sable propre 380 à 450 cm³
- Gravier 750 à 850 cm³
- Dosage de ciment 325 kg /m³
- Eau de gâchage 150 à 200 l /m³

I.6.1.2 Résistance mécanique du béton:

➤ Résistance caractéristique du béton à la compression :

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté « f_{c28} »). Elle est déterminée par des essais de compression sur des éprouvettes normalisées (16×32) cm². elle est notée f_{c28} et s'exprime MPA.

Pour des résistances : $f_{c28} = 40\text{MPa}$: (BAEL91/Art A.2.1 ,11)

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 \times j} \times f_{c28} \quad \text{si : } j < 60 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{si : } j > 60 \text{ jours}$$

Pour des résistances : $f_{c28} > 40\text{MPa}$: (BAEL91/Art A.2.1 ,11)

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95 \times j} \times f_{c28} \quad \text{si : } j < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si : } j > 28 \text{ jours}$$

➤ **Résistance caractéristique du béton à la traction:**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est très faible, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{si : } f_{c28} < 60\text{MPa (BAEL.91 / A.2.1,12)}$$

$$f_{tj} = 0,275 (f_{cj})^{2/3} \quad \text{si : } f_{c28} \geq 60\text{MPa}$$

Remarque : pour notre étude on a $f_{c28} = 25\text{MPa}$ et $f_{tj} = 2,1\text{MPa}$.

I.6.1.3 Contraintes limites du béton :

Un état limite est une situation au-delà de laquelle une structure à un élément ou un ensemble d'éléments n'assure plus la fonction pour laquelle elle est conçue, on distingue les catégories d'état limites suivants :

➤ **Etat limite ultime:**

Il se traduit par la perte d'équilibre, c'est-à-dire basculement ou glissement sous les charges qui lui sont appliquées, la perte de stabilité de forme (flambement des pièces élancées) et la perte de résistance mécanique (la ruine de l'ouvrage). La valeur du calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par :

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

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_b = 1,50 \text{ En situation courante} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ En situation accidentelle} \end{array} \right\} \gamma_b : \text{Coefficient de sécurité}$$

$$\gamma_t = 1 \text{ Si la durée d'application est } \geq 24\text{h}$$

$$\gamma_t = 0,9 \text{ Si la durée d'application est entre } 1\text{h et } 24\text{h}$$

$$\gamma_t = 0,85 \text{ si la durée d'application est } < 1\text{h}$$

γ_t : Coefficient de la durée d'application des actions considérées.

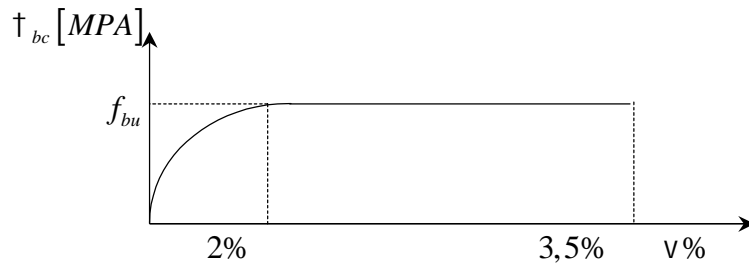


Figure I.1 : Diagramme contraintes-déformations à l'ELU.

➤ **Etat limite de service :**

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue.

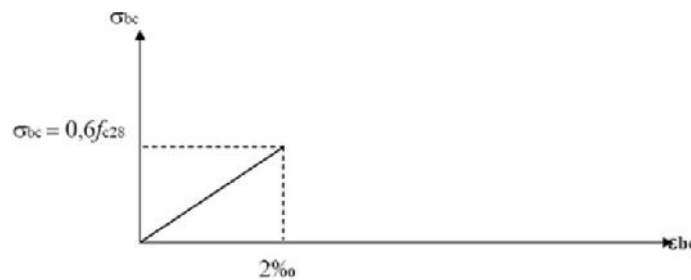


Figure I.2 : Diagramme de contraintes-déformations à l'ELS

Avec : $\bar{\tau} = 0,6f_{c28}$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA}$$

La condition de vérification est : $\tau_{bc} \leq \bar{\tau}$

I.6.1.4 Contrainte limite de cisaillement :

La contrainte de cisaillement est donnée par :

$$v_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Avec : V_u : effort tranchant dans la section à l' E.L.U.

b : largeur de la section cisailée.

d : hauteur utile avec $d = (h - c)$.

La contrainte ne doit pas dépassée les valeurs suivantes :

$\tau_u = \min[0,07f_{28}; 5 \text{ MPA}]$ Pour la fissuration peu nuisible.

$\tau_u = \min[0,10f_{28}; 4 \text{ MPA}]$ Pour la fissuration préjudiciable.

I.6.1.5 Module de déformation longitudinal (module d'élasticité) :

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normal et de la déformation engendrée $E = \frac{\sigma}{\epsilon}$

Selon la durée d'application, on distingue les modules de YOUNG instantané E_{ij} et différé E_{vj} .

- **Module d'élasticité instantané :** est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{BAEL91/Art 2.3.1, 21})$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPA} \quad E_{ij} = 321642 \text{ MPA}.$$

- **Module d'élasticité différé :** est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée supérieure à 24 heures (cas courant) qui prends en compte les déformations de fluage du béton (la loi de fluage est une relation entre les contraintes et les vitesses de déformation) et aussi l'effet de retrait (le volume de la pièce diminue due à l'évaporation de l'eau restée libre dans le béton). Le module de YOUNG différé béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton à l'âge de «j» jour qui est donnée par la formule suivante :

$$E_{vj} = 37000 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad (\text{BAEL91/Art A.2.1, 2})$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPA} \quad E_{vj} = 10818,86 \text{ MPA}$$

I.6.1.6 Module de déformation transversal:

Il est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{1 + \nu} \quad (\text{BAEL91/ Art A.2, 3})$$

Avec: E: Module de YOUNG.
 ν : Coefficient de Poisson.

- **Coefficient de Poisson:** est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale, il est égale :
 $\nu = 0$ À l'E.L.U prendre en considération la fissuration du béton.
 $\nu = 0,2$ À l'E.L.S béton non fissure.

$$\text{Donné par l'article } \nu = \left(\frac{\Delta d / d}{\Delta l / l} \right)$$

Avec :

$\frac{\Delta d}{d}$ Est la déformation relative transversale.

$\frac{\Delta l}{l}$ Est la déformation relative longitudinale.

I.6.2 Aciers :

Leur rôle est de reprendre les efforts de traction, qui ne peuvent pas être repris par le béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques f_e et leur module d'élasticité E , sa bonne adhérence au béton permet de constituer un matériau homogène. Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égale à : $E_s=210\,000\text{ MPA}$.

On distingue 03 types d'aciers en fonction de leur forme et leur surface :

- ✓ **Les ronds lisses (R.L):** sont obtenus par laminage d'un acier doux. Comme leur nom l'indique, leur surface ne présente aucune aspérité en dehors des irrégularités de laminage qui sont négligeables. Elles sont de section circulaire sans aucune gravure.
- ✓ **Les aciers à haute adhérence (H.A) :** Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature.
- ✓ **Treillis soudés:** sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement et constituent un grillage pour l'armature de dalles pleines ou des dalles de compression ou des planchers en béton.

I.6.2.1 Caractéristique des aciers :

Les nuances les plus courantes utilisées pour le béton armé :

Tableau I.1 : caractéristiques des aciers utilisés.

Type	Nuances	Limite élastique Fe (MPa)	Résistance à la rupture (MPa)	Allongement à la rupture (%)
Haute adhérence	FeE400	400	310/290	14%
	FeE500	500	390/490	
Ronds lisse	FeE215	215	480	22%
	FeE235	235	550	
Treillis soudés	FeE500	500	550	8%

Dans notre ouvrage on utilise

L'acier a haute adhérence (HA) : feE400 pour les armatures longitudinales.

L'acier rond lisse (RL) : feE235 pour les étriers, cadres et épingles...etc.

L'acier treilles soudé (TS) : FeE500 pour la dalle de compression.

I.6.2.2 Module d'élasticité longitudinal (Art A.2.2.1, BAEL 91modifié 99) :

Sa valeur est constante quelque soit la nuance de l'acier : $E_s= 200000\text{ MPA}$.

I.6.2.3 Contrainte limite dans les aciers :

➤ **Etat limite ultime (ELU) (Art.4.3.2/BAEL.91) :**

La contrainte admissible des aciers est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Limite d'élasticité garantie. C'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne lieu à une déformation résiduelle de 2‰.

$$\left. \begin{array}{l} \chi_s = 1,15 \text{ Situation durable.} \\ \chi_s = 1 \text{ Situation accidentelle.} \end{array} \right\} \chi_s : \text{Coefficient de sécurité.}$$

Tableau I.2 : valeurs des contraintes admissibles de l'acier

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
$f_e = 400 \text{ MPA}$	$\sigma_s = 348 \text{ MPA}$	$\sigma_s = 400 \text{ MPA}$
$f_e = 520 \text{ MPA}$	$\sigma_s = 452 \text{ MPA}$	$\sigma_s = 520 \text{ MPA}$

➤ Etat limite de service (ELS) :

Il est nécessaire de réduire le risque des fissures. Pour limiter l'ouverture de ces dernières, on est amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service. D'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration :

• Fissurations peu nuisibles : (BAEL 91/Art A.4.5, 32)

Aucune vérification à faire en milieu peu agressif car la contrainte n'est pas soumise à aucune limitation si les aciers sont suffisamment protégés. Pour limiter la fissuration l'utilisation de gros diamètres que dans les pièces suffisamment épaisses et une mise en place correcte du béton.

• Fissurations préjudiciables : (BAEL 91 modifiée 99/ Art A.4.5, 33)

La vérification à l'état limite ultime est suffisante. En milieu moyennement agressif, avec des éléments exposés aux intempéries il y a risque d'infiltration d'eau, on donne :

$$\sigma_s \leq \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{y \cdot f_{t28}} \right)$$

y : Coefficient de fissuration dont les valeurs sont comme suit :

$y = 1$ Pour les ronds lisses et les treillis soudés tréfilés.

$y = 1,6$ Pour les armatures à haute adhérence dont $\varnothing \geq 6 \text{ mm}$.

$y = 1,3$ Pour les armatures à haute adhérence dont $\varnothing < 6 \text{ mm}$.

• Fissurations très préjudiciables (BAEL91 modifiée 99/Art A.4.5, 34) :

Cas des éléments exposés à des milieux agressifs (eau de mer, l'atmosphère marine, ou aux gaz) ou doivent assurer une étanchéité :

$$\sigma_s \leq \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 90 \sqrt{y \cdot f_{t28}} \right)$$

I.6.2.4 Contrainte de cisaillement (ART A.5.1.1 BAEL91 VERSION 99)

La contrainte limite de cisaillement est donnée selon le cas de fissuration présenté ci-après :

$$\tau_u = \min \left[0,2 \frac{f_{cj}}{\chi_b} ; 5 \text{ MPA} \right] \text{ Fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_u = \min \left[0,15 \frac{f_{cj}}{\chi_b} ; 4 \text{ MPA} \right] \text{ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

I.6.2.5 Diagramme contrainte-déformation :

Le diagramme contrainte déformation décrit une loi de type élasto-plastique qui vérifie le comportement des aciers à l'E.L.U.

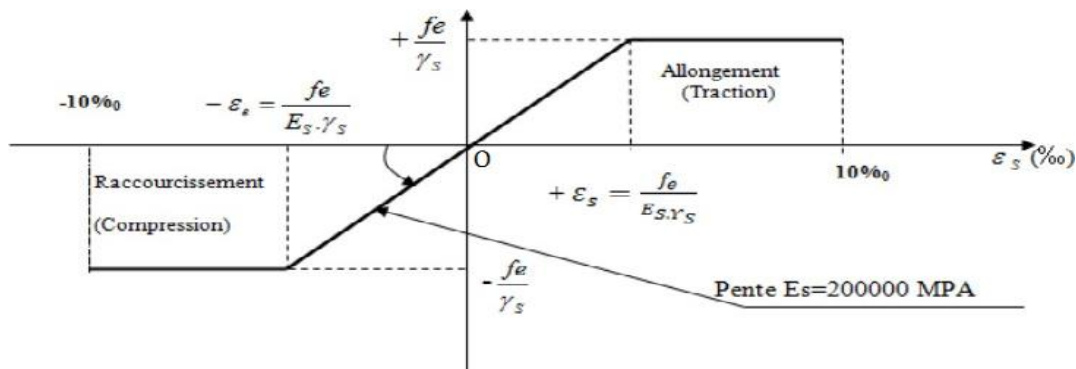


Figure I.3 : Diagramme contraintes déformations de l'acier.

I.6.2.6 Protection des armatures [art A.7.1 BAEL91]:

Afin d'éviter les problèmes de corrosion des aciers ; il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitations de l'ouvrage, on doit donc respecter les prescriptions suivantes :

- C 5 cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- C 3 cm : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (Réservoir, tuyaux, canalisations).
- C 1 cm : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

II.1 Introduction :

Après avoir défini les caractéristiques de notre ouvrage, et celle des matériaux utilisés, nous passons au pré-dimensionnement des éléments porteurs (les planchers, les poteaux, les poutres, les escaliers et les voiles).

Pour cela, on se réfère aux règles de pré-dimensionnement fixée par le **RPA99 version 2003**.

II.2 Pré-dimensionnement des éléments secondaires :

II.2.1. Planchers :

Notre plancher est constitué de corps creux posés sur des poutrelles pré fabriquées en béton armé, ces dernières sont disposées suivant le sens de la petite portée, le tout sera complété par une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur, afin de limiter la flèche, l'épaisseur du plancher est déterminée par la relation suivante :

$$h_t = e_p + e_c$$

h_t : Hauteur du plancher.

e_p : Épaisseur du corps creux

e_c : Épaisseur de la dalle de compression

Elle est déterminée à partir de la formule suivante :

$$h_t = \frac{l_{\max}}{22,5}$$

Tel que :

$$l_{\max} = l - 0,25$$

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

Dans notre cas :

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

$$h_t = \frac{375}{22,5} = 16,67 \text{ cm}$$

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

On opte pour un plancher (16 + 4) cm .

$$e_p = 16 \text{ cm} \quad \text{Et} \quad e_c = 4 \text{ cm}$$

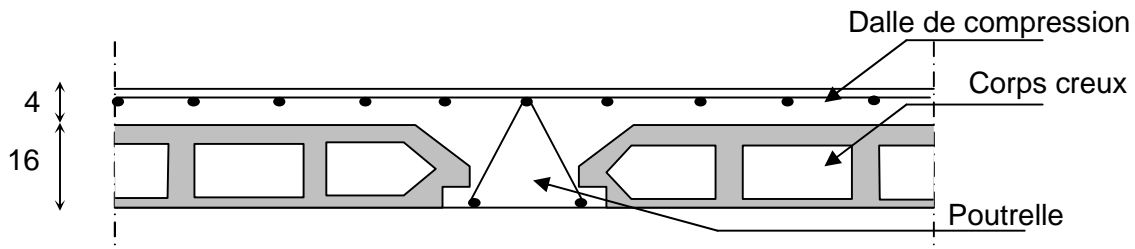


FIGURE II.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

II.2.2. Dalle pleine :

Ce sont les dalles des balcons (en consoles) qui sont des planchers minces, leurs épaisseurs sont déterminées selon leurs portées ainsi que les conditions suivantes :

- La résistance à la flexion.
- L'isolation acoustique.
- La résistance au feu.

a) Condition de résistance à la flexion :

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par la formule suivante

$$e \geq \frac{l_0}{10}$$

Avec : l_0 : portée libre.

e : Épaisseur de la dalle.

$$l_0 = 1,50m$$

$$e \geq \frac{1,50}{10} = 0,150m$$

On opte pour $e = 15cm$.

b) Résistance au feu :

Pour deux heures d'exposition au feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être égale à 11cm.

$e = 7cm$: Pour une (01) heure de coup de feu.

$e = 11cm$: Pour deux (02) heures de coup de feu.

c) Isolation acoustique :

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

$$L = \log (10M) \text{ si } M < 200 \text{ Kg } / m^2$$

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

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

D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$\text{Nous prenons : } h_0 = \frac{M}{\dots} = \frac{350}{2500} = 0,14$$

On opte pour : $h_0 = 15\text{cm}$.

II. 3. Poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, qui assurent la transmission des charge et surcharge des planches aux éléments verticaux (poteaux, voiles). Elles assurent aussi la fonction de chainage des éléments.

Les dimensions des poutres sont définies en fonction de leurs portées L, telle que :

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \qquad 0,4h \leq b \leq 0,7h$$

Avec h : la hauteur de la poutre.

b : la largeur de la poutre.

Le RPA exige également la vérification des conditions suivantes dans la zone IIa:

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

II.3.1. Poutres porteuses :

Sont des poutres principales sur lesquelles reposent les poutrelles.

$$l_{\max} = 4,60 - 0,25 = 4,35\text{m}.$$

$$\frac{435}{15} \leq h \leq \frac{435}{10} \qquad 29\text{cm} \leq h \leq 43\text{cm}$$

Soit : $h = 40\text{ cm}$.

$$0,4 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40 \quad 16\text{ cm} \leq b \leq 28\text{ cm}$$

Soit : $b = 30\text{ cm}$.

II.3.2. Poutres secondaires :

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

$$L = 4,00 - 0,25 = 3,75m = 375 \text{ cm} .$$

$$\frac{375}{15} \leq h \leq \frac{375}{10} \quad 25 \text{ cm} \leq h \leq 37,5 \text{ cm} .$$

Soit : $h = 35 \text{ cm}$.

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \quad 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm} .$$

Soit : $b = 25 \text{ cm}$.

II.3.3. Vérification des conditions exigées par le RPA :

Tableau II-1 : des vérifications

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	vérification
$h \quad 30 \text{ cm}$	40 cm	35 cm	Vérifiée
$b \quad 20 \text{ cm}$	30 cm	25 cm	Vérifiée
$h/b \quad 4$	1,33	1,40	Vérifiée

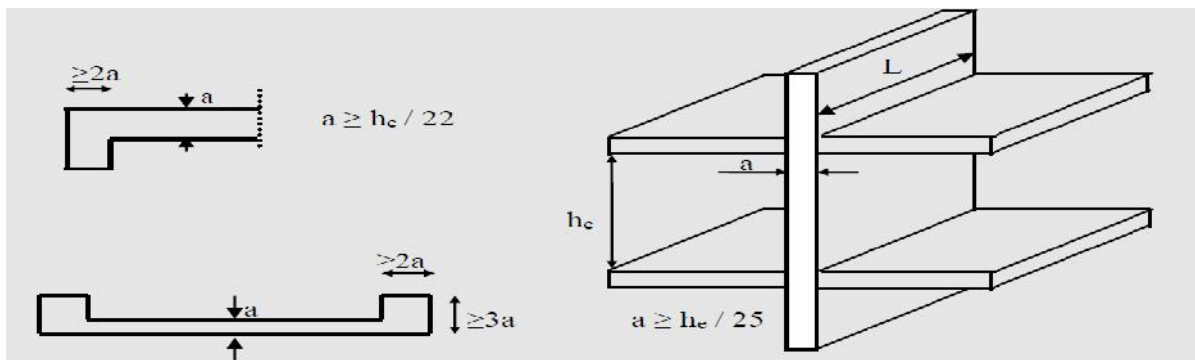
On adopte les dimensions suivantes :

- **Poutre principales $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.**
- **Poutres secondaires $(25 \times 35) \text{ cm}^2$.**

II.4. Pré-dimensionnement des voiles :

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

Leur pré-dimensionnement se fera conformément à l'article 7.7.1. du RPA 99 version 2003.



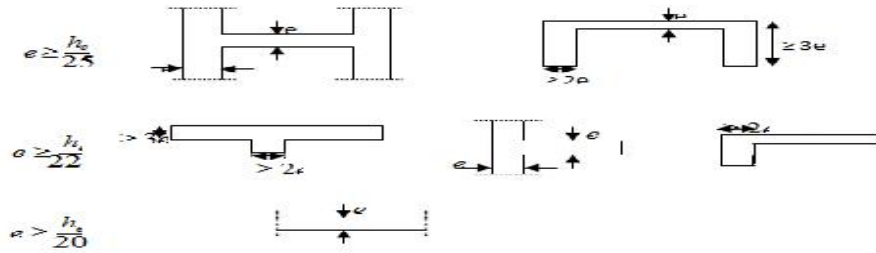


FIGURE II.2: Coupes du voile.

On est dans le 3^{ème} cas :

- Pour le RDC (à usage commerce) $h = 408 \text{ cm}$:

$h_e = h - \text{épaisseur de la dalle.}$

$$h_e = 408 - 20 = 388 \text{ cm.}$$

$$e \geq \frac{h_e}{e_p} = \frac{388}{20} = 19,40$$

- Pour le RDC (à usage service) $h = 357 \text{ cm}$:

$h_e = h - \text{épaisseur de la dalle.}$

$$h_e = 357 - 20 = 337 \text{ cm.}$$

$$e \geq \frac{h_e}{e_p} = \frac{337}{20} = 16,85$$

- Pour l'étage courant + attique $h = 306 \text{ cm}$:

$h_e = h - \text{épaisseur de la dalle.}$

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

$$e \geq \frac{h_e}{e_p} = \frac{286}{20} = 14,30$$

On adopte une épaisseur : $e = 20 \text{ cm}$ pour l'étage courant, les réz de chaussés.

II .4.1 Vérification :

On doit vérifier que : $L_{min} \geq 4e$

Avec :

L_{min} : Portée min des voiles.

$$L_{min} = 1,05 \text{ m} = 105 \text{ cm} \quad L_{min} > 4 \cdot 20 = 80 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

II.5- Pré-dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement se fait à l'ELS en considérant un effort de compression axial « N_s » qui est repris uniquement par la section du béton. La section transversale des poteaux est donnée par :

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

$$N_s = G_{cum} + Q_{cum}$$

Avec :

N_s : Effort de compression revenant au poteau le plus sollicité

S : Section transversale du poteau $S = b \times h$

τ_{bc} : Contrainte admissible du béton à la compression

$$\tau_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

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 II_a , on a :

$$\text{Min} (b_1, h_1) > 25 \text{ cm}$$

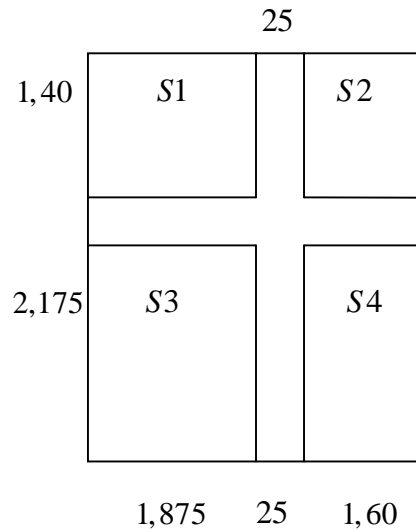
$$\text{Min} (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$$

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

Avec :

(b_1, h_1) : Dimensions de la section transversale des poteaux.

h_e : Hauteur libre d'étage.

II.5.1. Surface d'influence :**Figure II.3** : schéma d'un poteau le plus sollicité

Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité :

$$S_1 = 1,875 \times 1,4 = 2,625 \, m^2$$

$$S_2 = 1,60 \times 1,4 = 2,24 \, m^2$$

$$S_3 = 2,175 \times 1,875 = 4,078 \, m^2$$

$$S_4 = 2,175 \times 1,60 = 3,48 \, m^2$$

$$S_n = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 12,42 \, m^2$$

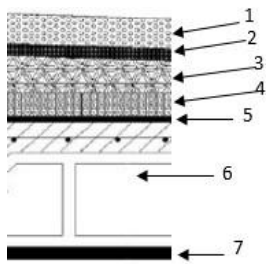
$$S_b = (1,4 + 0,25 + 2,175) \times (1,875 + 0,25 + 1,6) = 14,25 \, m^2$$

II.5.2. Charges et surcharges :**II.5.2.1 Charges permanentes :**

On calculera les charges correspondantes aux planchers, étages courants et étage terrasse.

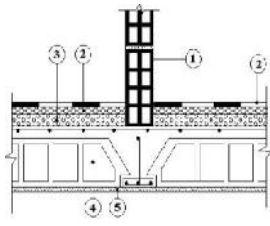
a) Plancher terrasse :

Tableau II-2 : Poids propre du plancher terrasse.

N°	Désignation	Epaisseur [m]	[KN/m ³]	Charge [KN/m ²]	Schéma
1	Couche de Gravier	0,05	20	1	
2	Etanchéité Multicouche	0,02	6	0,12	
3	Béton en forme de pente	0,06	22	1,32	
4	Feuille polyane	/	/	0,01	
5	Isolation Thermique	0,04	4	0,16	
6	Dalle en corps Creux	(16+4)	14	2,8	
7	Enduit de Plâtre	0,02	10	0,2	
Charge permanente totale G_T				5,61	<p>Figure II.4 : Coupe verticale d'un plancher terrasse inaccessible.</p>

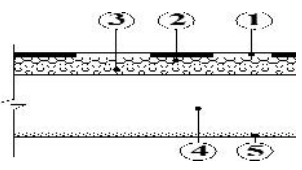
b) Plancher d'étage courant :

Tableau II-3 : Poids propre du plancher d'étage courant.

N°	Désignation	Epaisseur [m]	[KN/m ³]	Charge [KN/m ²]	Schéma
1	Cloison de séparation interne	0,1	9	0,9	
2	Carrelages + mortier de pose	0,04	22	0,88	
3	Couche de sable	0,02	18	0,36	
4	Plancher en corps creux	0,2	14	2,8	
5	Enduit plâtre	0,02	10	0,2	
Charge permanente totale G_E				5,14	<p>Figure II.5 : Coupe verticale d'un plancher étage courant.</p>

c) Dalle pleine :

Tableau II-4 : Poids propre de la dalle pleine

N°	Désignation	Epaisseur [m]	[KN/m ³]	Charge [KN/m ²]	Schema
1	Carrelage en Céramique	0,02	22	0,44	
2	Mortier de pose	0,02	22	0,44	
3	Couche de Sable	0,02	18	0,36	
4	Dalle en béton armé	0,15	25	3,75	
5	Enduit ciment	0,015	18	0,27	
Charge permanente totale G_T				5,26	<p>Figure II.6 : Coupe verticale de la dalle pleine.</p>

d) Plancher étage attique :**Tableau II-5** poids propre d'un comble.

N°	Eléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m³)	Charges (KN/m²)
1	Dalle en corps creux	0,2	14	2,8
2	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
G_{total} = 3 KN/m²				

e) Mur extérieur :**Tableau II-6** charges revenant au mur extérieur

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m³)	Charges (KN/m²)
1	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
2	Briques creuses	0,15	09	1,35
3	Lame d'air	0,05	/	/
4	Briques creuses	0,10	09	0,9
5	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
G_{total} = 2,81 KN/m²				

f) Mur intérieur :**Tableau II-7** charge revenant au mur intérieur

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m³)	Charges (KN/m²)
1	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
2	Briques creuses	0,10	09	0,9
G_{total} = 1,1 KN/m²				

II.5.2.2 Charges d'exploitation :

Tableau II-8 : Charges d'exploitations selon le DTR.

<i>Elément</i>	<i>Surcharge</i>
Terrasse inaccessible	1
Plancher étage courant	1,5
RDC à usage commercial	5
RDC à usage service	5
Acrotère	1
Balcon	3,5
Porte-à-faux	2,5
Escalier	2,5

II.5.2.3 Poids propre des éléments :

➤ **Plancher terrasse :**

$$PP_t = G \times S_t = 5,61 \times 12,42 = 69,68 \text{ KN}$$

➤ **Poids du plancher étage courant :**

$$PP_{\text{courant}} = 5,14 \times 12,42 = 63,84 \text{ KN}$$

➤ **Plancher d'étage attique :**

$$PP_{\text{attique}} = 3 \times 12,42 = 37,26 \text{ KN}$$

➤ **Poids des poutres :**

$$\text{Poutres principales : } PP_{pp} = 0,30 \times 0,40 \times (1,40 + 2,175) \times 25 = 10,73 \text{ KN}$$

$$\text{Poutres secondaires : } PP_{ps} = 0,25 \times 0,35 \times (1,875 + 1,60) \times 25 = 7,60 \text{ KN}$$

$$PP_{\text{poutres}} = 10,73 + 7,60 = 18,33 \text{ KN}$$

➤ **Poids des poteaux :**

$$\text{Poids du RDC}_1 \text{ commerce : } PP_{RDC1} = (0,25 \times 0,25 \times 4,08) \times 25 = 6,38 \text{ KN}$$

$$\text{Poids du RDC}_2 \text{ service : } PP_{RDC2} = (0,25 \times 0,25 \times 3,57) \times 25 = 5,58 \text{ KN}$$

$$\text{Poids d'étage : } PP_{\text{ETAGE}} = (0,25 \times 0,25 \times 3,06) \times 25 = 4,78 \text{ KN}$$

➤ **Surcharge d'exploitation :**

- Terrasse : $Q_0 = Q \times S = 1 \times 14,25 = 14,25 \text{ KN}$
- Etage attique : $Q_1 = 1 \times 14,25 = 14,25 \text{ KN}$
- Plancher étage courant : $Q_2 = Q_3 = Q_4 = Q_5 = Q_6 = Q_7 = Q_8 = Q_9 = 1,5 \times 14,25 = 21,38 \text{ KN}$
- Plancher RDC₁ : $Q_{10} = 5 \times 14,25 = 35,63 \text{ KN}$
- Plancher RDC₂ : $Q_{11} = 5 \times 14,25 = 35,63 \text{ KN}$

II.5.2.3 Dégression vertical des surcharges d'exploitation :

Les règles du BAEL99 exigent l'application de la dégression des charges d'exploitations. Cette loi concerne les bâtiments avec un nombre de niveau $n > 5$ où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendante tel que les bâtiments à usage d'habitation. La loi de dégression est :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{Pour } n \geq 5$$

Q_0 : Surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : Surcharge d'exploitation de l'étage i .

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

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

Tableau II -9 : Valeurs des coefficients de la formule de dégression des charges.

Niveau	Terrasse	Attique	08	07	06	05	04	03	02	01	RDC ₁ = RDC ₂
Coefficient	1	1	0,95	0,9	0,85	0,8	0,75	0,714	0,714	0,666	0,65

a. Calcul des charges :

Tableau II-10 application numérique des charges cumulées.

Niveau	Unité (KN)
Terrasse	$Q_0=14,25$
Attique	$Q_0+Q_1= 14,25+14,25=28,5$
08	$Q_0+0,95(Q_1+Q_2)=14,25+0,95(14,25+21,38)=48,098$
07	$Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)=14,25+0,9(14,25+21,38 \times 2)=65,559$
06	$Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)=14,25+0,85(14,25+21,38 \times 3)=80,882$
05	$Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)=14,25+0,8(14,25+21,38 \times 4)=94,066$
04	$Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)=14,25+0,75(14,25+21,38 \times 5)=105,113$
03	$Q_0+0,714(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)=14,25+0,714(14,25+21,38 \times 6)=116,016$
02	$Q_0+0,687(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)=14,25+0,687(14,25+21,38 \times 7)=126,856$
01	$Q_0+0,666(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)=14,25+0,666(14,25+21,38 \times 8)=137,653$
RDC ₁	$Q_0+0,65(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10})=14,25+0,65(14,25+21,38 \times 8+35,63)= 157,848$
RDC ₂	$Q_0+0,636(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10}+Q_{11})=14,25+0,636(14,25+21,38 \times 8+35,63 \times 2)=177,42$

b. Récapitulatif de la descente de charge :**Tableau II-11** des descentes de charge

Niveau	charges permanentes [KN]					Charges d'exploitations [KN]		efforts normaux	Section en [cm ²]	
	G plancher	G poteau	G poutre	G total	G cum	Q plancher	Q cum	N=Gc+Qc	S $\frac{N}{bc}$	Section adopté en cm ²
Terrasse	69,68	/	18,33	88,01	88,01	14,25	14,25	102,26	68,17	35x35
attique	37,26	4,78	18,33	60,37	148,38	14,25	28,50	176,88	117,92	35x35
08	63,84	4,78	18,33	86,95	235,33	21,38	49,88	285,21	190,14	35x35
07	63,84	4,78	18,33	86,95	322,28	21,38	71,26	393,54	262,36	40x40
06	63,84	4,78	18,33	86,95	409,23	21,38	92,64	501,87	334,58	40x40
05	63,84	4,78	18,33	86,95	496,18	21,38	114,02	610,2	406,8	40x40
04	63,84	4,78	18,33	86,95	583,13	21,38	135,4	718,53	479,02	45x45
03	63,84	4,78	18,33	86,95	670,08	21,38	156,78	826,86	551,24	45x45
02	63,84	4,78	18,33	86,95	757,03	21,38	178,16	935,19	623,46	45x45
01	63,84	4,78	18,33	86,95	843,98	21,38	199,54	1043,52	695,68	50x50
RDC ₁	63,84	6,38	18,33	88,55	932,53	35,63	235,17	1167,7	778,47	50x50
RDC ₂	63,84	5,58	18,33	87,75	1020,28	35,63	270,8	1291,08	860,72	50x50

II.5.2.4 Vérifications relatives aux exigences du RPA(Art 7. 4 .1du RPA99) :

D'après l'article 7.4.1 du RPA 99 version 2003 on doit vérifier les conditions suivantes:

$$\left. \begin{array}{l} \min(b, h) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b, h) \geq h_e / 20 \\ 0,25 \leq b / h \leq 4 \end{array} \right\} \text{ En zone II}_a \text{ (Art 7.4.1.RPA99/2003).}$$

Avec :

b et h : dimensions des poteaux

1 Poteaux du RDC₁ :(50x50)

La hauteur libre du poteau:

$$\left. \begin{array}{l} h_e = 408 \text{ cm} \rightarrow \frac{h_e}{20} = 20,4 \text{ m} \\ \rightarrow \min(b_1, h_1) = 50 \text{ cm} \geq 20,4 \text{ cm} \\ 0,25 \leq (b_1 / h_1) = \frac{50}{50} = 1 \leq 4. \end{array} \right\} \text{ Condition vérifiée.}$$

2 Poteaux du RDC₂ (étage service) : (50x50)

La hauteur libre du poteau:

$$\left. \begin{aligned}
 h_e &= 357 \text{ cm} \rightarrow \frac{h_e}{20} = 17,85 \text{ m} \\
 \rightarrow \text{Min}(b_1, h_1) &= 50 \text{ cm} \geq 17,85 \text{ cm} \\
 0,25 \leq (b_1 / h_1) &= \frac{50}{50} = 1 \leq 4.
 \end{aligned} \right\} \text{Condition vérifiée.}$$

3 Poteaux du 1^{er} : (50x50)

La hauteur libre du poteau:

$$\left. \begin{aligned}
 h_e &= 306 \text{ cm} \rightarrow \frac{h_e}{20} = 15,30 \text{ m} \\
 \rightarrow \text{Min}(b_1, h_1) &= 50 \text{ cm} \geq 15,30 \text{ cm} \\
 0,25 \leq (b_1 / h_1) &= \frac{50}{50} = 1 \leq 4.
 \end{aligned} \right\} \text{Condition vérifiée.}$$

4 Poteaux du 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème} : (45x45)

La hauteur libre du poteau:

$$\left. \begin{aligned}
 h_e &= 306 \text{ cm} \rightarrow \frac{h_e}{20} = 15,30 \text{ m} \\
 \rightarrow \text{Min}(b_1, h_1) &= 45 \text{ cm} \geq 15,30 \text{ cm} \\
 0,25 \leq (b_1 / h_1) &= \frac{45}{45} = 1 \leq 4.
 \end{aligned} \right\} \text{Condition vérifiée.}$$

5 Poteaux du 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème} : (40x40)

La hauteur libre du poteau:

$$\left. \begin{aligned}
 h_e &= 306 \text{ cm} \rightarrow \frac{h_e}{20} = 15,30 \text{ m} \\
 \rightarrow \text{Min}(b_1, h_1) &= 40 \text{ cm} \geq 15,30 \text{ cm} \\
 0,25 \leq (b_1 / h_1) &= \frac{40}{40} = 1 \leq 4.
 \end{aligned} \right\} \text{Condition vérifiée.}$$

6 Poteaux du 8^{ème}, attique, terrasse : (35x35)

La hauteur libre du poteau:

$$\left. \begin{aligned}
 h_e &= 306 \text{ cm} \rightarrow \frac{h_e}{20} = 15,30 \text{ m} \\
 \rightarrow \text{Min}(b_1, h_1) &= 35 \text{ cm} \geq 15,30 \text{ cm} \\
 0,25 \leq (b_1 / h_1) &= \frac{35}{35} = 1 \leq 4.
 \end{aligned} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

II.5.2.5 Vérification des poteaux au flambement :

Un élément en béton armé peut être flambé à tout moment sous un effet de compression

centré ou excentré, si $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$

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

Avec : $L_0 = h_e - h_{pp}$

L_f : longueur de flambement (**Art.B.8.3.3.1, BAEL91**) ($L_f = 0,7 L_0$)

L_0 : longueur libre du poteau.

i : rayon de giration.

I : moment d'inertie.

S : section transversale du poteau.

- **Poteaux du RDC₁ (50x50) : $h_e = 408cm$.**

$$\left. \begin{aligned} L_0 &= 408 - 40 = 368cm \\ \lambda &= \frac{(2,42 \times 368)}{50} = 17,81 < 50 \end{aligned} \right\} \text{Condition vérifiée.}$$

- **Poteaux du RDC₂ (50x50) : $h_e = 357cm$.**

$$\left. \begin{aligned} L_0 &= 357 - 40 = 317cm \\ \lambda &= \frac{(2,42 \times 317)}{50} = 15,34 < 50 \end{aligned} \right\} \text{Condition vérifiée.}$$

- **Poteaux du 1^{er} étage (50x50) : $h_e = 306cm$.**

$$\left. \begin{aligned} L_0 &= 306 - 40 = 266cm \\ \lambda &= \frac{(2,42 \times 266)}{50} = 12,87 < 50 \end{aligned} \right\} \text{Condition vérifiée.}$$

- **Poteaux du 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème} (45x45) : $h_e = 306cm$.**

$$\left. \begin{aligned} L_0 &= 306 - 40 = 266cm \\ \lambda &= \frac{(2,42 \times 266)}{45} = 14,30 < 50 \end{aligned} \right\} \text{Condition vérifiée.}$$

- **Poteaux du 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème} (40x40) : $h_e = 306cm$.**

$$\left. \begin{aligned} L_0 &= 306 - 40 = 266cm \\ \lambda &= \frac{(2,42 \times 266)}{40} = 16,09 < 50 \end{aligned} \right\} \text{Condition vérifiée.}$$

- **Poteaux du 8^{ème}, attique, terrasse (35x35) : $h_e = 306\text{cm}$.**

$$\left. \begin{aligned} L_0 &= 306 - 40 = 266\text{cm} \\ \lambda &= \frac{(2,42 \times 266)}{35} = 18,39 < 50 \end{aligned} \right\} \text{Condition vérifiée.}$$

Après avoir fait les calculs nécessaires nous sommes arrivés aux résultats suivants :

Tableau II-12 des sections des (poteaux, poutres et épaisseurs)

Eléments	Sections
Poteaux RDC ₁ +RDC ₂ (étage service)+1 ^{er}	(50x50) cm ²
Poteaux du 2, 3, 4 ^{ème}	(45x45) cm ²
Poteaux du 5, 6, 7 ^{ème}	(40x40) cm ²
Poteaux du 8 ^{ème} , attique, terrasse	(35x35) cm ²
Poutres principales	(30x40) cm ²
Poutres secondaires	(25x35) cm ²
Epaisseur des voiles	e=20 cm
Epaisseur des planchers	e=15 cm

II.6 Conclusion :

Puisque toutes les conditions sont vérifiées, les dimensions adoptées pour les poteaux sont convenables.

III.1. Planchers :**Introduction :**

Le bâtiment dispose d'un seul type de plancher ; à savoir le plancher en corps creux (16+4) avec une dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées sur chantier, et disposées suivant la petite portée. Des dalles pleines seront prévues pour les balcons et le plancher porteur de l'appareil de levage. Les poutrelles sont d'une section en T, distantes de 65cm entre axes. Le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu ayant un rôle d'isolation phonique et de rigidité pour le plancher, sa hauteur est de 16cm.

III.1.1 Ferrailage de la dalle de compression :

Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armature de nuance (**fe520**) dont le but est de :

- limiter les risques de fissurations par retrait ;
- résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites ;
- répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

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

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

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e}$$

L=65cm : distance entre axe des poutrelles (50 cm < L < 80 cm).

f_e : la nuance de treillis soudé.

f_e = 520 MPA Avec : TLE 520 (Ø ≤ 6cm)

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit : A_⊥ = 5W6 = 1,41 cm² avec un espacement St = 20cm.

Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

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

Soit : A_{//} = 5W6 = 1,41 cm² avec un espacement S_t = 20cm.

- ✓ On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE520) de dimension $(5 \times 200 \times 200) \text{ mm}^2$.

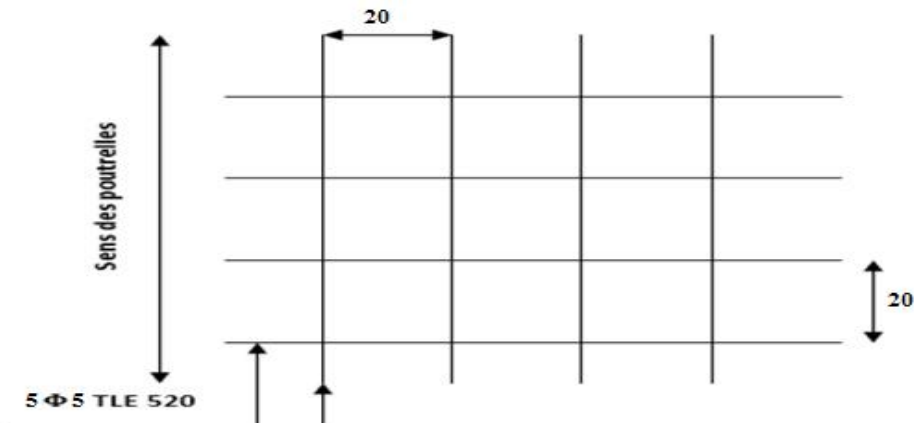


FIGURE III.1.1: ferrailage de la dalle de compression avec un treillis soudé

III.1.2 Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément réparti dont la largeur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles consécutives comme le montre la figure ci-dessous :

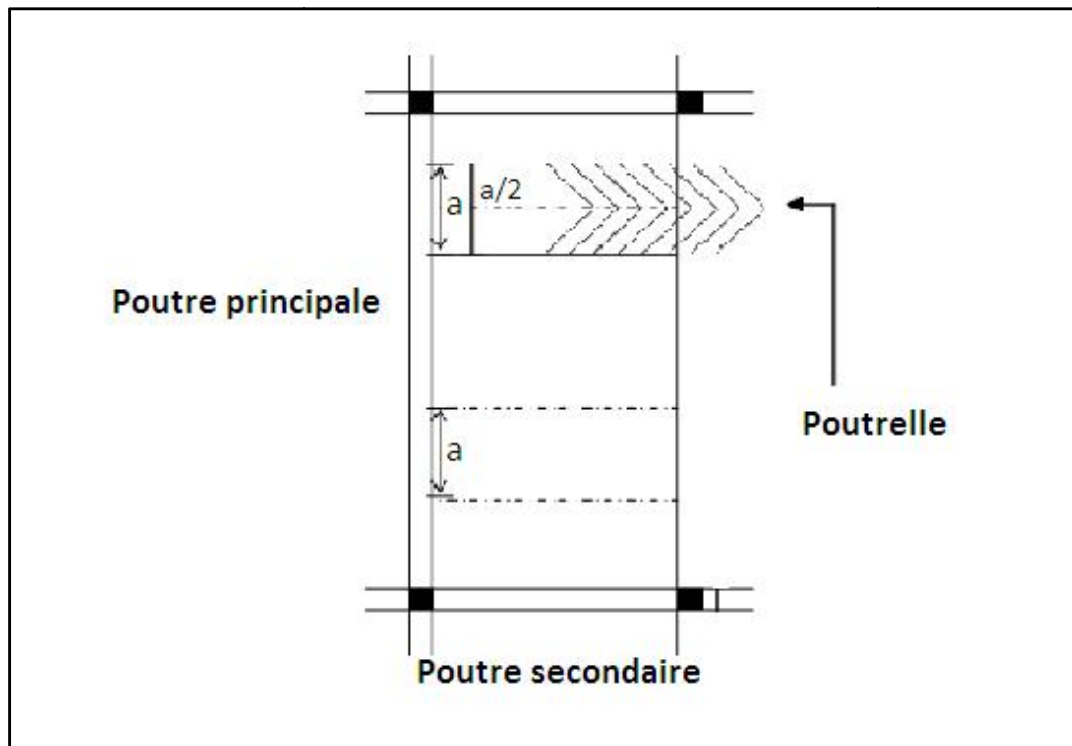


FIGURE III.1.2 : Surfaces revenant aux poutrelles

Le calcul se fera en deux étapes :

➤ **Avant le coulage de la dalle de compression :**

La poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée sur deux extrémités, elle travaille en flexion simple, supporte son poids propre, le poids du corps creux qui est de $0,95 \text{ KN/m}^2$ et le poids propre de l'ouvrier.

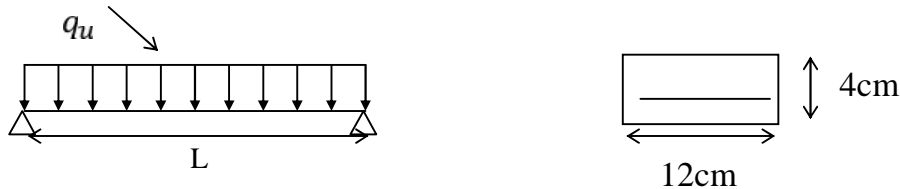


FIGURE III.1.3: Schéma statique de la poutrelle.

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

Poids des corps creux $G' = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN / ml}$

Poids total $G_{tot} = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ KN / ml}$.

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

Calcul à l'E.L.U :

- Combinaison de charges

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

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

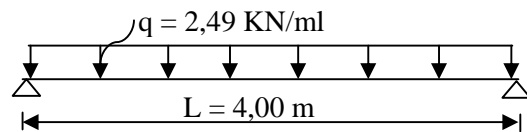


Figure III.1.4: Poutrelle

- Calcul des moments en travée

$$M_u = q_u \times \frac{L^2}{8} = \frac{2,49 \times 4^2}{8} = 4,98 \text{ KN / ml}$$

- Calcul de l'effort tranchant

$$T = q_u \times \frac{L}{2} = \frac{2,49 \times 4}{2} = 4,98 \text{ KN}$$

Ferraillage :

Soit $c = 2 \text{ cm}$

La hauteur utile est donc $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$

✓ **Calcul de la section d'armature :**

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$b = 12 \text{ cm}; f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{1,5} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\alpha}_b = \frac{4,98 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 7,30 > \bar{\alpha} = 0,392 \rightarrow \text{Section doublement armée.}$$

✓ Moment correspondant à une section simplement armée

$$M_1 = \bar{\alpha} b_0 d^2 f_{bu} = 0,392 \times 0,12 (0,02 \times 14,2)^2 \times 10 = 0,2 \text{ KN ml}$$

$$L_{\max} = \sqrt{\frac{8M_1}{q_u}} = 0,93 \text{ m} \rightarrow \text{On prend } L = 1 \text{ m}$$

Vu les faibles dimensions de la **poutrelle (12 × 4)**; il est impossible de réaliser deux nappes d'armatures, donc il faut prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges qui lui sont appliquées et de manière à ce que les armatures comprimées (**ASC = 0**) ne soient pas nécessaire.

➤ **Après coulage de la dalle de compression :**

Le calcul est conduit, en considérant la poutrelle comme une poutre continue de section en «T» encastree partiellement à ses deux extrémités. Elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de compression en plus des charges et surcharges revenant aux plancher. La poutrelle travaille en flexion simple.

Détermination des dimensions de la section en T : [Art .A.4.1.3...BAEL 91/99]

La largeur d'hourdis à prendre en compte de chaque côté d'une poutrelle à partir de son parement est limité par la condition ci dessous :

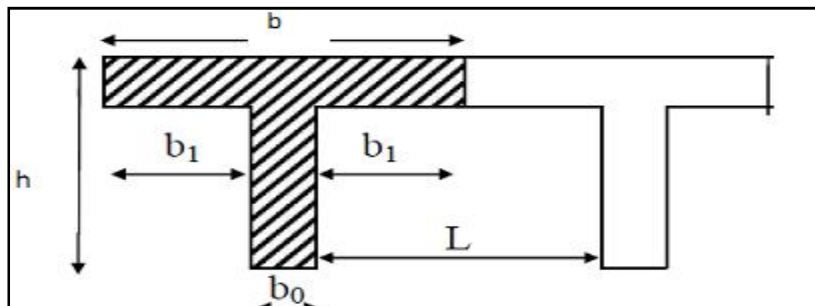


FIGURE III.1.5 : Les dimensions de la section en T

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

$$h = 16 + 4 = 20 \text{ cm (Hauteur de la dalle)}$$

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

$$C = 2 \text{ cm (Enrobage)}$$

$$d = 18 \text{ cm (Hauteur utile)}$$

$$b_1 : \text{Largeur de l'hourdis}$$

Avec :

L : distance entre faces voisines de deux nervures

$$\min \begin{cases} b_1 \leq \frac{L}{2} = \frac{53}{2} = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{L_1}{10} = \frac{400}{10} = 40 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{L_1}{2} - \frac{2}{3} \times \frac{400}{10} = 133,33 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{On prend } b_1 = 26,50 \text{ cm}.$$

Avec : La distance entre deux parements voisins de deux poutrelles $L = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$

L_1 : Longueur de la plus grande travée $L_1 = 4,00 \text{ m}$

b_0 : Largeur de la nervure $b_0 = 12 \text{ cm}$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Calcul des chargements :

➤ Poids du plancher :

Tableau III .1.1 : Poids du plancher

plancher	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
Terrasse	$5,61 \times 0,65 = 3,65$	$1 \times 0,65 = 0,65$
Attique	$3 \times 0,65 = 1,95$	$1 \times 0,65 = 0,65$
Etage courant	$5,14 \times 0,65 = 3,34$	$1,5 \times 0,65 = 0,975$
$RDC_1 = RDC_2$	$5,14 \times 0,65 = 3,34$	$5 \times 0,65 = 1,625$

➤ Combinaison de charges :

Tableau III .1.2: Combinaison de charge

Plancher	ELU (1,35G+1,5Q)	ELS (G+Q)
Terrasse	5,90	4,3
Attique	3,60	2,6
Etage courant	5,97	4,32
$RDC_1 = RDC_2$	6,95	4,97

Remarque :

On constate que le chargement pour le plancher **RDC₁ (commerce)** est le plus défavorable.

Vu que la différence entre les chargements n'est pas importante, on utilisera celui de plancher **RDC₁ (commerce)** pour le calcul du ferraillage.

La combinaison à l'ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,95 \text{ KN / ml}$.

La combinaison à l'ELS : $q_s = G + Q = 4,97 \text{ KN / ml}$.

Nous avons trois types de poutrelles :

Les deux premiers comportent un plancher sur 3 appuis et le troisième sur 7 appuis.

Choix de la méthode de calcul :

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 de la méthode forfaitaire (Art B.6.2,210/BAEL91 modifié99) :

1. La valeur de la surcharge d'exploitation respecte la condition suivante :

$$Q = 1,5 \leq \max \{2G; 5 \text{ kN}\} = \{2 \times 3,34 ; 5 \text{ kN}\} = 6,68 \text{ KN} / m \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

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

$$(0,80 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25)$$

$$\frac{4,00}{3,50} = 1,14 ; \frac{3,50}{3,50} = 1 ; \frac{3,50}{3,40} = 1,02 ; \frac{3,40}{3,50} = 0,97 ; \frac{3,50}{3,30} = 1,06 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

4. La fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements \rightarrow Condition vérifiée.

Conclusion : Les 4 conditions sont vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

Principe de la méthode :

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

$$r = \frac{Q}{G + Q} = \frac{2,5}{5,14 + 2,5} = 0,327$$

$$0 \leq r \leq \frac{2}{3}$$

$$\frac{1 + 0,3r}{2} = 0,549$$

$$\frac{1 + 0,3r}{2} = 0,549 \qquad \frac{1,2 + 0,3r}{2} = 0,649$$

Les valeurs M_t , M_w et M_e doivent vérifier les coefficients suivants tel que :

➤ M_0 : moment maximale du moment fléchissant dans la travée comparaison.

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} ; \text{ dont « l » longueur entre nus d'appuis.}$$

➤ M_w et M_e : moments aux valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.

➤ M_t : moment Max aux travées pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

$$1) \quad M_t \geq \max [1,05 M_0 ; (1 + 0,3r) M_0] - \frac{M_s + M_e}{2}$$

2) $M_i \geq \frac{1+0,3r}{2} M_0$ Dans une travée intermédiaire.

$M_i \geq \frac{1,2+0,3r}{2} M_0$ Dans une travée de rive.

- 3) La valeur de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :
- 0,6 M : pour une poutre de deux travées.
 - 0,5 M₀ : pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
 - 0,4 M₀ : pour les autres les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.
 - 0, 3M₀ : pour les appuis de rives.

1ère cas : nous avons une poutre sur 07 appuis, comme présentée dans le diagramme suivant :

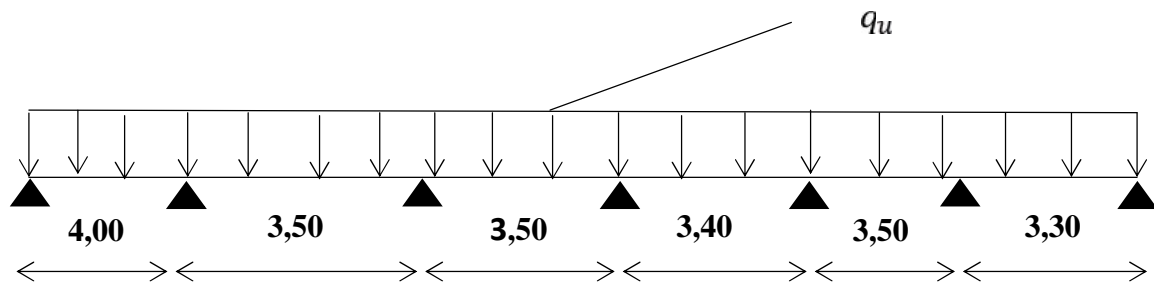


FIGURE III.1.6 : Schéma statique de la poutrelle.

Calcul des moments fléchissant :

➤ Calculs des moments isostatiques M_{0i} à l'ELU :

$$M_{01} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6,95 \times 4^2}{8} = 13,9 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = M_{03} = M_{05} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6,95 \times 3,5^2}{8} = 10,64 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6,95 \times 3,4^2}{8} = 10,04 \text{ KN.m}$$

$$M_{06} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6,95 \times 3,3^2}{8} = 9,46 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul des moments sur appuis :

$$M_1 = 0,3M_{01} = 0,3 \times 13,9 = 4,17 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0,5 \max(M_{01}; M_{02}) = 0,5 \times 13,9 = 6,95 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0,5 \max(M_{02}; M_{03}) = 0,4 \times 10,64 = 4,256 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0,6 \max(M_{03}; M_{04}) = 0,6 \times 10,64 = 6,45 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 0,4 \max(M_{04}; M_{05}) = 0,4 \times 10,64 = 4,256 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = 0,5 \max(M_{05}; M_{06}) = 0,5 \times 10,64 = 5,32 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0,3M_{01} = 0,3 \times 13,9 = 4,17 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul des moments en travées :

Travée 1.2

$$\begin{cases} M_t \geq -\left(\frac{4,17 + 6,95}{2}\right) + \max(1,05 \times 13,9; 1,098 \times 13,9) = 9,7022 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3}{2} M_{01} = 0,649 \times 13,9 = 9,0211 \text{ KN.M} \end{cases}$$

Soit : $M_{1,2} = 9,7022 \text{ KN.m}$

Travée 2.3

$$\begin{cases} M_t \geq -\left(\frac{6,95 + 4,256}{2}\right) + \max(1,05 \times 10,64; 1,098 \times 10,64) = 6,08 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1 + 0,3}{2} M_{02} = 0,549 \times 10,64 = 5,84 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Soit : $M_{2,3} = 6,08 \text{ KN.m}$

Travée 3.4

$$\begin{cases} M_t \geq -\left(\frac{4,256 + 6,45}{2}\right) + \max(1,05 \times 10,64; 1,098 \times 10,64) = 6,33 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1 + 0,3}{2} M_{03} = 0,549 \times 10,64 = 5,84 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Soit : $M_{3,4} = 6,33 \text{ KN.m}$

Travée 4.5

$$\begin{cases} M_t \geq -\left(\frac{6,45 + 4,256}{2}\right) + \max(1,05 \times 10,04; 1,098 \times 10,04) = 5,671 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1 + 0,3}{2} M_{04} = 0,549 \times 10,04 = 5,51 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Soit : $M_{4,5} = 5,671 \text{ KN.m}$

Travée 5.6 :

$$\begin{cases} M_t \geq -\left(\frac{4,256 + 5,32}{2}\right) + \max(1,05 \times 10,64; 1,098 \times 10,64) = 6,895 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1 + 0,3}{2} M_{05} = 0,549 \times 10,64 = 5,84 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Soit : $M_{4,5} = 6,895 \text{ KN.m}$

Travée 6.7

$$\begin{cases} M_t \geq -\left(\frac{5,32+4,17}{2}\right) + \max(1,05 \times 9,46; 1,098 \times 9,46) = 5,642 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1,2+0,3}{2} M_{06} = 0,649 \times 9,46 = 6,140 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Soit : $M_{6.7} = 6,140 \text{ KN.m}$

➤ Calcul des efforts tranchants :

Travée 1.2

$$\begin{cases} T_1 = \frac{6,95 \times 4,00}{2} + \frac{(-6,95) - (-4,17)}{4,00} = 13,205 \text{ KN} \\ T_2 = -\frac{6,95 \times 4,00}{2} + \frac{(-6,95) - (-4,17)}{4,00} = -14,595 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée 2.3

$$\begin{cases} T_2 = \frac{6,95 \times 3,50}{2} + \frac{(-4,256) - (-6,95)}{3,50} = 12,932 \text{ KN} \\ T_3 = -\frac{6,95 \times 3,50}{2} + \frac{(-4,256) - (-6,95)}{3,50} = -11,393 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée 3.4

$$\begin{cases} T_3 = \frac{6,95 \times 3,50}{2} + \frac{(-6,45) - (-4,256)}{3,50} = 11,5361 \text{ KN} \\ T_4 = -\frac{6,95 \times 3,50}{2} + \frac{(-6,45) - (-4,256)}{3,50} = -12,789 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée 4.5

$$\begin{cases} T_4 = \frac{6,95 \times 3,40}{2} + \frac{(-4,256) - (-6,45)}{3,40} = 12,460 \text{ KN} \\ T_5 = -\frac{6,95 \times 3,40}{2} + \frac{(-4,256) - (-6,45)}{3,40} = -11,170 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée 5.6

$$\begin{cases} T_5 = \frac{6,95 \times 3,50}{2} + \frac{(-5,32) - (-4,256)}{3,50} = 11,859 \text{ KN} \\ T_6 = -\frac{6,95 \times 3,50}{2} + \frac{(-5,32) - (-4,256)}{3,50} = -12,467 \text{ KN} \end{cases}$$

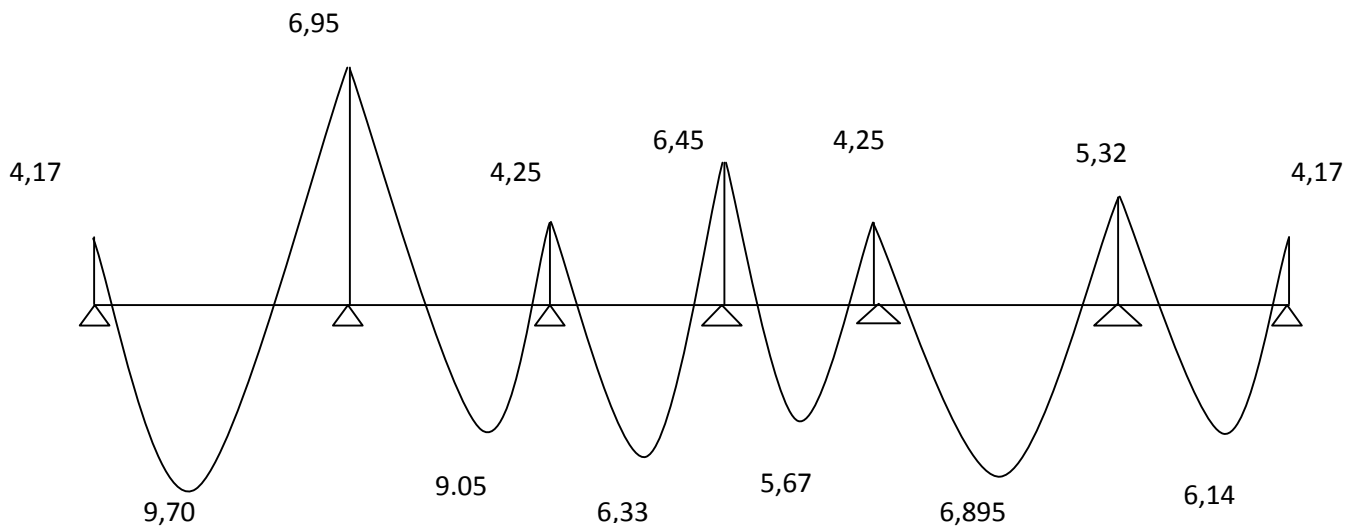
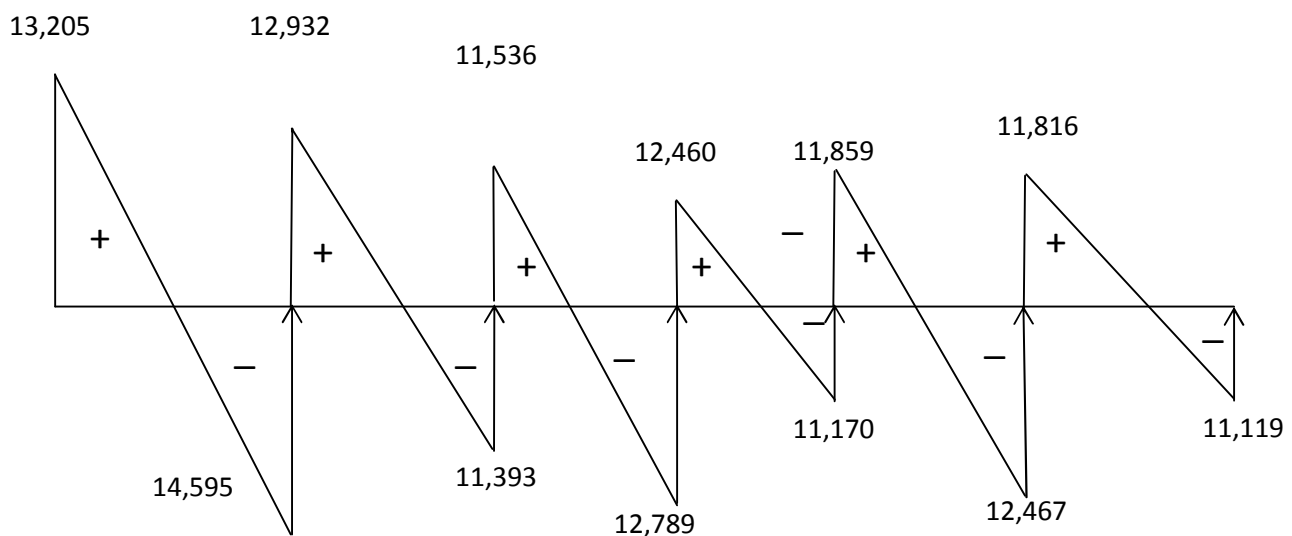
Travée 6.7

$$\begin{cases} T_6 = \frac{6,95 \times 3,30}{2} + \frac{(-4,17) - (-5,32)}{3,30} = 11,816 \text{ KN} \\ T_7 = \frac{6,95 \times 3,30}{2} + \frac{(-4,17) - (-5,32)}{3,30} = -11,119 \text{ KN} \end{cases}$$

Tableau III .1.3: Tableau des moments aux appuis et en travée.

Moments aux appuis (KN.m)						
M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	M ₆	M ₇
4,17	6,95	4,256	6,45	4,256	5,32	4,17
Moment en travées (KN.m)						
M _t ¹⁻²	M _t ²⁻³	M _t ³⁻⁴	M _t ⁴⁻⁵	M _t ⁵⁻⁶	M _t ⁶⁻⁷	
9,7022	6,08	6,33	5,671	6,895	6,140	

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

**Figure III.1.7:** Diagramme des moments fléchissants**Figure III.1.8 :** Diagramme des efforts tranchants

2^{ème} cas : on a une poutre sur trois appuis, on aura donc :

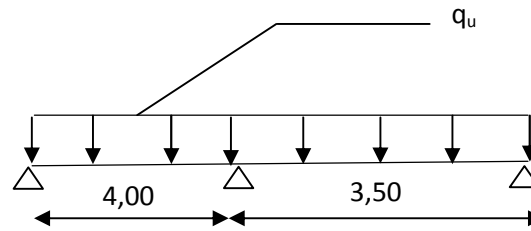


FIGURE III.1.9 : Schéma statique.

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire (ART B.6.2, 210/BAEL91 modifié99) :

1. $Q = 1,5 \leq \max \{2G; 5 \text{ kN}\} = \{2 \times 3,34 ; 5 \text{ kN}\} = 6,68 \text{ kN} \rightarrow$ Condition vérifiée.
2. les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité \rightarrow Condition vérifiée.
3. les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 :

$$(0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25)$$

$$\frac{3,50}{4,00} = 0,875 \rightarrow$$
 Condition vérifiée.
4. La fissuration est considérée comme non préjudiciable. \rightarrow Condition vérifiée.

Conclusion : Les 4 conditions sont vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

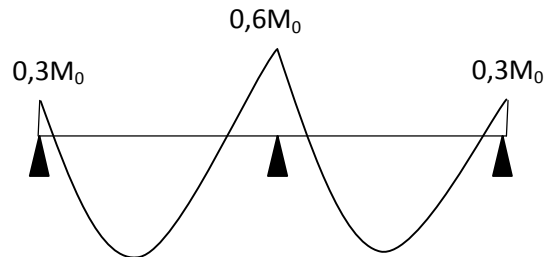


FIGURE III.1 .10 : Diagramme des moments d'une poutre continue reposant sur 3 appuis.

Calcul des moments fléchissant :

➤ Calcul des moments isostatiques M_{0i} à l'ELU :

$$M_{01} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6,95 \times 4,00^2}{8} = 13,9 \text{ kN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6,95 \times 3,50^2}{8} = 10,64 \text{ kN.m}$$

➤ Calcul des moments sur appuis :

$$M_1 = 0,3M_{02} = 0,3 \times 13,9 = 4,17 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = 0,6 \max(M_{01}; M_{02}) = 0,6 \times 13,9 = 8,34 \text{ kN.m}$$

$$M_3 = 0,3M_{02} = 0,3 \times 10,64 = 3,192 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul moments en travées :

Travée 1.2

$$\begin{cases} M_t \geq -\left(\frac{4,17+8,34}{2}\right) + \max(1,05 \times 13,9; 1,098 \times 13,9) = 9,007 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1,2+0,3}{2} M_{01} = 0,649 \times 13,9 = 9,021 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Soit : $M_{1,2} = 9,021 \text{ K . m}$

Travée 2.3:

$$\begin{cases} M_t \geq -\left(\frac{8,34+3,192}{2}\right) + \max(1,05 \times 10,64; 1,098 \times 10,64) = 5,917 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1,2+0,3}{2} M_{02} = 0,649 \times 10,64 = 6,905 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Soit : $M_{2,3} = 6,905 \text{ K . m}$

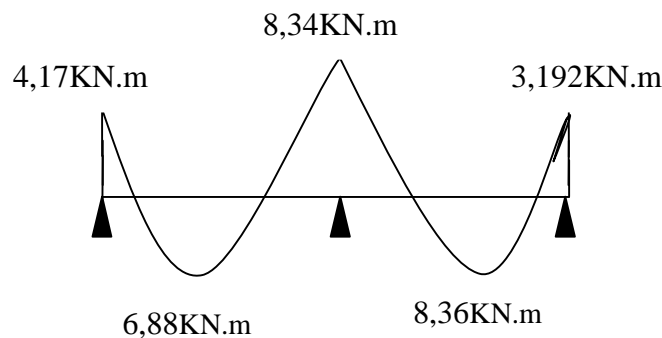


FIGURE III.1.11 : Diagramme des moments fléchissant.

➤ Calcul des efforts tranchants :

Travée 1.2

$$\begin{cases} T_1 = \frac{6,95 \times 4,00}{2} + \frac{(-8,34) - (-4,17)}{4,00} = 12,85 \text{ KN} \\ T_2 = -\frac{6,95 \times 4,00}{2} + \frac{(-8,34) - (-4,17)}{4,00} = -14,94 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée 2.3

$$\begin{cases} T_2 = \frac{6,95 \times 3,50}{2} + \frac{(-3,192) - (-8,34)}{3,50} = 13,63 \text{ KN} \\ T_3 = -\frac{6,95 \times 3,50}{2} + \frac{(-3,192) - (-8,34)}{3,50} = -10,69 \text{ KN} \end{cases}$$

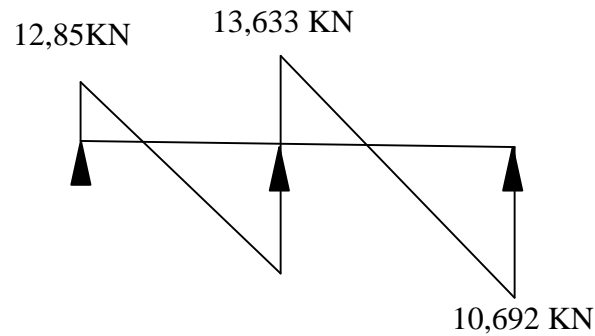


FIGURE III.1.12 : Diagramme des efforts tranchants.

3^{ème} cas : on a une poutre sur trois appuis, on aura donc :

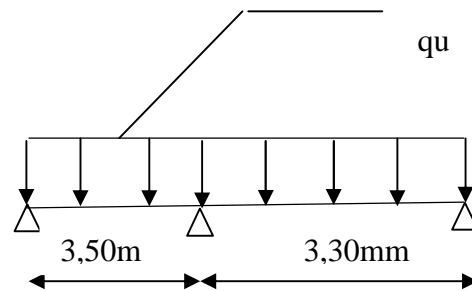


FIGURE III.1.13 : Schéma statique

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :
(ART B.6.2, 210/BAEL91 modifié99)

1. $Q = 1,5 \max \{ Q ; 3N \} = \{ 2,34 ; 5 kN \} = 6,68 kN \rightarrow$ Condition vérifiée.

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

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

$$(0,80 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25)$$

$$\frac{3,50}{3,30} = 1,06 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

Conclusion : Les 4 conditions sont vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

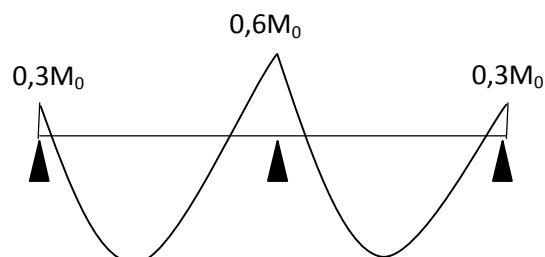


FIGURE III.1.14 : Diagramme des moments d'une poutre continue reposant sur 3 appuis.

Calcul des moments fléchissant :

➤ Calcul des moments isostatiques M_{0i} à l'ELU :

$$M_{01} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6,95 \times 3,50^2}{8} = 10,64 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6,95 \times 3,30^2}{8} = 9,46 \text{ KN.m}$$

➤ calcul des moments sur appuis :

$$M_1 = 0,3M_{01} = 0,3 \times 10,64 = 3,192 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0,6 \max(M_{01}; M_{02}) = 0,6 \times 10,64 = 6,38 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0,3M_{02} = 0,3 \times 9,46 = 2,83 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul moments en travées :

Travée 1.2

$$\begin{cases} M_t \geq -\left(\frac{3,192 + 6,384}{2}\right) + \max(1,05 \times 10,64; 1,098 \times 10,64) = 6,89 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3}{2} M_{01} = 0,649 \times 10,64 = 6,90 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Soit : $M_{1,2} = 6,90 \text{ K . m}$

Travée 2.3:

$$\begin{cases} M_t \geq -\left(\frac{6,384 + 2,838}{2}\right) + \max(1,05 \times 9,46; 1,098 \times 9,46) = 5,77 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3}{2} M_{02} = 0,649 \times 9,46 = 6,14 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Soit : $M_{2,3} = 6,14 \text{ K . m}$

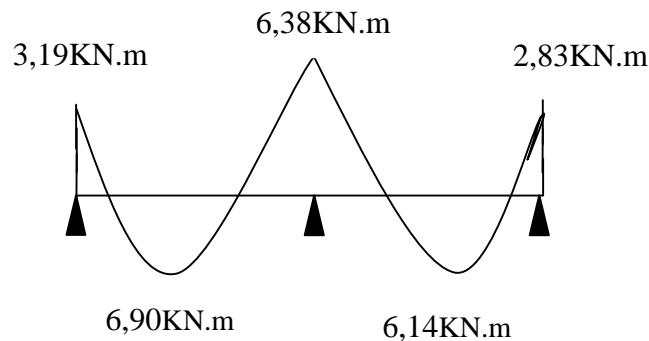


FIGURE III.1.15 : Diagramme des moments fléchissant.

➤ Calcul des efforts tranchants :

Travée 1.2

$$\begin{cases} T_1 = \frac{6,95 \times 3,50}{2} + \frac{(-6,384) - (-3,192)}{3,50} = 11,25 \text{ KN} \\ T_2 = -\frac{6,95 \times 3,50}{2} + \frac{(-6,384) - (-3,192)}{3,50} = -13,07 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée 2.3

$$\begin{cases} T_2 = \frac{6,95 \times 3,30}{2} + \frac{(-2,83) - (-6,38)}{3,30} = 12,54 \text{ KN} \\ T_3 = -\frac{6,95 \times 3,30}{2} + \frac{(-2,83) - (-6,38)}{3,30} = -10,39 \text{ KN} \end{cases}$$

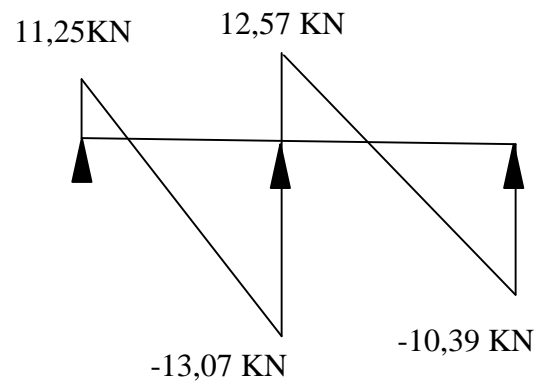


FIGURE III.1.16: Diagramme des efforts tranchants.

Remarque : le calcul se fera selon le cas le plus défavorable (1^{er} cas).**III.1.3 Calcul des armatures :**

Les moments maximaux aux appuis et en travées sont :

$$M_t^{\max} = 9,70 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 6,95 \text{ KN.m}$$

III.1.3.1 Calcul à l'ELU :

➤ Armature en travée :

Le moment équilibré par la table de compression

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

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

$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > M_t = 9,05 \text{ KN.m}$ L'axe neutre est dans la table de compression d'où le calcul se fera pour une section rectangulaire (bxh).

$$\tilde{\eta}_b = \frac{M_t^{\max}}{bd^2 \eta_{bc}} = \frac{9,70 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,0324 < 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\tilde{\eta}_b = 0,0324 \rightarrow \eta = 0,984$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\eta d (f_e / u_s)} = \frac{9,70 \times 10^3}{0,984 \times 18 \times 348} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1,57 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 3\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures aux appuis :**

La table est entièrement tendue donc le calcul se fera comme pour une section rectangulaire (bx h).

$$M_a^{\max} = 6,95 \text{ KN.m}$$

$$\tilde{\eta}_b = \frac{M_a^{\max}}{bd^2 \eta_{bc}} = \frac{6,95 \cdot 10^3}{65 \cdot 18^2 \cdot 14,2} = 0,023 < 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\tilde{\eta}_b = 0,023 \rightarrow \eta = 0,989$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\eta d (f_e / u_s)} = \frac{6,95 \cdot 10^3}{0,989 \cdot 18 \cdot 348} = 1,12 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1,12 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné comme suit :

$$w \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, w_{\max} \right) \quad (\text{Art 7.2.21/BAEL91})$$

$$\min \left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1,2 \right) = 0,57 \text{ cm}$$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de w6 avec $A_t = 2\text{HA}8 = 1 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement des armatures transversales :**

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

On prend $S_t = 16 \text{ cm}$

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$St = \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot 15} = \frac{1.400}{12.15} = 2,22 \text{ Mpa} \geq 0,4 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.1.4 Vérification à l'ELU :

➤ Vérification de la contrainte tangentielle (BAEL91/Art5.1-1) :

On doit vérifier que :

$$\bar{t}_u = \min\left(0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa}\right) \quad \text{«Fissuration peu nuisible»}$$

$$\bar{t}_u = \min(1,16 \text{ Mpa}, 4 \text{ Mpa}) = 1,16 \text{ Mpa}$$

$$t_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{13,205.10^3}{120.180} = 0,61 \text{ Mpa} \quad t_u = 0,61 \text{ Mpa} < \bar{t}_u = 1,16 \text{ Mpa} \rightarrow \text{«Condition vérifiée»}.$$

➤ Condition de non fragilité (BAEL91/Art A4.21) :

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

✓ En travée

$$A_t = 2,36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Aux appuis

$$A_a = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

On doit vérifier que : $t_{se} \leq \bar{t}_{se}$

$$\text{Avec : } t_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 d \sum U_i} = \frac{13,205.10^3}{0,9 \cdot 180 \cdot 2 \cdot f \cdot 12} = 1,08 \text{ MPa}$$

$$\bar{t}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \cdot 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$t_{se} = 1,08 \text{ MPa} < \bar{t}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

On doit vérifier que : $V_u^{\max} \leq 0,267 b_0 \cdot a \cdot f_{c28}$ avec $a = 0,9d$

$$V_u^{\max} \leq 0,267 \cdot 12 \cdot 0,9 \cdot 18 \cdot 2,5 = 129,76 \text{ KN}$$

$$V_{\max} = 13,205 \text{ KN} \quad V_u^{\max} = 129,76 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures**

On doit vérifier que : $A \geq \left(\frac{V_u^{\max}}{\tau_s} \right)$

$$A_a \frac{13,205 \times 10^3}{348} = 37,95 \text{ mm}^2 = 0,379 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1,57 \text{ cm}^2 \geq 0,379 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : Les conditions d'influence de l'effort tranchant sont vérifiées, donc les armatures utilisées sont suffisantes.

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

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

$$\tau_{su} = 0,6(1,5)^2 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où } l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL91(Art.6.1.21) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochets « L_c » est au moins égale à $0,4 l_s$ pour l'acier HA donc :

$$L_c = 0,4 l_s = 0,4 \times 42,33 = 16,93 \text{ cm}$$

L_c : longueur hors crochets normaux adoptés.

➤ **vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires :**

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

III.1.5 Vérification a l'ELS :

III.1.5.1 Calcul des moments :

➤ **moments en travées :**

$$q_s = 4,97 \text{ KN / ml}$$

$$M_{1-2} = \frac{q_s \times L_{AB}^2}{8} = \frac{4,97 \times 4^2}{8} = 9,94 \text{ KN.m}$$

$$M_{2-3} = M_{3-4} = M_{5-6} = \frac{q_s \times l_{BC}^2}{8} = \frac{4,97 \times 3,5^2}{8} = 7,61 \text{ KN.m}$$

$$M_{4-5} = \frac{q_s \times l_{CD}^2}{8} = \frac{4,97 \times 3,4^2}{8} = 7,18 \text{ KN.m}$$

$$M_{6-7} = \frac{q_s \times l_{DE}^2}{8} = \frac{4,97 \times 3,3^2}{8} = 6,77 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments aux appuis :**

$$M_1 = M_7 = 0,3M_{01} = 0,3 \times 9,94 = 2,98 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0,5 \text{Max} (M_{01}; M_{02}) = 0,5 \times 9,94 = 4,97 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0,4 \text{Max} (M_{02}; M_{03}) = 0,4 \times 7,6 = 3,04 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0,6 \text{Max} (M_{03}; M_{04}) = 0,6 \times 7,61 = 4,57 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 0,4 \text{Max} (M_{04}; M_{05}) = 0,4 \times 7,61 = 3,04 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = 0,5 \text{Max} (M_{05}; M_{06}) = 0,5 \times 7,18 = 3,59 \text{ KN.m}$$

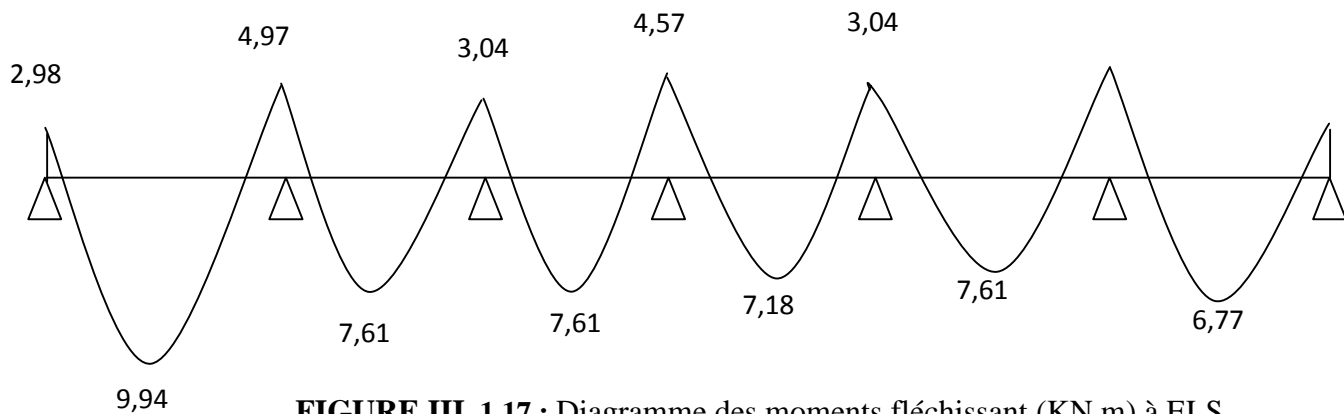


FIGURE III .1.17 : Diagramme des moments fléchissant (KN.m) à ELS.

III.1.5.2 Calcul des efforts tranchants : $q_s = 4,97 \text{ KN} / m$

Travée 1.2

$$\begin{cases} T_1 = \frac{4,97 \times 4,00}{2} + \frac{(-4,97) - (-2,98)}{4,00} = 9,44 \text{ KN} \\ T_2 = -\frac{4,97 \times 4,00}{2} + \frac{(-4,97) - (-2,98)}{4,00} = -10,44 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée 2.3

$$\begin{cases} T_2 = \frac{4,97 \times 3,50}{2} + \frac{(-3,04) - (-4,97)}{3,50} = 9,25 \text{ KN} \\ T_3 = -\frac{4,97 \times 3,50}{2} + \frac{(-3,04) - (-4,97)}{3,50} = -8,15 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée 3.4

$$\begin{cases} T_3 = \frac{4,97 \times 3,50}{2} + \frac{(-4,57) - (-3,04)}{3,50} = 8,25 \text{ KN} \\ T_4 = -\frac{4,97 \times 3,50}{2} + \frac{(-4,57) - (-3,04)}{3,50} = -9,13 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée 4.5

$$\begin{cases} T_4 = \frac{4,97 \times 3,40}{2} + \frac{(-3,04) - (-4,57)}{3,40} = 8,91 \text{ KN} \\ T_5 = -\frac{4,97 \times 3,40}{2} + \frac{(-3,04) - (-4,57)}{3,40} = -8 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée 5.6

$$\begin{cases} T_5 = \frac{4,97 \times 3,50}{2} + \frac{(-3,59) - (-3,04)}{3,50} = 8,54 \text{ KN} \\ T_6 = -\frac{4,97 \times 3,50}{2} + \frac{(-3,59) - (-3,04)}{3,50} = -8,85 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée 6.7

$$\begin{cases} T_6 = \frac{4,97 \times 3,30}{2} + \frac{(-2,98) - (-3,59)}{3,30} = 8,39 \text{ KN} \\ T_7 = -\frac{4,97 \times 3,30}{2} + \frac{(-2,98) - (-3,59)}{3,30} = -8,02 \text{ KN} \end{cases}$$

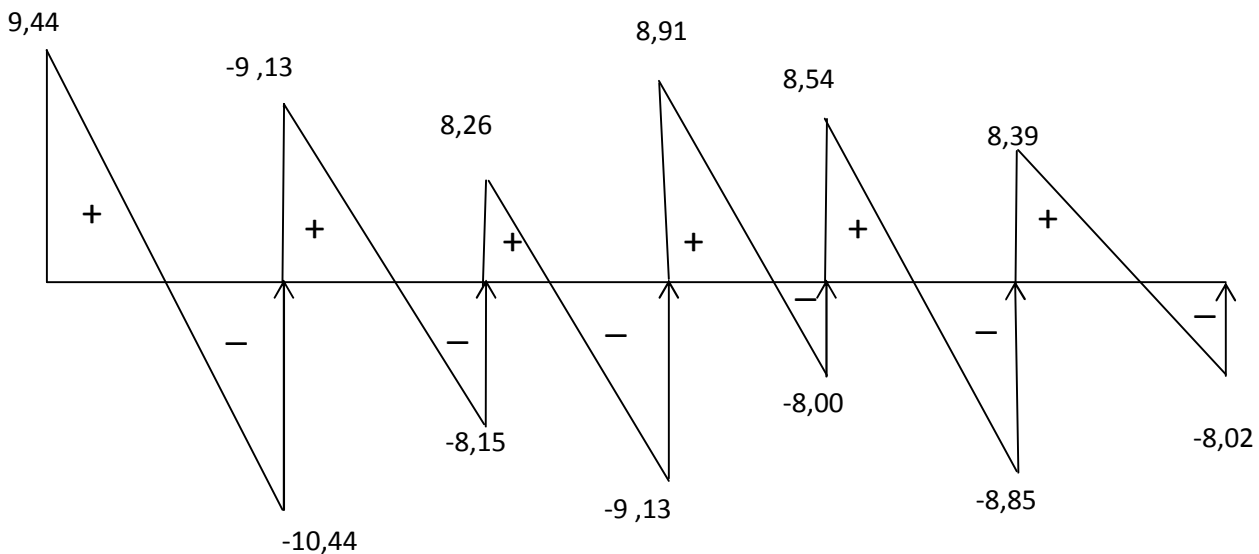


FIGURE III.1.18: Diagramme des efforts tranchants à(ELS).

III.1.6 Vérifications :

Les états limites de service sont définis compte tenue des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications à faire sont :

➤ **Etat limite de la compression de béton (BAEL91/Art.A4.5.2) :**

✓ **En travée**

$$M_t^{\max} = 9,94 \text{ KN.m}$$

-La contrainte dans les aciers :

$$\dots_1 = \frac{100A_s}{b_0 d} = \frac{100 \cdot 2,36}{18,12} = 1,09$$

$$\dots_1 = 1,09 \rightarrow s_1 = 0,856 \rightarrow K = 0,05$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{s_1 d A_s} = \frac{9,94 \times 10^3}{0,856 \times 18 \times 2,36} = 273,35 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

- Contrainte de compression dans le béton :

La fissuration peu nuisible, donc il doit satisfaire la condition suivante :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0,05 \times 273,35 = 13,66 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Aux appuis**

$$M_a^{\max} = 4,97 \text{ KN.m}$$

La table étant tendue, la section à calculer est rectangulaire ($b_0 \cdot h$)

$$\dots_1 = \frac{100A_a}{b_0 d} = \frac{100 \cdot 1,57}{18,12} = 0,727$$

$$\dots_1 = 0,727 \rightarrow s_1 = 0,876 \rightarrow r_1 = 0,372 \rightarrow K = 0,04$$

- Contrainte dans l'acier

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{s_1 d A_a} = \frac{4,97 \cdot 10^3}{0,876 \cdot 18 \cdot 1,57} = 276 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

- Contrainte dans le béton

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0,04 \cdot 276 = 8,03 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : la vérification étant satisfaite, donc les armatures à l'ELU.

➤ **vérification des ouvertures de fissuration :**

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

➤ **Etat limite de déformation (BAEL91. AB68.4.24) :**

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

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{F_e}$$

h : hauteur totale de la section de nervure (épaisseur de la dalle est comprise),

M_0 : moment isostatique,

L : portée libre,

M_t : moment de flexion,

B_0 : largeur de nervure.

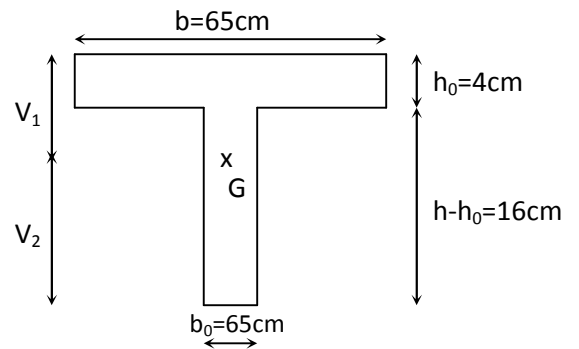
$$1) \frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0,05 > \frac{1}{16} = 0,06 \rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

La première condition n'est pas vérifiée donc il faut procéder au calcul de la flèche.

Calcul de la flèche (Art. B6.5.2/ BAEL91) :

$$a) f_v = \frac{M_t^{\text{ser}} l^2}{10 E_v I_{fv}}$$

$$b) f_i = \frac{M_s l^2}{10 E_i I_{fi}} < \frac{L}{500}$$



Aire de la section homogénéisée

$$B_0 = B + nA = b_0 h + (b - b_0) h_0 + 15A$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2,36 = 487,4 \text{ cm}^2$$

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx

$$S /_{xx} = \frac{bh^2}{2} + (b - b_0) \frac{h^2}{2} + 15A_t d \quad S /_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2,36 \times 18 = 3461,2 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{3461,2}{487,4} = 7,10 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,10 = 12,90 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15A (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3}(7,10^3 + 12,90^3) + (65 - 12)4 \left[\frac{4^2}{12} + (7,10 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 2,36(12,90 - 2)^2$$

$$I_0 = 15467,74 \text{ cm}^4$$

$$\dots = \frac{A}{bd} = \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,011$$

$$\}v = \frac{0,02 f_{t28}}{\dots (2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0,02 \times 2,1}{0,011 \times \left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right)} = 1,50$$

$$\sim = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \dots \uparrow_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 273,35 + 2,1} = 0,15$$

$$If_v = \frac{1,1 I_0}{1 + \}v \sim} = \frac{1,1 \times 10012,68}{1 + 1,50 \times 0,15} = 8990,97 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{4,97 \times (4)^2 \times 10^7}{10 \times 10818,87 \times 8990,97} = 0,80 \text{ cm} < \frac{L}{500} = 0,80 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.7 Conclusion :

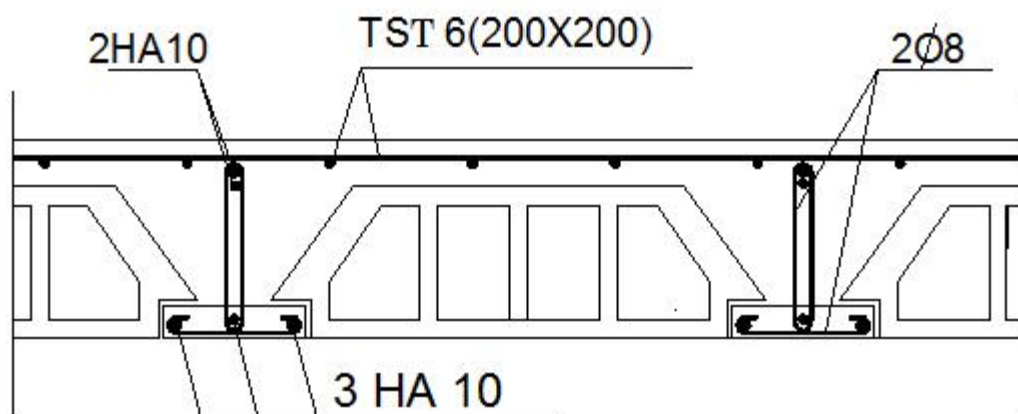


FIGURE III.1.19: Schémas ferrailage du plancher.

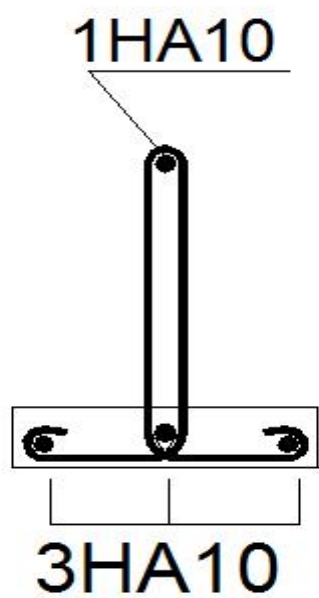


FIGURE III.1.20: Schémas ferrailage du plancher COUPE A-A

III.2 Escaliers

III.2.1 Terminologie et définition :

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

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

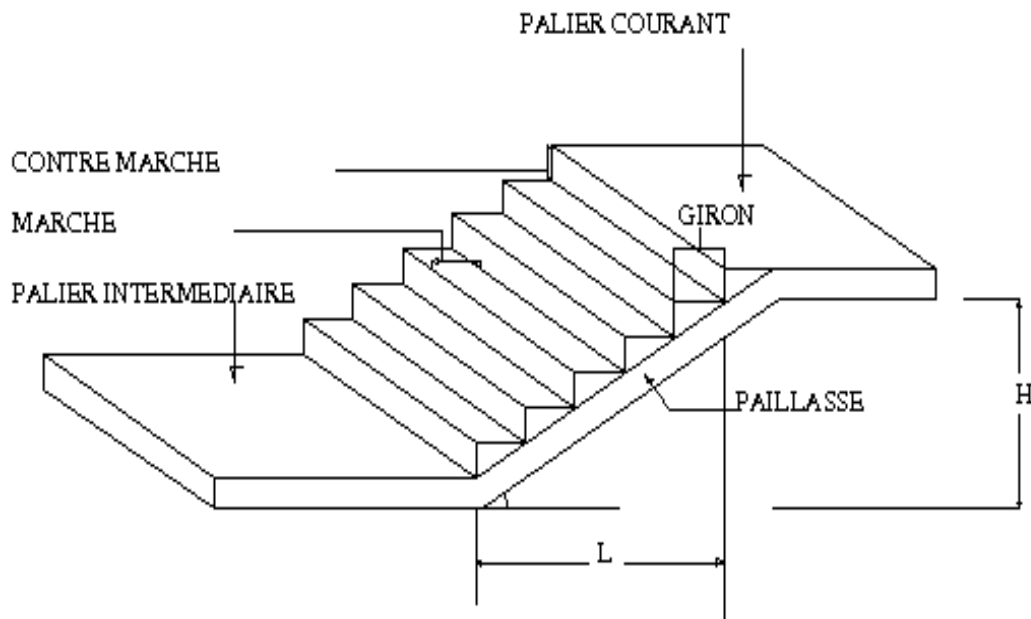


FIGURE III .2.1: Schéma représentatif des escaliers.

Notations utilisées :

G : giron,

h : hauteur de la contre marche,

e_p : épaisseur de la paillasse,

H : hauteur de la volée,

L : longueur de la volée projetée

III.2.2 Dimensionnement de l'escalier :

➤ Détermination du nombre de marches et contre marches :

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

Calcul du nombre de marches pour chaque volée :

On utilise généralement la formule de BLANDEL qui est la suivante :

$$60cm \leq g + 2h \leq 64cm$$

On peut naturellement sortir de cette fourchette s'il y'a nécessité

On a: $16cm \leq h \leq 18cm$

$$25cm \leq G \leq 32cm$$

$$H = \frac{306}{2} = 153cm$$

Pour $h = 17$

On aura le nombre de contre marches et marches

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ contre marches.}$$

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches.}$$

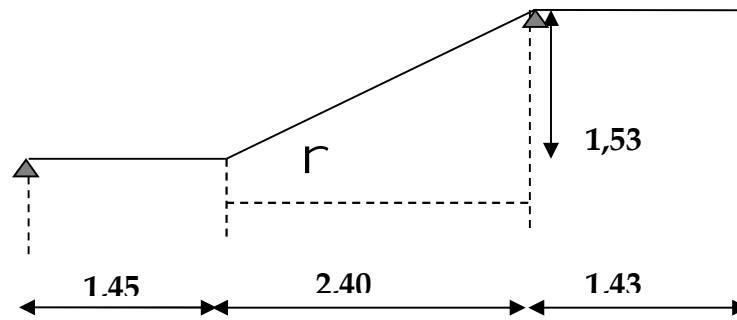
$$\text{Giron : } g = \frac{240}{8} = 30$$

-Vérification de la relation de BLONDEL

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

$$60cm \leq G + 2 = 64 \leq 66cm$$

→ La relation est vérifiée.

Détermination de l'épaisseur de la paillasse :**FIGURE III.2.2 : Schéma statique d'escalier.**

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

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

L_0 : Longueur de palier et de la paillasse

$$\tan r = H / L = 153 / 240 = 0,6375$$

$$r = 32,52^\circ, \cos r = 0,843$$

$$L_0 = L' + L_{\text{palier}} + L' = 5,28 \text{ m}$$

L' : la portée de la paillasse

$$L' = \frac{L}{\cos r}$$

$$L_0 = \frac{L}{\cos r} + l_p = \frac{240}{0,843} + 14$$

$$L_0 = 429,70 \text{ cm}$$

$$\frac{429,70}{30} \leq e_p \leq \frac{429,70}{20}$$

$$\Rightarrow 14,32 \text{ cm} \leq e_p \leq 21,48 \text{ cm}$$

Nous prenons: $e_p = 15 \text{ cm}$.

➤ **Détermination des Charges et surcharges :**

I Charges permanentes :

• **Palier :**

$$\text{Poids propre du palier : } 25 \times 0,15 \times 1 \text{ m} = 3,75 \text{ KN / ml}$$

Tableau III.2.1 : Calcul de la charge permanente du palier

	Eléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	G (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
02	Mortier de pose	20	0.02	0.40
03	lit de sable	18	0.03	0.54
04	Enduit de ciment	18	0.02	0.36
Σ				G _T =1,74

$$G_{tot} = G_{pai} + G_{rev\ pai} = 3,75 + 1,74 = 5,49 \text{ KN}$$

- paillasse :**

$$\text{Poids propre de la paillasse : } \frac{25 \times 0,15}{\cos(32,52)} = 4,44 \text{ KN / ml}$$

$$\text{Poids propre de la marche : } 25 \times \frac{0,15}{2} \times 1\text{m} = 1,88 \text{ KN / ml}$$

Tableau III.2.2 : Calcul de la charge permanente de la paillasse.

	Eléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	G (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
02	Mortier de pose	20	0.02	0.40
03	lit de sable	18	0.02	0.36
04	Gard_corps	/	/	0.20
05	Enduit ciment	18	0.02	0.36
Σ				G _T =1.76

$$G_{tot} = G_{pai} + G_{rev\ pai} = (4,44 + 1,88) + 1,76 = 8,08 \text{ KN / ml}$$

- charge concentrée:**

Une charge concentrée sur l'extrémité du palier dû à la charge du mur extérieur (P).

$$P = (3,06 - 0,15) \times 2,81 \times 1\text{m} = 8,17 \text{ KN}$$

- Surcharges d'exploitation :**

La surcharge d'exploitation est donné par le DTR, elle est la même pour la volée et le palier ; **Q = 2,5 kN / m.**

III.2.2.3 Calcul de l'effort interne :

➤ **Combinaison de charges à L'ELU :**

Paillasse : $q_u^p = 1,35 \times 8,08 + 1,5 \times 2,5 = 14,66 \text{ KN / m}$.

Palier : $q_u^p = 1,35 \times 5,49 + 1,5 \times 2,5 = 11,16 \text{ KN / m}$.

$$P = 1,35 \times 8,17 = 11,029 \text{ KN / m}$$

➤ **Combinaison de charges à L'ELS :**

Paillasse : $q_u^p = 8,08 + 2,5 = 10,58 \text{ KN / m}$.

Palier : $q_u^p = 5,49 + 2,5 = 8,00 \text{ KN / m}$.

$$P = 1 \times 8,17 = 8,17 \text{ KN / m}$$

Etat limite ultime (ELU) :

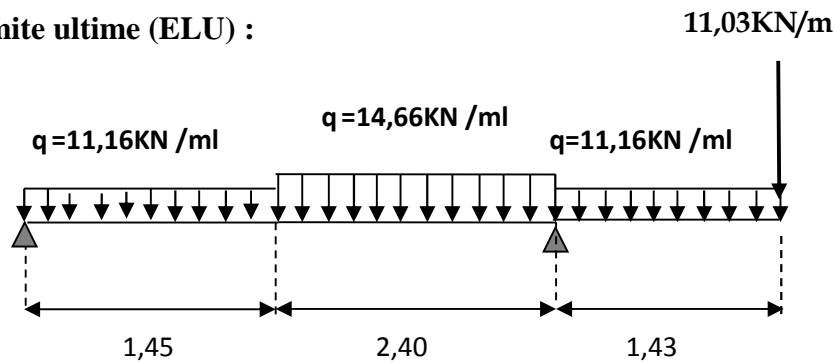


FIGURE III.2.3 : Schéma statique du chargement à l'ELU.

Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = (14,66 \times 2,4) + 11,16(1,43 + 1,45) + 11,03$$

$$R_A + R_B = 78,35 \text{ KN}.$$

$$\sum M / A = 0$$

$$\rightarrow -3,85R_B + (11,16 \times 1,45 \times 0,73) + (14,66 \times 2,4 \times 2,65) + (11,16 \times 1,43 \times 4,56) + 11,03 \times 5,28 = 0$$

Donc:

$$R_B = 50,34 \text{ KN}$$

$$R_A = 78,35 - 50,34 = 28,00 \text{ KN}$$

Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

Tableau III.2.3: Tableau récapitulatif des efforts tranchants.

Tronçons	Expression	X (m)	Ty (KN)
0 x 1,45 m	$-11,16 + 28,0$	0	28,00
		1,45	11,81
1,45 x 3,85 m	$-14,66x + 33,08$	1,45	11,81
		3,85	-23,36
0 x 1,43 m	$-11,16x + 11,03$	0	11,03
		1,43	27,00

Tableau III.2.4 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant.

Tronçons	Expression	X (m)	Mz (KN.m)
0 x 1,45 m	$-11,16\frac{x^2}{2} + 28,00x$	0	0
		1,45	28,87
1,45 x 3,85 m	$11,82x + 11,73 - 14,66\frac{(x-1,45)^2}{2}$	1,45	28,87
		3,85	15,02
0 x 1,43 m	$-11,16\frac{x^2}{2} - 11,03x$	0	0
		1,43	-27,18

Calcul de la distance y_m ou le moment est maximum :

$$\frac{dMu}{dx} = 0 \quad 11,16x_m - 28,00 = 0 \quad x_m = \frac{28,00}{11,16} = 2,50m$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x_m = 2,28m$ donc $M_{zmax} = 35,13KN.m$

On tenant compte du semi encastrement, on prend

- Aux appuis : $M_u^a = -0,3 M_{zmax} = -10,53KN.m$
- En travée : $M_u^t = 0,85 M_{zmax} = 29,86KN.m$

Les résultats trouvés figurant sur le diagramme ci-dessous :

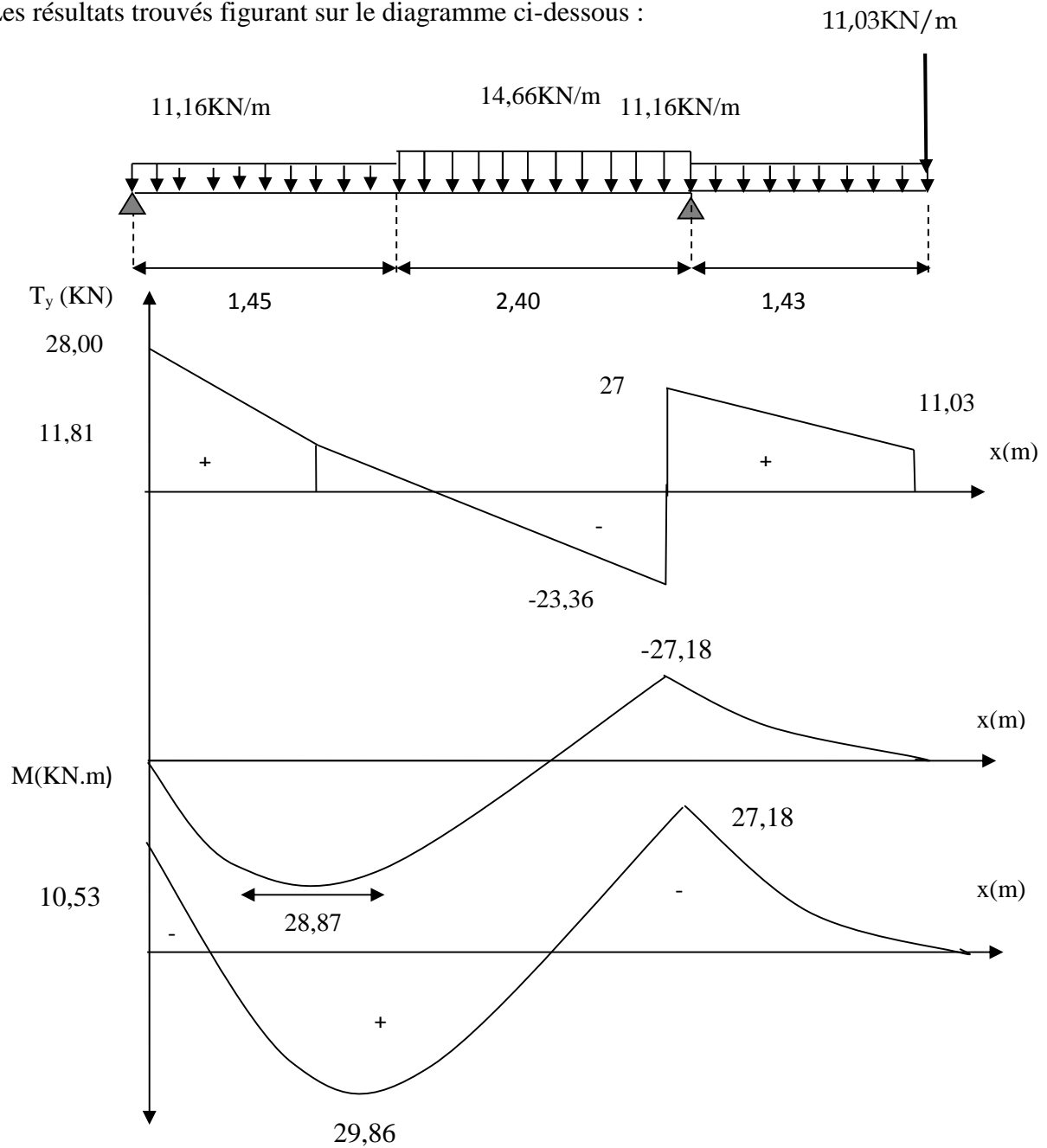


FIGURE III.2.4 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

III.2.3 Ferrailage à L'ELU :

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

- **En travée:** $M_u^t = 29,86 \text{ kN.m}$
- $d = 16 \text{ cm}$
 $c = 2 \text{ cm}$
 $b = 100 \text{ cm}$
 $h = 18 \text{ cm}$

➤ **Armatures principales :**

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

$$\tilde{\sigma} = \frac{29,86 \times 10^3}{100 \times (16)^2 \times 14,2} = 0,08$$

$\tilde{\sigma} = 0,08 < \tilde{\sigma}_1 = 0,392 \rightarrow$ Section simplement armée.

$$\tilde{\sigma} = 0,08 \rightarrow s = 0,958$$

$$A_t = \frac{M_t}{s \times d \times \frac{f_e}{\chi_s}}$$

$$A_t = \frac{22,95 \times 10^3}{0,968 \times 16 \times 348} = 5,54 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA12 = 6,79 cm² avec un espacement $S_t = 25$ cm

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,69 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit : 4 HA10} = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

- **Sur appuis :** $M_{ua} = -10,53$ KN.

➤ **Armatures principales :**

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

$$\tilde{\sigma} = \frac{10,53 \times 10^3}{100 \times (16)^2 \times 14,2} = 0,028$$

$\tilde{\sigma} = 0,028 < \tilde{\sigma}_1 = 0,392 \rightarrow$ Section simplement armée

$$\tilde{\sigma} = 0,028 \rightarrow s = 0,986$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{s \times d \times \frac{f_e}{\chi_s}}$$

$$A_a = \frac{10,53 \times 10^3}{0,986 \times 16 \times 348} = 1,91 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA12 = 4,52 cm² avec $S_t = 25$ cm.

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit : 4 HA10} = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t = 25 \text{ cm}.$$

III.2.4 Vérifications :

À L'ELU :

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

$$A_{\min} = 0,23 \times bd \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 16 \times \frac{2,1}{400} = 1,93 \text{ cm}^2$$

- **Sur appuis :** $A_a = 4,52 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,93 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$

- **En travée :** $A_t = 6,79 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,93 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$

➤ Espacement des barres :

• **En travée :**

-Armatures principales : $e = 25 \text{ cm} \leq \min\{3h ; 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{CV}$

-Armatures de répartition : $e = 25 \text{ cm} \leq \min\{4h ; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm} \rightarrow \text{CV}$

• **Sur appuis :**

-Armatures principales : $e = 25 \text{ cm} \leq \min\{3h ; 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{CV}$

-Armatures de répartition : $e = 25 \text{ cm} \leq \min\{4h ; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm} \rightarrow \text{CV}$

➤ Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91 modifié 99 Art A 6,13, CBA93) :

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

$\bar{\tau}_s$: Coefficient de scellement pris à 1,5 pour les aciers HA.

$$\sum u_i = \sum n \times f_w = 4 \times 3,14 \times 1,2 = 15,10 \text{ cm}$$

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

$$\bar{\tau}_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u_i}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \frac{50,34 \times 1000}{0,9 \times 160 \times 151} = 2,31 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 2,31 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle (BAEL 91 modifié 99 Art 5-1.2, CBA93) :**

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b \times d} = \frac{50340}{1000 \times 160} = 0,03 \text{ MPa}$$

La fissuration est peut préjudiciable donc :

$$\bar{\tau}_u = \min (0,07, 4 \text{ MPa}) = 1,16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,03 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1,16 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

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

$$\tau_s = 0,6 \sigma_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 15^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\sigma_s \times f_e}{4 \times \tau_s} \rightarrow L_s = 45 \text{ cm}$$

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

Vu que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4.L_s = 0,4 \times 42,32 = 16,93 \text{ cm}$ pour les aciers H.A, soit : **$L_c = 20 \text{ cm}$**

Etat limite de service (ELS) :

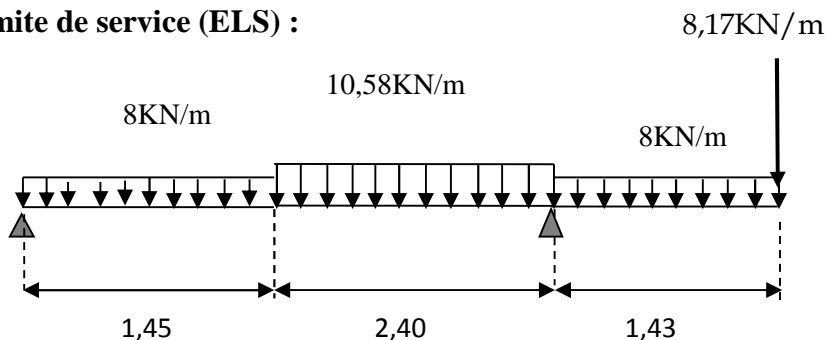


FIGURE III.2.5 : Schéma statique du chargement à l'ELS.

Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = (10,58 \times 2,4) + 8(1,45 + 1,43) + 8,17$$

$$R_A + R_B = 56,60 \text{ KN.}$$

$$M/A = 0$$

$$\rightarrow -3,85R_B + (8 \times 1,45 \times 0,73) + (10,58 \times 2,4 \times 2,65) + (8 \times 1,43 \times 4,56) + 8,17 \times 5,28 = 0$$

Donc: $R_B = 44,42 \text{ KN}$

$$R_A = 12,17 \text{ KN}$$

Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

Tableau III.2.5 : Tableau récapitulatif des efforts tranchants.

Tronçons	Expression	X (m)	Ty (KN)
0 x 1,45 m	$-8x + 12,17$	0	12,17
		1,45	0,57
1,45 x 3,85 m	$-10,58x - 15,92$	1,45	0,57
		3,85	-24,81
0 x 1,43 m	$8x + 8,17$	0	8,17
		1,43	19,61

Tableau III.2.6: Tableau récapitulatif des moments fléchissant.

Tronçons	Expression	X (m)	Mz (KN.m)
0 x 1,45 m	$-8\frac{x^2}{2} + 12,17x$	0	0
		1,45	9,23
1,45 x 3,85 m	$0,57x + 8,46 - 10,58 \times \frac{(x-1,45)^2}{2}$	1,45	9,23
		3,85	-19,58
0 x 1,43 m	$-8x^2 \frac{x^2}{2} - 8,17x$	0	0
		1,43	-19,8

Calcul de la distance y_m ou le moment est maximum :

$$\frac{dMu}{dx} = 0 \quad -8x_m + 12,17 = 0 \quad x_m = \frac{12,17}{8} = 1,52m$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x_m = 1,52m$ donc $M_{zmax} = 9,24 \text{ KN.m}$

On tenant compte du semi encastrement, on prend :

- **Aux appuis :** $M_s^a = -0,3 M_{zmax} = -2,77 \text{ KN.m}$
- **En travée :** $M_s^t = 0,85 M_{zmax} = 7,85 \text{ KN.m}$

Les résultats trouvés figurant sur le diagramme ci-dessous :

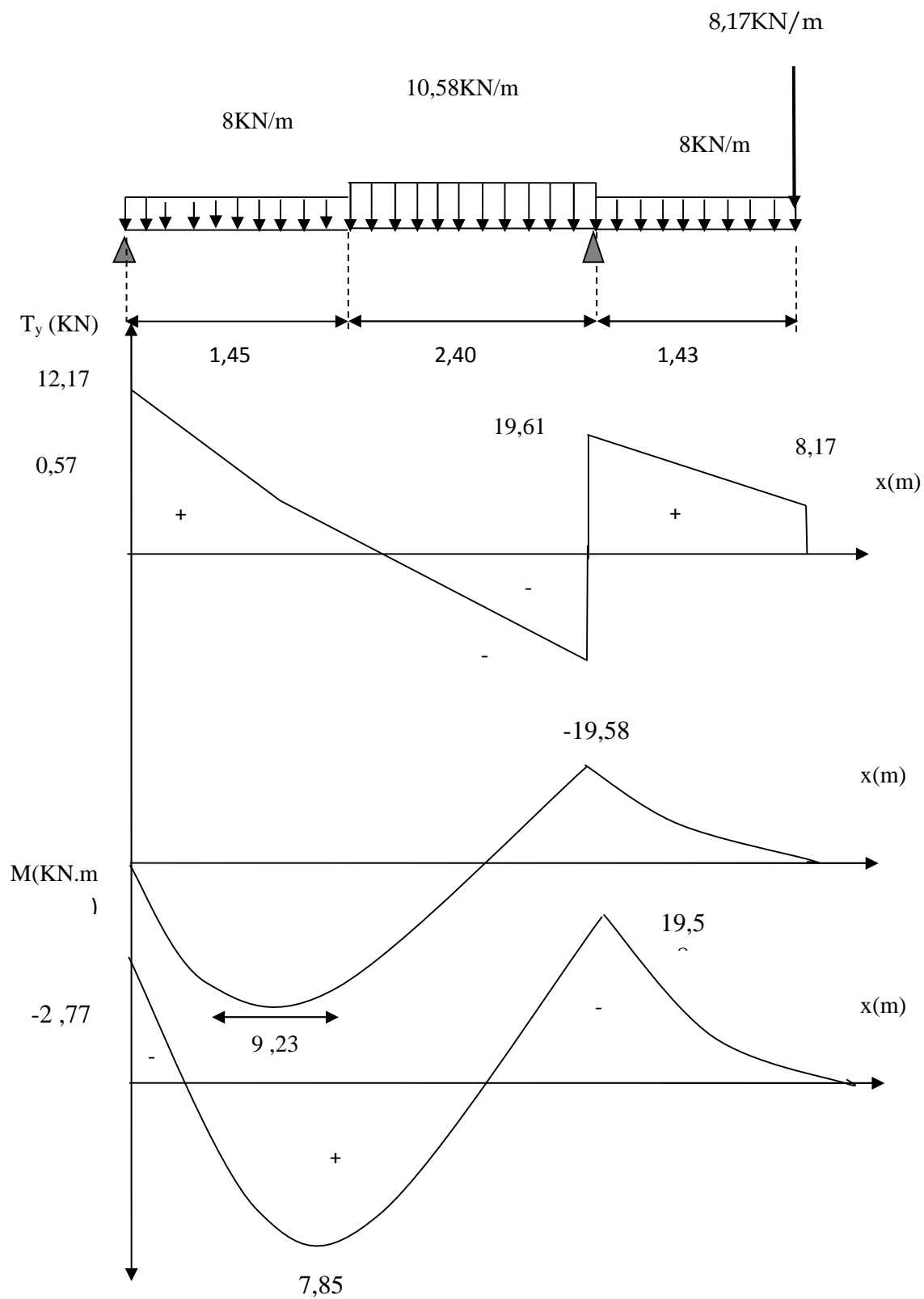


FIGURE III.2.6: Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

III.2.5 Vérifications à l'ELS :**➤ Vérification des contraintes dans le béton :**

Il faut vérifier que : $\tau_{bc} \leq \bar{\tau}_{bc}$

$$\bar{\tau}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bc} = \frac{\tau_{st}}{k_1} \quad \text{avec} \quad \tau_{bc} = \frac{M_s^{\max}}{S_1 \times d \times A_{st}}$$

En travée :

$$\alpha_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 6,79}{100 \times 16} = 0,420$$

$$\alpha_1 = 0,420 \rightarrow s_1 = 0,901 \rightarrow k_1 = 35,59 \rightarrow r_1 = 0,297$$

$$\tau_{st} = \frac{7,85 \times 10^3}{0,901 \times 16 \times 6,79} = 80,40 \text{ Mpa}$$

$$K = \frac{r_1}{15 \times (1 - r_1)} = \frac{0,297}{15 \times (1 - 0,297)} = 0,028$$

$$\tau_{bc} = 0,028 \times 80,40 = 2,26 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPA} \rightarrow \text{CV}$$

Aux appuis :

$$\alpha_1 = \frac{100 A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 16} = 0,28$$

$$\alpha_1 = 0,281 \rightarrow s_1 = 0,916 \rightarrow k_1 = 44,52 \rightarrow r_1 = 0,252$$

$$\tau_{st} = \frac{2,77 \times 10^3}{0,916 \times 160 \times 4,52} = 4,18 \text{ Mpa}$$

$$K = \frac{r_1}{15 \times (1 - r_1)} = \frac{0,252}{15 \times (1 - 0,252)} = 0,022$$

$$\tau_{bc} = 0,022 \times 4,18 = 0,09 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPA} \rightarrow \text{CV}$$

➤ Vérification de la flèche (B.6.5.2 BAEL91) :

Selon les règles BAEL91 le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions si après ne sont pas vérifiées.

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

h : Hauteur de la poutre.

L : Longueur libre de la plus grande travée.

$$\frac{h}{l} = \frac{18}{350} = 0,05 \leq \frac{1}{16} = 0,06 \rightarrow \text{CNV}$$

Calcul de la flèche

On doit vérifier que :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s^{\max} l^4}{E_v I} \leq \bar{f}$$

La flèche admissible est : $\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3,83}{500} = 0,0077m$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible.

E : Module de déformation différé $= E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 10818.87 \text{ Mpa}$

M_t : Moment fléchissant max à l'ELS

I_f : Inertie fictive pour les charges de longue durée ; $I_f = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \sim \cdot \}_v}$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au CDG.

$\sim, \}_v$: Coefficients.

$q_s = \max \{10,58 ; 8\} = 10,58 \text{ KN/ml}$



Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = bh + 15 \times A_t = 100 \times 18 + 15 \times 6,76$$

$$B_0 = 1901,85 \text{ cm}^2$$

Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :

$$S_{/xx} = \frac{b h^2}{2} + 15 A_t d$$

Position du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{17829,60}{1901,85} = 9,37 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9,37 = 8,63 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section homogénéisée/G :

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15 A_{st} (V_2 - c)^2 = (9,37^3 + 8,63^3) \frac{100}{3} + 15 \times 6,79 (8,63 - 2)^2$$

$$I_0 = 53323,43 \text{ cm}^4$$

$$F = \frac{5 \times 10,58 \times 5,28^4}{384 \times 10818,86 \times 10^{-8} \times 53323,43 \times 10^3} = 0,0018 \text{ m}$$

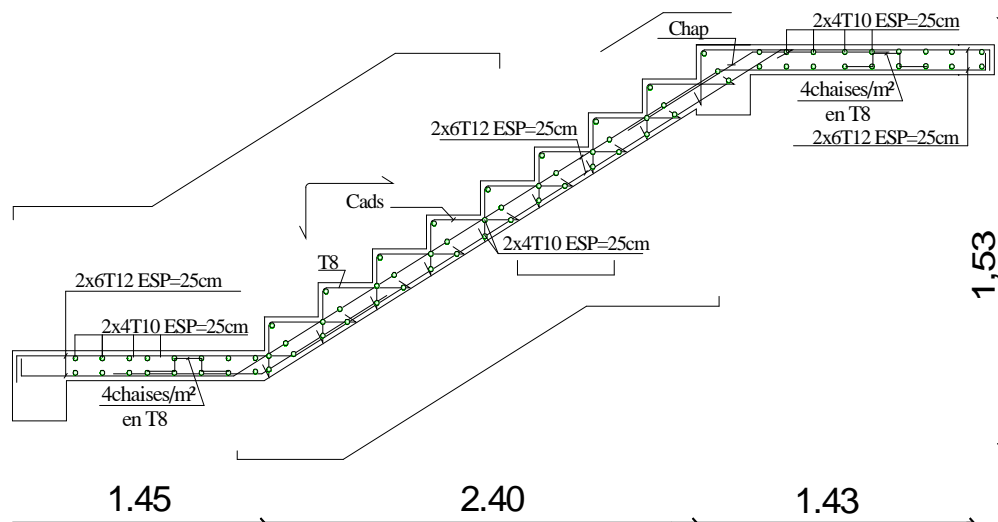
$$f = 0,0018 \text{ m} \leq f = 0,0077 \text{ m} \rightarrow \text{CV}$$

III.2.6 Conclusion :

L'escalier sera ferrailé comme suit :

Tableau III.2.7 : de ferrailage et espacement

	Appuis		Travées	
	Armatures aux appuis	Armatures de Répartitions	Armatures en travées	Armatures de Repartitions
Section adoptée	4HA12=4,52cm ²	4HA10=3,14cm ²	6HA12=6,79cm ²	4HA10=3,14cm ²
Espacement	25cm	25cm	25cm	25cm

**FIGURE III.2.7:** Ferrailage des escaliers.

III.3 Poutre palière

III.3.1 Introduction

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 encastrée à ces extrémités dans les poteaux, sa portée est de 2,70m.

III.3.2 Pré-dimensionnement

➤ Hauteur :

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

L_{\max} : longueur libre de la poutre entre nœuds d'appuis.

h_t : hauteur de la poutre.

$$L_{\max} = 3,15m \rightarrow \frac{315}{15} \leq h_t \leq \frac{315}{10}$$

$$\text{Donc } 21cm \leq h_t \leq 31,5cm$$

➤ Largeur :

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$$

$$\text{D'où } 0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30 \text{ (donc } 12 \leq b \leq 21)$$

Compte tenu des exigences du **RPA (Art 7.5.1)** :

$$-b \geq 20cm$$

$$-h \geq 30cm$$

$$-h/b \leq 4,0$$

$$-b_{\max} \leq 1,5h + b1$$

$$\text{On opte pour : } h_t = 30cm \quad b = 25cm$$

Donc la poutre palière a pour dimensions :

$$(b \times h) = (25 \times 30)cm^2$$



III.3.3 Détermination des charges de la poutre :

$$\text{Poids propre de la poutre : } G = 25 \times 0,25 \times 0,30 = 1,875 kN/ml$$

$$b=25cm$$

$$\text{Poids propre du mur : } G = 2,81 \times (3,06 - 0,15) = 8,17 kN / ml \rightarrow G_t = 11,03 kN / ml$$

Réaction de l'escalier sur la poutre :

$$\begin{cases} ELU \rightarrow R_u = 50,34N \\ ELS \rightarrow R_s = 44,42KN \end{cases}$$

➤ **Combinaison de charges :**

L'ELU :

$$q_u = 1,35 G + R_u = 50,34 = 65,23$$

$$q_u = 65,23 \text{ kN /ml}$$

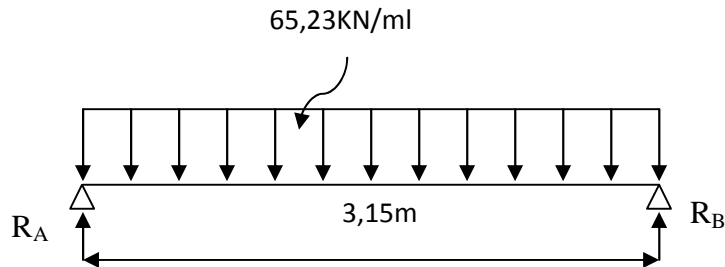


FIGURE III.3.1 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELU.

➤ **Calcul des efforts à l'ELU**

Ñ **Les réactions d'appuis**

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{65,23 \times 3,15}{2} = 102,73 \text{ kN}$$

Ñ **Moment isostatique**

$$M_{0u} = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{65,23 \times 3,15^2}{8} = 80,90 \text{ kN.m}$$

Ñ **Effort tranchant**

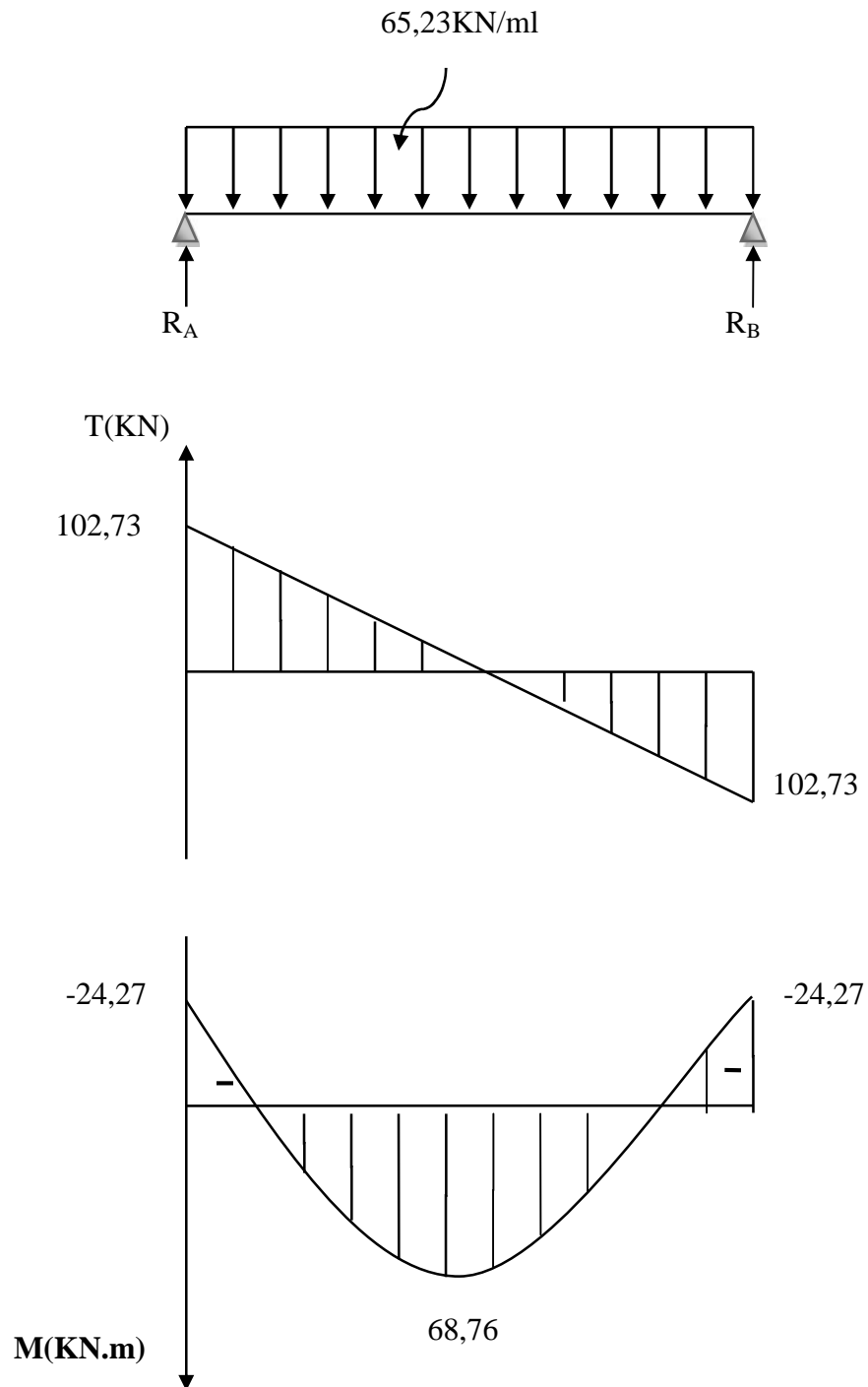
$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{65,23 \times 3,15}{2} = 102,73 \text{ kN}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

Aux appuis : $M_a = -0,3 \times M_u^{\max} = -0,3 \times 80,90 = -24,27 \text{ kN.m}$

En travée : $M_t = 0,85 \times M_u^{\max} = 0,85 \times 80,90 = 68,76 \text{ kN.m}$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

**FIGURE III.3.2:** Diagrammes des efforts tranchants et les moments fléchissants à L'ELU

III.3.4 Calcul des armatures :**➤ Armature principale :****• En travée**

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{68,76 \times 10^3}{25 \times (27)^2 \times 14,2} = 0,265$$

$$\mu_b = 0,265 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$s = 0,843$$

$$A_t = \frac{M_t}{d \cdot s_t} = \frac{68,76 \times 10^3}{0,843 \times 27 \times 348} = 8,68 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 3HA14+3HA14chap = 9,24cm² S_t = 15 cm.

• Aux appuis

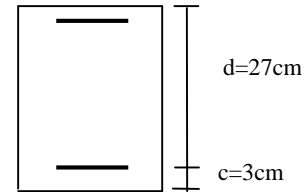
$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{24,27 \times 10^3}{25 \times (27)^2 \times 14,2} = 0,093$$

$$\mu_b = 0,093 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$s = 0,951$$

$$A_a = \frac{M_a}{d \cdot s_t} = \frac{24,27 \times 10^3}{0,951 \times 27 \times 348} = 2,71 \text{ cm}^2$$

On opte pour 3HA12 = 3,39cm² S_t = 7 cm.

**III.3.5 Vérifications à l'ELU****➤ Condition de non fragilité : (BAEL91.Art. A.4.2.1)**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 25 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 0,815 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,815 \text{ cm}^2 \\ A_t = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,815 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

➤ Vérification de la contrainte tangentielle: (BAEL91.Art. A.5.2.2)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{102,73 \times 1000}{250 \times 270} = 1,52 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^- = \min \{ 0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \} = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,52 \text{ MPa} < \tau_u^- = 3,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (BAEL91.Art.6.1.3)**

Il faut vérifier que : $\sigma_{se} \leq \bar{\sigma}_{se} = \sigma_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \cdot \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i = n f_w$$

$$\sigma_{se} = \frac{102,73 \times 10}{0,9 \times 27 \times 3 \times 3,14 \times 1,4} = 3,00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{se} = 3,00 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

➤ **Ancrage des barres (BAEL91/Art.6.1,23)**

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

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

La longueur d'ancrage mesuré hors crochets : $L_c = 0,4$

$$L_c = 0,4 \times 49,38 = 19,75 \text{ cm}$$

En prend $L_c = 20 \text{ cm}$

➤ **Les armatures transversales**

Les diamètres des armatures transversales doivent être

$$\tau \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \end{array} \right\} = \min \{1; 0,857; 0,25\} = 0,25 \text{ cm}$$

On choisit un diamètre : $\tau = 8 \text{ mm}$

Donc on adopte $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (1 cadre + 1 étrier) 8

➤ **Espacement des armatures**

$$S_t \leq \min \{0,9d ; 40 \text{ cm}\} = \min \{24,3 ; 40 \text{ cm}\} = 24,3 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 25 \text{ cm.}$$

La section d'armature transversale doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \quad \frac{2,01 \times 400}{25 \times 25} = 1,29 \text{ MPa} \geq 0,4 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Selon (RPA 99 version 2003/Art ; 7.5.2) (figure dispositions constructives des portiques) ; l'espacement doit vérifier :

• **Sur appuis :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi_L ; 30 \right\} = \min \left\{ \frac{30}{4} ; 12 \times 1,4 ; 30 \right\} = 7,5 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 7 \text{ cm.}$

- En travées :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15\text{m}$$

Soit $S_t = 15\text{cm}$

Les premières armatures transversales doivent être disposées 5cm au plus du nœud de l'appui ou de l'encastrement

III.3.5 Calcul à L'ELS :

Combinaison de charges :

L'ELS :

$$q_s = G + R_s = 11,03 + 44,42 = 55,45$$

$$q_s = 55,45\text{KN/ml}$$

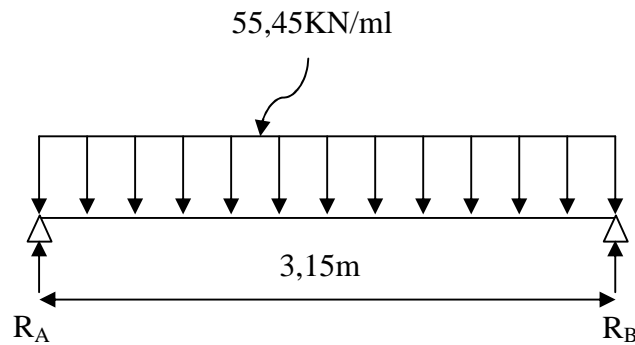


FIGURE III.3.3 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELS.

➤ Les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{55,45 \times 3,15}{2} = 87,33\text{kN}$$

➤ Moment isostatique :

$$M_{0s} = M_s^{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{55,45 \times (3,15)^2}{8} = 68,77\text{kN.m}$$

➤ Effort tranchant :

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{55,45 \times 3,15}{2} = 87,33\text{kN}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

Aux appuis : $M_a = -0,3 \times M_s^{\max} = -0,3 \times 68,77 = -20,63\text{kN.m}$

En travée : $M_t = 0,85 \times M_s^{\max} = 0,85 \times 68,77 = 58,45\text{kN.m}$

Les résultats ainsi trouvés sont représentés dans le diagramme suivant :

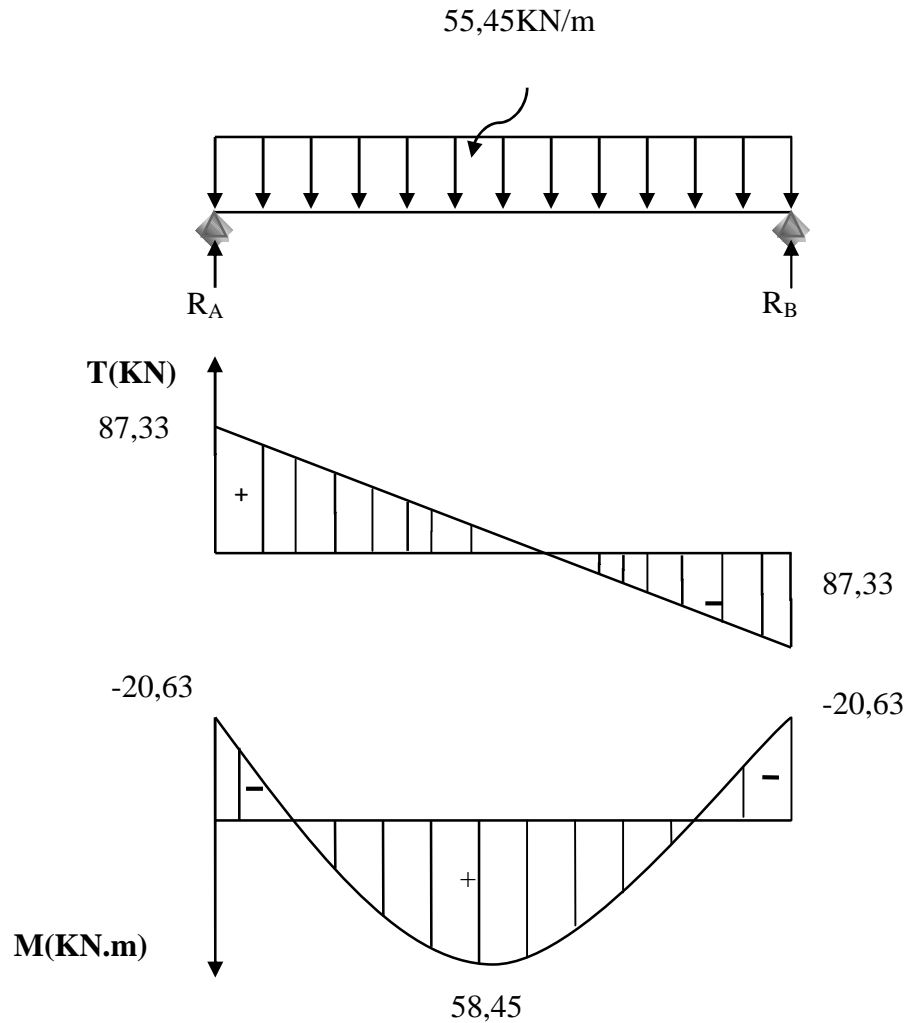


FIGURE III.3.4 : Diagrammes des efforts tranchants et les moments fléchissants à L'ELS

III.3.6 Vérifications à l'ELS

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL91/Art A.4.5, 3)**

Les fissurations étant peu nuisibles, aucune vérification n'est à effectuer.

➤ **Etat limite de résistance à la compression du béton : (BAEL91/Art A.4.5, 2)**

Il faut vérifier que : $\tau_{bc} \leq \bar{\tau}_{bc}$

$$\bar{\tau}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\tau = \frac{\tau_s}{K_1} = \tau_s = \frac{M_s}{S_1 d A_s}$$

• **En travée : $A_t = 9,24 \text{ cm}^2$**

$$\sigma_1 = \frac{100 \times A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 9,24}{25 \times 27} = 1,360 \rightarrow \sigma_1 = 0,844 \rightarrow K_1 = 17,05$$

$$\tau_s = \frac{M_t}{\sigma_1 d A_s} = \frac{58,45 \times 10^3}{0,844 \times 27 \times 9,24} = 243,34 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{bc} = \frac{\tau_s}{K_1} = \frac{243,34}{17,05} = 14,27 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{bc} = 14,27 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Sur appuis : $A_a = 3,39 \text{ cm}^2$**

$$\sigma_1 = \frac{100 \times A_{sa}}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 27} = 0,502 \rightarrow \sigma_1 = 0,893 \rightarrow K_1 = 31,73$$

$$\tau_s = \frac{M_a}{\sigma_1 d A_s} = \frac{11,5 \times 10^3}{0,893 \times 27 \times 3,39} = 140,6 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{bc} = \frac{\tau_s}{K_1} = \frac{140,61}{31,73} = 4,43 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{bc} = 4,43 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la flèche (BAEL91/B.6.5.1)**

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{315} = 0,095 > \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0,095 \geq \frac{M_{tr}}{10 M_0} = \frac{32,59}{10 \times 52,84} = 0,061 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b.d} = \frac{9,24}{25 \times 27} = 0,0100 \leq \frac{4,2}{f_c} = 0,0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.3.7 Conclusion :

On se dispose du calcul de la flèche car les 3 conditions sont vérifiées.

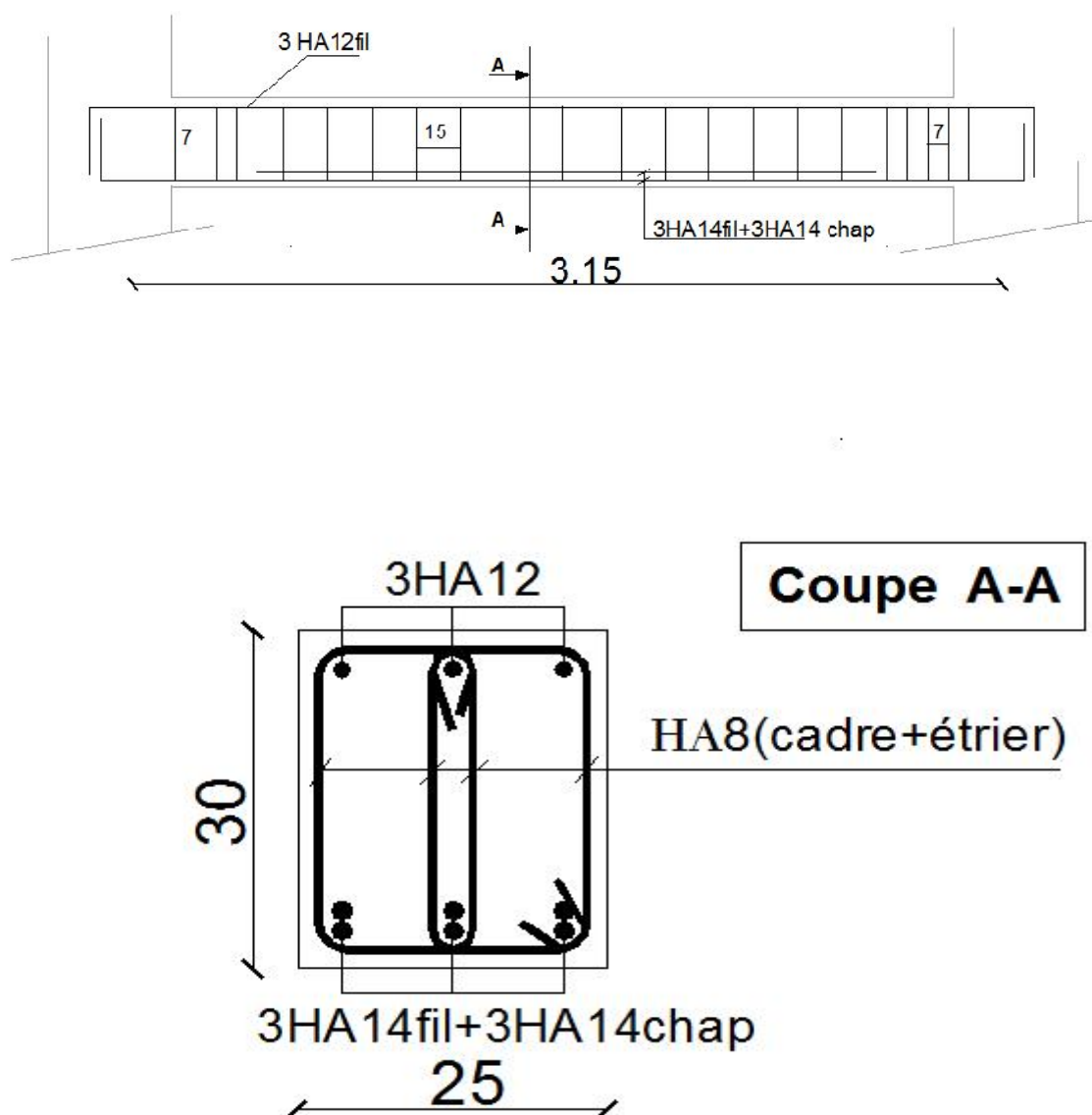


FIGURE III.3.5 : Ferrailage de la poutre palière.

III.4 Les balcons

III.4.1 Introduction :

L'ouvrage qu'on étudie comporte des balcons et vu l'importance des charges qui agissent sur lui, on a opté à les faire en dalle pleine. Le balcon est assimilé à une console encastrée à une extrémité, réalisé en dalle pleine et coulée sur place.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur sous les sollicitations suivantes :

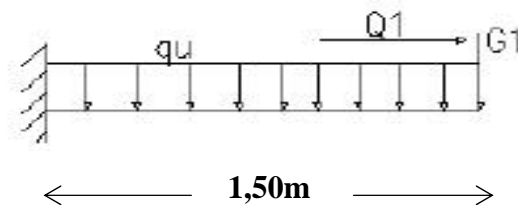


Figure III.4.1 : Schéma statique du balcon

III.4.2 Dimensionnement des balcons :

Le balcon est considéré comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive. Son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$e_p \geq \frac{L}{10}$$

L : largeur du balcon.

Le garde corps est en briques. Son poids est égale 1KN/ml.

$$e_p \geq \frac{1,5}{10} = 0,15m \text{ , on prend } e_p = 15cm$$

➤ Charges et surcharges :

Charges permanentes : $G = 5,32 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

Charge concentré : $g = 1,62 \text{ KN/m}^2$

Charges uniformément réparties :

$$G = 5,32 \times 1m = 5,32 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 3,5 \times 1m = 3,5 \text{ KN/ml}$$

$$g = 1,62 \times 1 = 1,62 \text{ KN/ml}$$

Combinaison des charges :

$$E.L.U \rightarrow \begin{cases} q_{u1} = 1,35G_1 + 1,5 Q_1 = 1,35 \times 5,32 + 1,5 \times 3,5 = 12,43 \text{ KN / ml} \\ q_{u2} = 1,35 G_2 = 1,35 \times 1,62 = 2,19 \text{ KN / ml} \end{cases}$$

$$E.L.S \rightarrow \begin{cases} q_{s1} = G_1 + Q_1 = 5,32 + 3,5 = 8,82 \text{ KN / ml} \\ q_{s2} = G_2 = 1,62 \text{ KN / ml} \end{cases}$$

➤ calcul à l'E.L.U :

Le balcon sera calculé en flexion simple, pour une bande de 1m. la section dangereuse est située au niveau de l'encastrement.

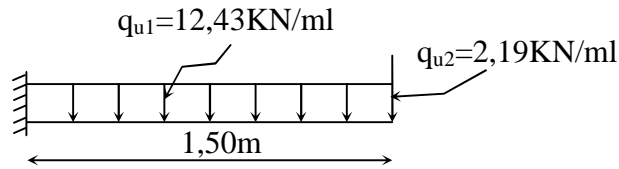


Figure III.4.2 : chargement à L'ELU

Calcul des moments d'encastrements :

$$M_u = M_{u1} + M_{u2} = q_{u1} \left(\frac{l^2}{2} \right) + q_{u2} l = 12,43 \times \left(\frac{1,5^2}{2} \right) + 2,19 \times 1,5 = 13,983 + 3,28$$

$$M_u = 17,27 \text{ KN.m}$$

Calcul du moment fléchissant :

$$M_s = M_{s1} + M_{s2} = q_{s1} \left(\frac{l^2}{2} \right) + q_{s2} l = 8,82 \times \left(\frac{1,5^2}{2} \right) + 1,62 \times 1,5 + 2,43$$

$$M_s = 12,35 \text{ KN.m}$$

III.4.3 Ferrailage :

Caractéristiques géométriques de la section :

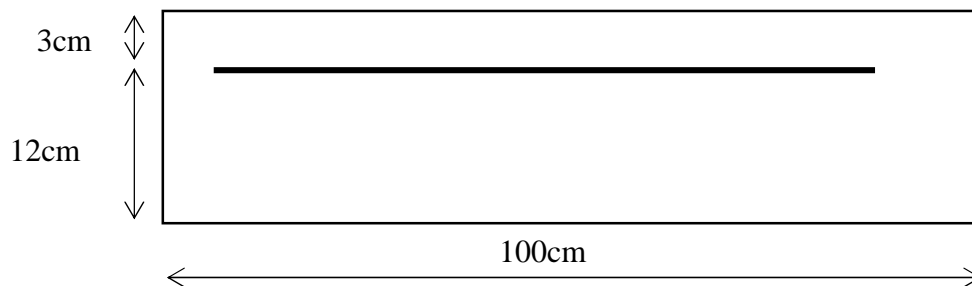


FIGURE.III.4.3 : Disposition des armatures principales du balcon.

➤ Les armatures principales :

$$\tilde{\sigma} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{17,27 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,0844 < \tilde{\sigma}_1 = 0,392 \rightarrow \text{Section simplement armée donc les}$$

armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\tilde{\sigma} = 0,0844 \rightarrow s = 0,956$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma d \uparrow_{st}} = \frac{17,27 \times 10^3}{0,956 \times 12 \times 348} = 4,325 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA12 $\rightarrow A = 4,52 \text{ cm}^2$, $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$

➤ **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{As}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA10 = 3,14 cm² Avec : $S_t = 25 \text{ cm}$

III.4.4 Vérifications des contraintes à l'ELU :

➤ **Condition de non fragilité du béton (Art.4.2,1/BAEL91modifié99) :**

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

$A_{\min} = 1,45 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 4,52 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.

➤ **Ecartement des barres**

Pour les armatures principales :

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

$S_{t1} = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée.

Pour les armatures de répartition :

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

$S_{t2} = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée.

➤ **Vérification de l'adhérence des barres (Art6,13/BAEL91) :**

$$V_u = q_{u1} + G_1 = 12,43 \times 1,5 + 2,19 = 20,83 \text{ KN}$$

$$\uparrow_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \Sigma u_i} < \uparrow_{se} \quad \text{Avec} \quad \uparrow_{se} = \xi_s f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\Sigma u_i = 3,14 \times 4 \times 12 = 150,72 \text{ mm}$$

$$\uparrow_{se} = \frac{20,83 \times 1000}{0,9 \times 120 \times 150,72} = 1,27 \text{ MPa} < \uparrow_{se} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification au cisaillement (Art.5.1,2/BAEL91modifié99) :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec : } \uparrow_u = \min \left\{ \frac{0,07 f_{c28}}{x_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 1,16 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration peu préjudiciable})$$

$$\bar{\sigma}_u = \frac{20,83 \times 1000}{100 \times 12} = 0,173 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_u = 1,16 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.4.5 Vérifications des contraintes à l'ELS :

Etat limite d'ouverture de la fissure : La fissuration est considérée comme peu préjudiciable, alors aucune vérification n'est nécessaire.

➤ Etat limite de compression de béton :

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

$$\sigma_{bc} = k \sigma_s$$

$$\sigma_{s1} = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 12} = 0,376 \rightarrow \begin{cases} S_1 = 0,905 \\ K_1 = 37,79 \end{cases}$$

$$k = \frac{1}{k_1} = \frac{1}{37,79} = 0,026$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{S_1 \times d \times A_s} = \frac{12,35 \times 10^6}{0,905 \times 120 \times 452} = 251,59 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \sigma_s = 0,026 \times 251,59 = 6,68 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée alors, il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimé.

➤ Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible pas de vérification à faire.

• Longueur de scellement :

La longueur de scellement droit est donnée par :

$$l_s = \frac{W \times f_e}{4 \times \sigma_s}$$

$$\bar{\sigma}_s = 0,6 E_s \times \epsilon_{s28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 423,28 \text{ mm.}$$

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

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre (30cm) à laquelle le balcon sera encastré, donc les armatures doivent avoir des crochets d'après l'article (A.6.1, 253/BAEL91 modifié 99) est fixée pour les barres à haute adhérence à :

$$L_r = 0,4 L_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

On adopte : $L_r = 20 \text{ cm.}$

III.4.6 Vérification de la flèche :

La règle de BAEL (Art B.6, 5.1) précise qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$\begin{aligned}
 1/ \quad & \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \rightarrow \frac{15}{150} = 0,1 \geq \frac{1}{10} = 0,1 \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\
 2/ \quad & \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10.M_u} \rightarrow \frac{15}{150} = 0,1 \geq \frac{12,35}{10(12,35)} = 0,1 \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\
 3/ \quad & \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{4,52}{1000 \times 120} = 0,0037 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée}
 \end{aligned}$$

III.4.7 Conclusion :

Après avoir effectué les calculs et les vérifications nécessaires, nous sommes arrivés aux résultats suivant :

- Armatures principales 4HA12 avec $S_t = 25$ cm
- Armatures de répartitions 4HA10 avec $S_t = 25$ cm

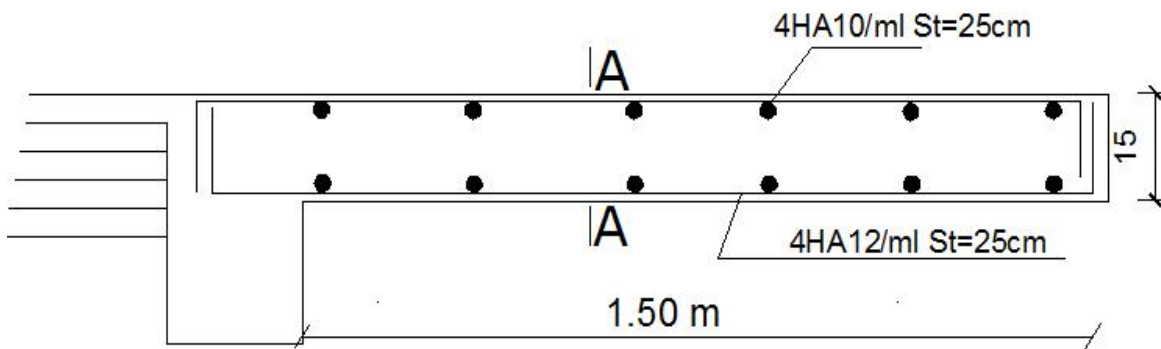


FIGURE.III.4.4 : Ferrailage du balcon.

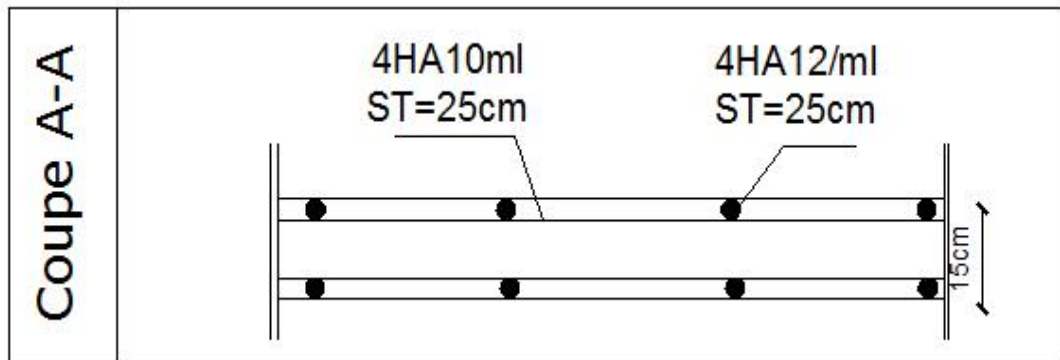


FIGURE.III.4.5 : Ferrailage du balcon COUPE A-A.

III.5 L'acrotère :

III.5.1 Introduction :

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse, dont elle forme un écran pour toute chute et de plus, il participe dans la mise hors d'eau de la structure.

Il est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse ; son ferrailage se calcule sous l'effet d'un effort normal dû à son poids propre **G** et la poussée **Q** due à la main courante provoquant ainsi un moment de renversement **M** dans la section d'encastrement (section dangereuse).

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont préjudiciables.

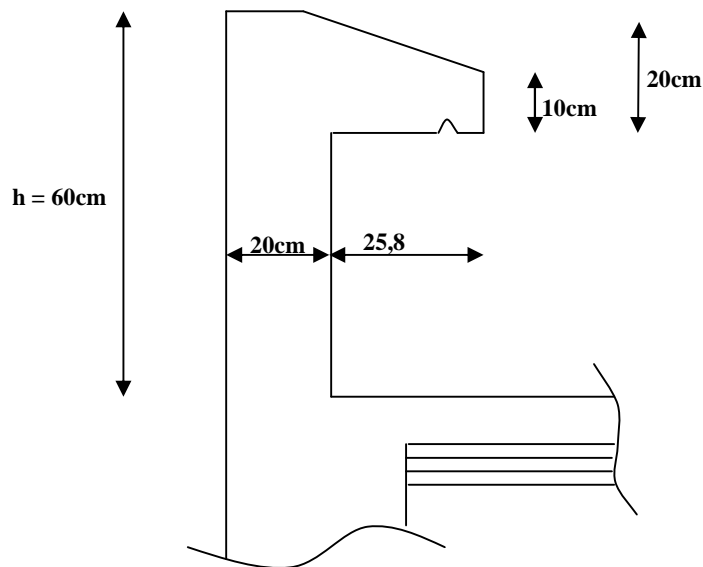


Figure III.5.1 : Coupe transversale de l'acrotère.

➤ Schéma statique :

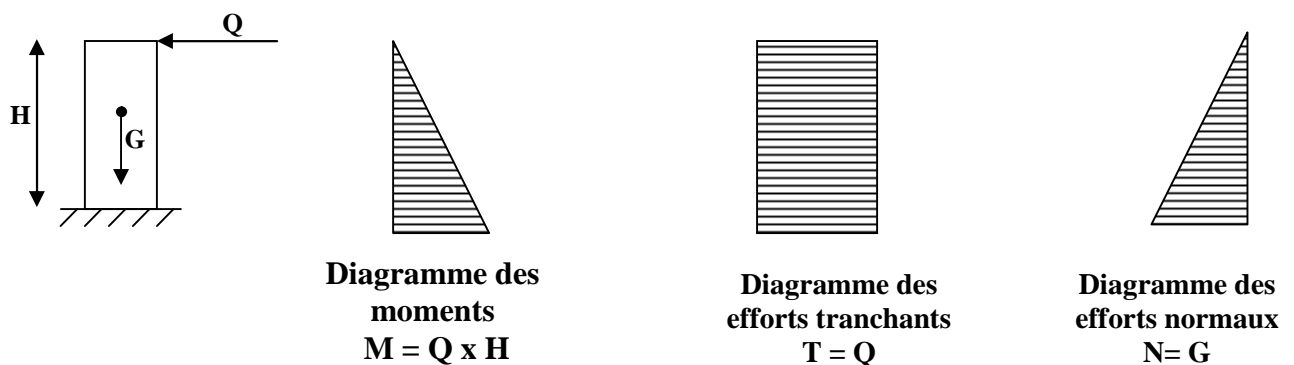


Figure III.5.2 : Schéma statique.

III.5.2 Calcul des sollicitations :

- Effort normal dû au poids propre :

$$G = \dots \times S = 25 \left[(0,6 \times 0,2) + (0,258 \times 0,1) + \frac{0,1 \times 0,258}{2} \right]$$

$$G = 3,967 \text{ KN} / \text{ml}$$

Avec :

... : Masse volumique du béton.

S : section longitudinale de l'acrotère.

- Surcharge d'exploitation horizontale : $Q = 1 \text{ KN} / \text{ml}$.

- Moment de renversement M dû à la surcharge Q :

$$M = Q \times H = 1 \times 0,6 \times 1 \text{ ml} = 0,6 \text{ KNm}$$

- Effort tranchant : $T = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$

- Effort normal du au poids propre G : $N = G \times 1 \text{ ml} = 3,967 \text{ KN}$

- Combinaison de charge :

A l'ELU :

$$\begin{cases} N_u = 1,35G = 1,35 \times 3,967 = 5,355 \text{ KN} & \text{et} & T_u = 1,5 \times Q = 1,5 \text{ KN} \\ M_u = 1,5 M_Q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KNm} \end{cases}$$

A l'ELS :

$$\begin{cases} N_s = G = 3,967 \text{ KN} & \text{et} & T_s = Q = 1 \text{ KN} \\ M_s = M_Q = 0,6 \text{ KNm} \end{cases}$$

Tableau III.4.1 : calcul des sollicitations

	N (KN)	T (KN)	M(KN.m)
ELU	5,355	1,5	0,9
ELS	3,967	1	0,6

III.5.3 Ferrailage :

Le calcul se fera à l'ELU puis sera vérifié à l'ELS. Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, pour une section rectangulaire (bxh)=(100x10) cm² soumise à un effort normal Nu et un moment de renversement Mu.

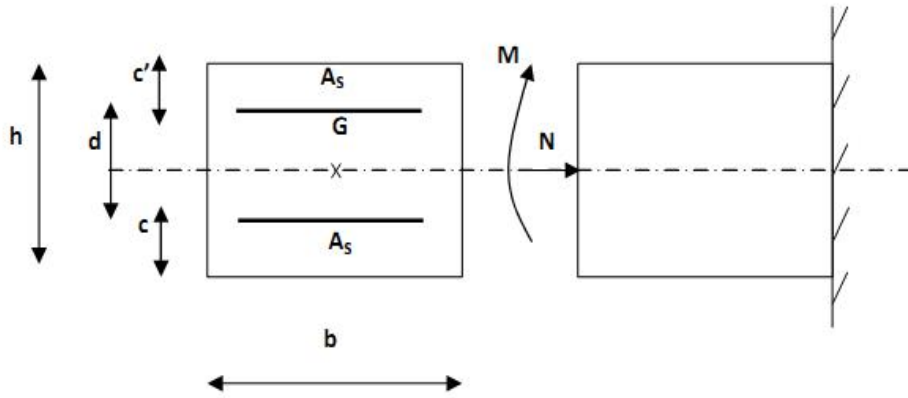


FIGURE.III.5.3 : Section rectangulaire soumise à la flexion

Avec :

h : épaisseur de la section = 10cm

b : longueur de la section = 100 cm

c : enrobage = 3cm

$d = h - c$: Hauteur utile = 10 - 3 = 7cm

M_f : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues

➤ Calcul de l'excentricité à l'ELU

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{5,355} = 0,168m = 20cm$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2cm \rightarrow e_u = 20cm > \frac{h}{2} - c = 2cm$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limité par les armatures, et N est un effort de compression. Donc la section est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif, puis se ramène à la flexion composée.

➤ Calcul en flexion simple

Moment fictif :

$$M_f = N_u \left(e_u + \frac{h}{2} - c \right) = 5,355 \left(0,20 + \frac{0,1}{2} - 0,03 \right) = 1,178 \text{ KN.m}$$

Moment réduit :

$$\tilde{b} = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1,178 \times 10^3}{1 \times 0,07^2 \times 14,2} = 0,016 < \tilde{b}_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow s = 0,992$$

Remarque : la section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

Armatures fictives:

$$A_f = \frac{M_f}{\sigma_{st} \cdot d} = \frac{1,178}{0,992 \times 0,07 \times 348000} = 0,487 \text{ cm}^2$$

$$A_f = 0,49 \text{ cm}^2$$

➤ Calcul en flexion composée :

La section réelle des armatures :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} ; \quad \sigma_{st} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = (0,49) - \frac{5,355 \times 10^3}{348000} = 0,47 \text{ cm}^2$$

$$A = 0,47 \text{ cm}^2 \rightarrow A' = 0 \quad (\text{SSA pas d'armatures comprimées}).$$

III.5.4 Vérification à l'ELU :**➤ Condition de non fragilité (Art.A.4.2.1/BAEL 91) :**

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2 > A = 0,47 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Armatures de répartition

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

$$\text{Soit : } 3\text{HA}8 = 1,51 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } S_t = \frac{70}{3} = 23,33 \text{ cm} \text{ soit } S_t = 25 \text{ cm.}$$

Conclusion

Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera :

$$A_s = A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ avec un espacement de } S_t = 25 \text{ cm.}$$

$$A_r = 3\text{HA}8 = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ avec un espacement de } S_t = 25 \text{ cm.}$$

➤ Vérification au cisaillement (Art5.1,211/BAEL91) :

Nous avons une fissuration peu nuisible d'où :

$$\bar{\sigma}_u = \min\left(0,07 \frac{f_{c28}}{\alpha_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = 1,16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \quad \text{Avec} \quad V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN} = 1500 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0,02143 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,02143 MPa < \bar{\tau}_u = 1,16 MPa$ La condition est vérifiée donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de l'adhérence des barres (Art A.6.1.3/BAEL91)**

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i} \quad \text{Avec : } \sum u_i : \text{somme de périmètres utiles de barres.}$$

$$\sum u_i = 4f8 = 4 \times f \times 0,8 = 10,053 cm$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 100,53} = 0,237 MPa < \bar{\tau}_{se} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Longueur de scellement droit (BAEL 91 1.2.2)**

$$L_s = 40w \text{ pour } FeE 400$$

$$L_s = 50w \text{ pour } FeE 500 \text{ et les ronds lisses}$$

$$\text{Pour notre cas } FeE400 \rightarrow L_s = 40w = 40 \times 0,8 = 32 cm$$

➤ **Espacement des barres (Art A.4.5,33/ BAEL 91) :**

$$\text{Armatures principales : } S_t \leq \min \{3h, 33 cm\} = 30 cm. \quad \text{Soit } S_t = 25 cm.$$

$$\text{Armatures de répartition : } S_t \leq \min \{4h, 45 cm\} = 40 cm. \quad \text{Soit } S_t = 25 cm.$$

III.5.5 Vérification à l'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable on doit donc vérifier les conditions suivantes :

$$\tau_{st} \leq \bar{\tau}_{st} : \text{Contrainte dans les aciers.}$$

$$\tau_{bc} \leq \bar{\tau}_{bc} : \text{Contrainte dans le béton.}$$

$$N_s = 3,967 \text{ KN}$$

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

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6 \times 100}{3,967} = 15 cm$$

$$e_s = 15 cm > \frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1,67 m \text{ La section est partiellement comprimée.}$$

➤ **Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier (A.4.5,33/BAEL91)**

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

$$y = 1; \text{ Barre H.A}$$

$$\overline{f_{st}} = \min \{ 266,67; 201,63 \} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\overline{f_{st}} = \frac{M_s}{S_1 d A}$$

$$\dots_1 = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7}$$

$$\dots_1 = 0,287 \rightarrow S_1 = 0,9155 \text{ et } k_1 = 44,1'$$

$$f_{st} = \frac{0,6 \times 10^6}{0,9155 \times 70 \times 201} = 46,58 \text{ MPa}$$

$$f_{st} < \overline{f_{st}} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

$$f_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$f_{bc} = K \times f_{st}$$

$$\text{On a } \dots_1 = 0,287; \text{ et d'après le tableau : } S_1 = 0,915' \text{ et } r = 3(1 - S_1) = 0,25$$

$$\text{Donc : } K = \frac{r}{15(1-r)} = 0,22$$

$$f_{bc} = 0,022 \times 46,58 = 1,054 \text{ MPa}$$

$$f_{bc} < \overline{f_{bc}} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'acrotère au séisme (RPA 99. Art 6.2.3)**

Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule :

$$Fp = 4 \times A \times Cp \times Wp$$

A : Coefficient de zone, (Zone II_a, groupe d'usage 2) (A = 0,15)

Cp : Facteur de force horizontale (Cp = 0,3)

Wp : Poids de l'acrotère = 3,967 KN / ml.

$$Fp = 4 \times 0,15 \times 0,3 \times 3,967 = 0,71 \text{ KN / ml} < Q = 1 \text{ KN / ml} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque : Pas de calculs supplémentaires à faire .

Conclusion

L'acrotère est calculée avec un effort horizontal supérieur à la force sismique alors le calcul au séisme est inutile.

Toute fois comme le séisme agit dans les deux sens, il faut alors introduire une deuxième nappe d'armature.

L'acrotère sera ferrailé comme suit :

✓ Armatures principales : 4HA8/ml = 2,01 cm²

✓ Armatures secondaires : 4HA8/ml = 2,01 cm²

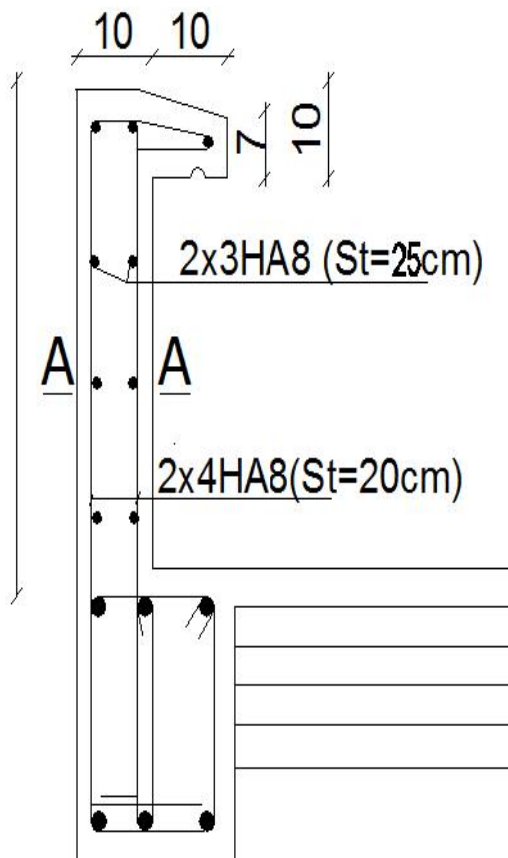


FIGURE.III.5.4 : ferrailage de l'acrotère.

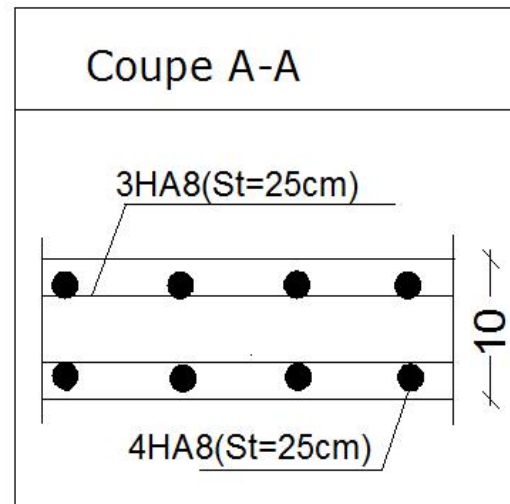


FIGURE.III.5.5: ferrailage de l'acrotère
COUPE A-A

III.6 La salle machine :

III.6.1 Introduction :

Vu le nombre de niveaux que comporte notre structure (11 niveaux), et une hauteur de 30,6m ; un ascenseur a été prévu pour faciliter la circulation verticale entre les niveaux, munie d'une dalle pleine de dimensions $(2,00 \times 1,60) = 3,2m^2$ reposant sur quatre (04) cotés. La vitesse d'entraînement est de $(v=1m/s)$, la charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de 9 tonnes.

L'épaisseur de la dalle est de 15cm (voir chapitre II)

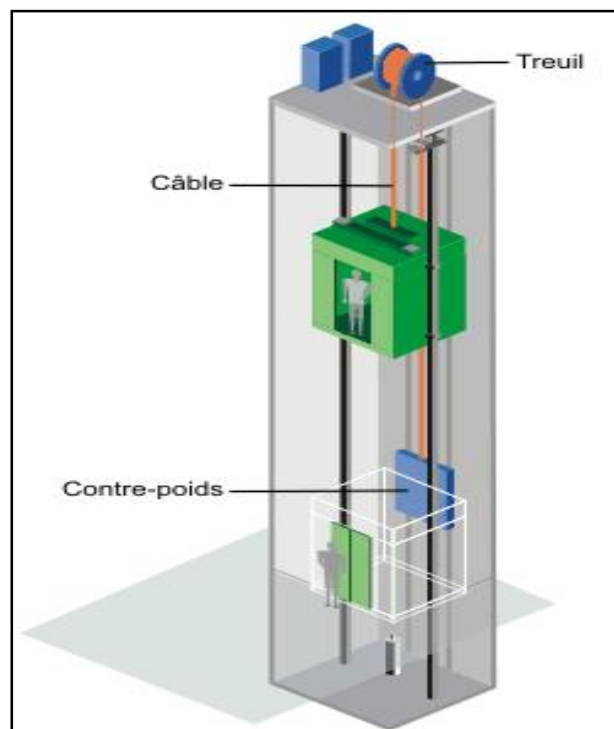


FIGURE III.6.1: Schéma de l'ascenseur.

III.6.2 Calcul de la dalle pleine de la salle machine :

Elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle $(U \times V)$, (surface d'impact) au niveau du feuillet moyen de la dalle. Le calcul se fera à l'aide des abaques de **PIGEAUD** qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau.

III.6.2.1 Dimensionnement :

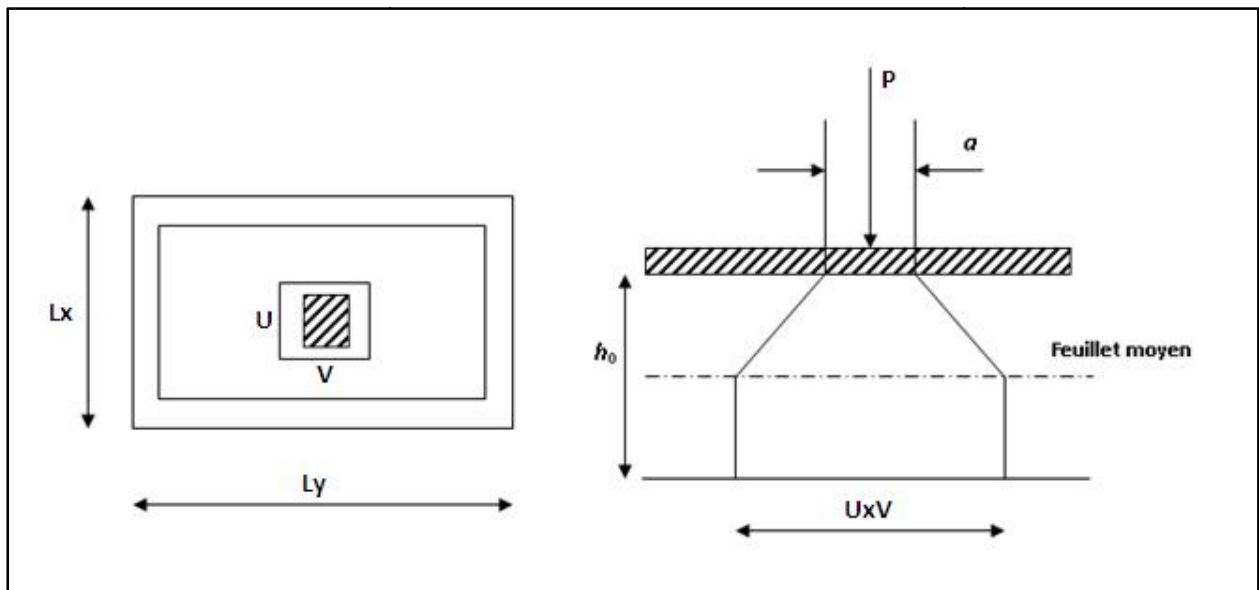


FIGURE III.6.2 : Diffusion de charge dans le feuillet moyen de la dalle de la salle machine

$$\left. \begin{aligned} \dots &= \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,30}{1,34} = 0,970 \\ 0,4 \leq \dots &= 0,970 \leq 1 \end{aligned} \right\} \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\left. \begin{aligned} U &= U_0 + 2 \times e + ht \\ V &= V_0 + 2 \times e + ht \end{aligned} \right\}$$

Avec :

ht : Épaisseur de la dalle ($h_0=15\text{cm}$).

e : Épaisseur du revêtement ($e = 5 \text{ cm}$).

-Le coefficient dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé, et d'une chape en béton : $\rightarrow = 1.0$

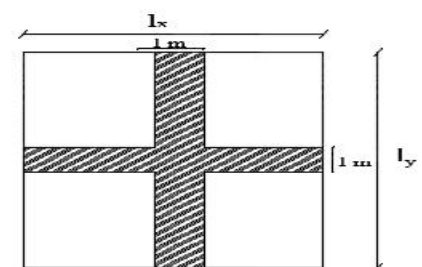
$-(U \times V)$: Surface d'impact au niveau du feuillet moyen

$-(U_0 \times V_0)$: Coté du rectangle dans lequel la charge est centrée ($U_0 = V_0 = 80 \text{ cm}$)

D'où :

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

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



III.6.2.2 Détermination des sollicitations :**A l'ELU :**

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

$$p_u = 1,35 P$$

$$G = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN / m}^2 \text{ (Poids propre de la dalle)}$$

$$Q = 1 \text{ KN / m}^2 \text{ (Surcharge d'exploitation)}$$

$$q_u = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = 6,562 \text{ KN / ml} \text{ (Charge uniformément répartie sur une bande de 1m)}$$

$$p_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN} \text{ (Charge concentrée dus au système de levage)}$$

A l'ELS :

$$q_s = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN / ml}$$

$$p_s = p = 90 \text{ KN}$$

➤ Calcul des moments :**• moment dû au système de levage :**

Les abaques nous donnent les moments au centre du panneau.

$$M_x = P(M_1 + [M_2])$$

$$M_y = P(M_2 + [M_1])$$

Avec : M_1 et M_2 : coefficients données par les tables de PIGEAUD en fonction de

(ρ et les rapports $\frac{U}{L_x}$ et $\frac{V}{L_y}$)

[: Coefficient de poisson

$$\begin{cases} [= 0 \rightarrow ELU \\ [= 0,2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

$$\rightarrow \dots = 0,970$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{u}{L_x} &= \frac{105}{130} = 0,807 \\ \frac{v}{L_y} &= \frac{105}{134} = 0,783 \end{aligned} \right\} \rightarrow \text{De l'abaque : } \begin{aligned} M_1 &= 0,067 \\ M_2 &= 0,052 \end{aligned} \rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 121,5(0,067 + 0) = 8,14 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 121,5(0,052 + 0) = 6,32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• moment du poids propre de la dalle pleine

$$\begin{cases} M_{x2} = \alpha_x \times q \times L_x^2 \\ M_{y2} = \alpha_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$$\dots = 0,970 \rightarrow \text{Du tableau} \quad \begin{cases} u_x = 0,0393 \\ u_y = 0,934 \end{cases}$$

$$M_{x2} = 0,0393 \times 6,562 \times (1,3)^2 = 0,436 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,934 \times 0,436 = 0,407 \text{ KN.m}$$

➤ **superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8,14 + 0,436 = 8,576 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6,32 + 0,407 = 6,727 \text{ KN.m}$$

➤ **Correction des moments :**

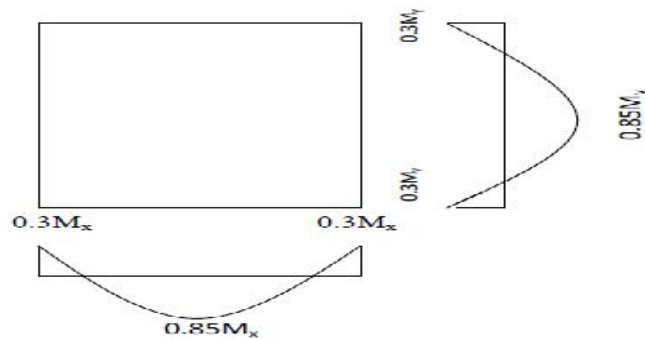


FIGURE III.6.3 : corrections des moments.

Les moments calculés seront corrigés en leurs affectant un coefficient de 0,85 en travée et de (0,3) aux appuis.

• **En travée :**

$$M_x^t = 0,85 \times 8,575 = 7,289 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times 6,727 = 5,718 \text{ KN.m}$$

• **Sur appuis :**

$$M_x^a = 0,3 \times 8,575 = 2,573 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0,3 \times 6,727 = 2,018 \text{ KN.m}$$

III.6.3 Ferrailage :

➤ Section minimales d'armatures :

On va trier les sections minimales à partir de la condition de non fragilité (Art B.7.4/BAEL99)

• sens x-x :

$$W_x = \frac{A_x}{bh} \geq W_0 \left(\frac{3-f_x}{2} \right) \dots \dots A_x \geq W_0 bh \left(\frac{3-f_x}{2} \right)$$

Avec

W_x : le taux d'acier égale au rapport de la section des armatures sur une direction donnée à la section totale du béton ($W_x = \% d'acier = \frac{A_{st}}{bh}$)

W_0 : taux d'acier minimale réglementaire égale à

1,2% Pour les RL (feE215 et fe235)

0,5% Pour les HA (feE400)

0,5% Pour HA (feE500)

$$A_{xmin} \geq 0,8 \times 10^3 \times 15 \times 100 \left(\frac{3-0,0393}{2} \right)$$

$$A_{xmin} \geq 1,77 \text{ cm}^2$$

• sens y-y :

$$W \geq W_0 \text{ avec } W_y = \frac{A_{ymin}}{bh} \dots \dots A_{ymin} \geq W_0 bh$$

$$A_{ymin} \geq 1,2 \text{ cm}^2$$

III .6.4 Calcul des armatures :

Dans le sens de la petite portée (x-x)

• En travée :

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

$$d_x = h_0 - e = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$M_x^t = 7,289 \text{ KN.m}$$

$$\eta = \frac{M_{tx}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7,289 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,030 \leq 0,392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow s = 0,985$$

$$A_t = \frac{M^t}{s d f_{st}} = \frac{7,289 \times 10^3}{0,985 \times 13 \times 348} = 1,63 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_{st}^t = 4\text{HA}12/\text{ml} = 4,52 \text{ cm}^2$ avec $St = 25 \text{ cm}$.

- Aux appuis :

$$M_x^a = 2,573 \text{ KN.m}$$

$$\tilde{\sim} = \frac{M_{ax}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2,573 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,036 \leq 0,392 \rightarrow SSA \rightarrow s = 0,982$$

$$A_a = \frac{M^a}{s d \uparrow_{st}} = \frac{2,573 \times 10^3}{0,982 \times 13 \times 348} = 0,58 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_{st}^a = 4\text{HA}12/\text{ml} = 4,52 \text{ cm}^2$ avec $St = 25 \text{ cm}$.

Dans le sens de la plus grande portée (y-y) :

- en travée :

$$M_y^t = 5,718 \text{ KN.m}$$

$$\tilde{\sim} = \frac{M_{ty}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5,718 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,024 \leq 0,392 \rightarrow SSA \rightarrow s = 0,988$$

$$A_a = \frac{M^t}{s d \uparrow_{st}} = \frac{5,718 \times 10^3}{0,988 \times 13 \times 348} = 1,28 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_{st}^t = 4\text{HA}12/\text{ml} = 4,52 \text{ cm}^2$ avec $St = 25 \text{ cm}$.

- Aus appuis :

$$M_y^a = 2,018 \text{ KN.m}$$

$$\tilde{\sim} = \frac{M_{ay}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2,018 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,0084 \leq 0,392 \rightarrow SSA \rightarrow s = 0,996$$

$$A_a = \frac{M^a}{s d \uparrow_{st}} = \frac{2,018 \times 10^3}{0,996 \times 13 \times 348} = 0,45 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_{st}^a = 4\text{HA}12/\text{ml} = 4,52 \text{ cm}^2$ avec $St = 25 \text{ cm}$.

III.6.5 Vérification à l'ELU

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

$$A_{x,min} \geq 1,77 \text{ cm}^2$$

$$A_{y,min} \geq 1,2 \text{ cm}^2$$

Sens x-x :

$$\begin{cases} A_{min} = 1,77 \text{ cm}^2 \\ A_x^a = 4,52 \text{ cm}^2 \\ A_x^t = 4,52 \text{ cm}^2 \end{cases} \rightarrow A_x > A_x^{min} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$\begin{cases} A_{min} = 1,02cm^2 \\ A_y^a = 4,52cm^2 \rightarrow A_y > A_y^{min} \rightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ A_y^t = 4,52cm^2 \end{cases}$$

Les conditions de non fragilité sont vérifiées dans les deux sens.

➤ **Diamètre minimal des barres : (art A-7.21 BAEL91)**

On doit vérifier que : $w_{max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$

$w = 14mm < w = 15mm \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

➤ **Espacement des barres :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

- Direction la plus sollicitée : $\min(2h, 25cm)$

- Direction perpendiculaire : $\min(3h, 33cm)$

$S_t = 25 \text{ cm} < \min(2h ; 25 \text{ cm}) = 25cm \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

$S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33cm \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

➤ **Condition de non-poinçonnement :(Article A.5.2-4-2 du BAEL 91) :**

On n'admet aucune armature transversale si la condition suivante est satisfaite :

$$p_u \leq 0,045 \sim_c h \frac{f_{c28}}{\chi_b}$$

Avec:

\sim_c : Périmètre du contour de l'aire sur lequel agit la charge dans le plan du feuillet moyen.

$\rightarrow \sim_c = 2(U + V) = 2(105 + 105) = 420cm = 4,20m.$

p_u : Charge de calcul à l'état limite ultime.

$P_u = 1,35G = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$

$P_u = 121,5 < 0,045 \times 4,20 \times 0,15 \times \frac{25}{1,5} \times 10^3 = 472,5 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au milieu de } U : T_{max} = \frac{P_u}{2U + V} = \frac{121,5}{(2 \times 1,34) + 1,3} = 30,52 \text{ KN}$$

$$\text{Au milieu de } V : T_{max} = \frac{P_u}{3U} = \frac{121,5}{3(1,34)} = 30,22 \text{ KN}$$

$$\ddagger_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{30,52}{1 \times 0,13} = 324,76 \text{ KN/m}^2 = 0,325 \text{ MPa} < \frac{0,047 f_{c28}}{x_b} = 1,16 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

III.6.6 Vérification à l'ELS :

III.6.6.1 Calcul des moments :

➤ Moment dû au système de levage :

Les abaques nous donnent les moments au centre du panneau

$$\begin{cases} M_{x1}^s = P_s (M_{1+} \wedge M_2) \\ M_{y1}^s = P_s (M_{2+} \wedge M_1) \end{cases}$$

Avec: $\alpha = 0,2$; $M_1 = 0,067 \text{ KN.m}$; $M_2 = 0,052 \text{ KN.m}$; $P_s = 90 \text{ KN}$

$$M_{x1}^s = 90(0,067 + 0,2 \times 0,052) = 6,97 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1}^s = 90(0,052 + 0,2 \times 0,067) = 5,89 \text{ KN.m}$$

➤ Moment dû au poids propre de la dalle pleine :

$$q_s = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN/m}$$

$$\text{Dans le sens } Lx : M_{x2}^s = \alpha_x q_s (l_x)^2$$

$$\text{Dans le sens } Ly : M_{y2}^s = \alpha_y M_{x2}^s$$

$$\text{On a } \begin{cases} \dots = 0,970 \\ \alpha = 0,2 \end{cases} \text{ du tableau } \rightarrow \begin{cases} \alpha_x = 0,0467 \\ \alpha_y = 0,954 \end{cases}$$

$$M_{x2}^s = 0,0467 \times 4,75 \times (1,3)^2 = 0,37 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2}^s = 0,954 \times 0,37 = 0,35 \text{ KN.m}$$

➤ Superposition des moments :

$$M_x^s = M_{x1}^s + M_{x2}^s = 6,97 + 0,37 = 7,34 \text{ KN.m}$$

$$M_y^s = M_{y1}^s + M_{y2}^s = 5,89 + 0,35 = 6,24 \text{ KN.m}$$

➤ Correction des moments :

• En travée :

$$M_x^t = 0,85 \times 7,34 = 6,24 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times 6,24 = 5,30 \text{ KN.m}$$

- Sur appuis :

$$M_x^t = 0,3 \times 7,34 = 2,20 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,3 \times 6,24 = 1,87 \text{ KN.m}$$

III.6.6.2 Vérification des contraintes dans le béton (Article A.4.5-2 du BAEL91) :

➤ Aux appuis :

Sens l_x : $M_x^a = 2,20 \text{ KN.m}$

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

$$\mu_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 13} = 0,34 \rightarrow K = 39,95 \quad \text{Et} \quad s = 0,909.$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{s A_a} = \frac{2,20 \times 10^6}{0,909 \times 130 \times 4,52 \times 10^2} = 41,18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{41,18}{39,95} = 1,03 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ En travée :

$$M_y^t = 6,24 \text{ KN.m}$$

$$\mu_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 13} = 0,34 \rightarrow K = 39,95 \quad \text{et} \quad s = 0,909.$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{s A_t} = \frac{6,24 \times 10^6}{0,909 \times 130 \times 4,52 \times 10^2} = 116,82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{116,82}{39,95} = 2,92 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.6.6.3 Etat limite de fissuration :

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

III.6.6.4 Vérification de la flèche :

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur ces cotés, on peut se dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$\text{a) } \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_{ts}}{20 M_{0x}} ; \quad \text{b) } \frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$$

Avec:

h : Hauteur de la dalle.

M_{tx} : Moment en travée dans le sens (xx).

M_{0s} : Moment isostatique de référence dans la direction de lx pour une largeur de bande de 1m.

A_x : Section d'armatures tendues par 1 m de largeur.

b : Largeur de la bande égale à 1m.

d : Hauteur utile de la bande.

$$a) \frac{h}{l_x} \geq \frac{15}{130} = 0,115 \quad \frac{M_{ts}}{20M_x} = \frac{0,85 \times M_x}{20M_x} + \frac{0,85}{20} = 0,0425 \quad \text{condition vérifiée.}$$

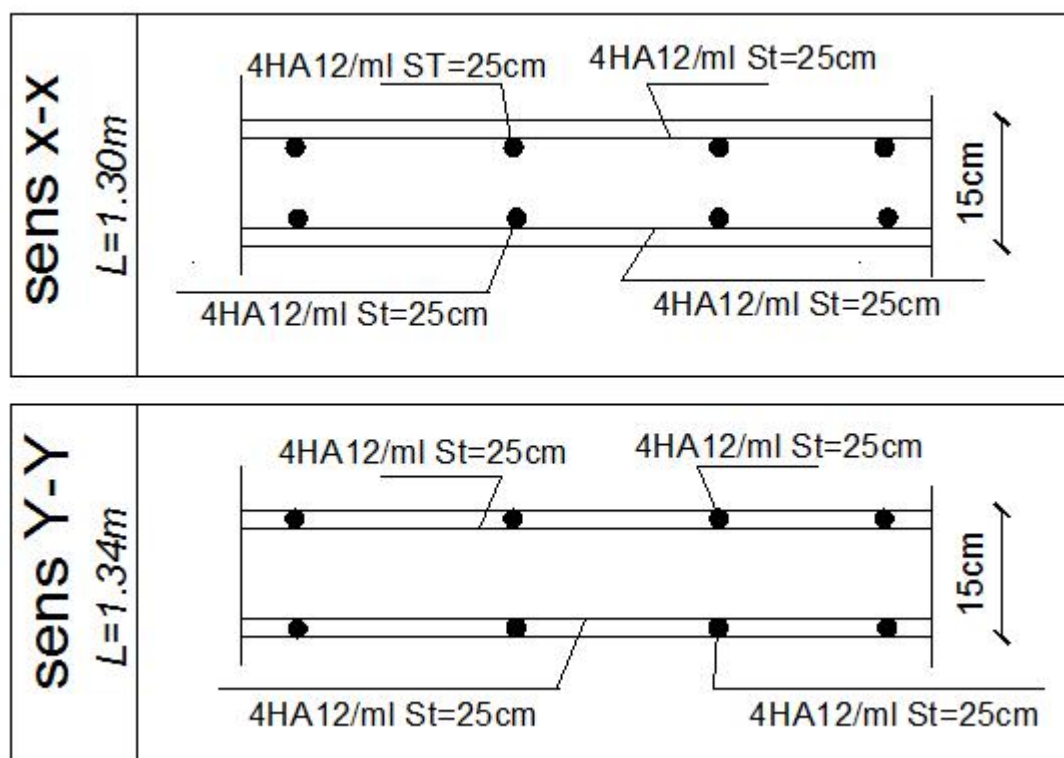
$$b) \frac{A_x}{bd} = \frac{4,52}{100 \times 13} = 0,003 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc la flèche est vérifiée.

III.6.4 Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont justifiées, qui sont récapitulées comme suit :

$$\text{Dans les deux sens (x-x et y-y)} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } \mathbf{4HA12} \text{ (4,52 cm}^2\text{).} \\ \text{Aux appuis : } \mathbf{4HA12} \text{ (4,52 cm}^2\text{).} \end{array} \right.$$

**FIGURE III.6.4** : Ferrailage de la salle machine.

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 Définition d'un logiciel du calcul :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages de 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 dynamique et statique.
-) La visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration...etc.
-) Le transfert de données avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000).

IV.3 Les étapes de la modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

-) Introduction de la géométrie de l'ouvrage.
-) Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
-) Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
-) Définition des charges statiques (G, Q).
-) Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
-) Définition de la charge sismique E.
-) Chargement des éléments.
-) Introduction des combinaisons d'actions.
-) Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

IV.4 Manuel d'utilisation d'ETABS :

Pour notre modélisation on a utilisé la version ETABS V.9.6.

Pour choisir l'application ETABS, on clique sur l'icône suivante :



➤ **Étapes d'introduction des données :**

a. Introduction de la géométrie de l'ouvrage

- ✓ **Choix des unités :** c'est la première étape qui vient juste après le lancement ETABS, elle consiste à choisir l'unité de calcul où on sélectionne **KN.m**

b. Géométrie de base :

On clique sur :

File ∅ **new model** ∅ **No** ∅ **Custom grid spacing** ∅ **STORY DATA**

Cette opération permet d'introduire :

- ✓ Le nombre de ligne suivant les deux directions X et Y.
- ✓ Le nombre de travée dans les deux sens X et Y.
- ✓ Les hauteurs de différents étages.
- ✓ Les longueurs de travées.

NB :

Toutes les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure.

Building Plan Grid System and Story Data Definition

Grid Dimensions (Plan)

- ☒ Uniform Grid Spacing
 - Number Lines in X Direction: 7
 - Number Lines in Y Direction: 4
 - Spacing in X Direction: 6,
 - Spacing in Y Direction: 6,
- ☐ Custom Grid Spacing

Grid Labels... Edit Grid...

Story Dimensions

- ☒ Simple Story Data
 - Number of Stories: 12
 - Typical Story Height: 3,06
 - Bottom Story Height: 4,08
- ☐ Custom Story Data Edit Story Data...

Units: KN-m

Add Structural Objects

Steel Deck Staggered Truss Flat Slab Flat Slab with Perimeter Beams Waffle Slab Two Way or Ribbed Slab **Grid Only**

OK Cancel

Define Grid Data

Edit Format

X Grid Data

	Grid ID	Spacing	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	A	4	Primary	Show	Top	
2	B	3,50	Primary	Show	Top	
3	C	3,50	Primary	Show	Top	
4	D	3,40	Primary	Show	Top	
5	E	3,50	Primary	Show	Top	
6	F	3,30	Primary	Show	Top	
7	G	0	Primary	Show	Top	
8						
9						
10						

Y Grid Data

	Grid ID	Spacing	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	1	4,60	Primary	Show	Left	
2	2	3,05	Primary	Show	Left	
3	3	3,85	Primary	Show	Left	
4	4	0	Primary	Show	Left	
5						
6						
7						
8						
9						
10						

Units: KN-m

Display Grids as:
☐ Ordinates ☒ Spacing

☐ Hide All Grid Lines
☐ Glue to Grid Lines

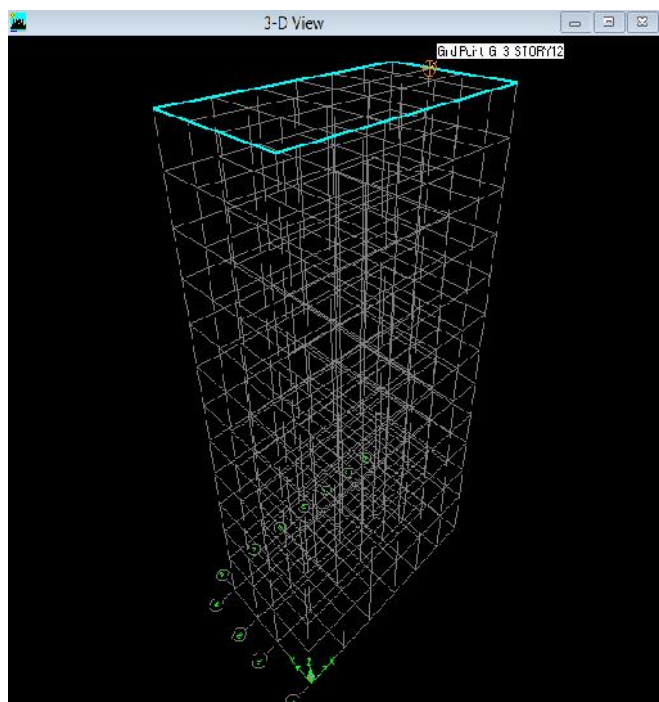
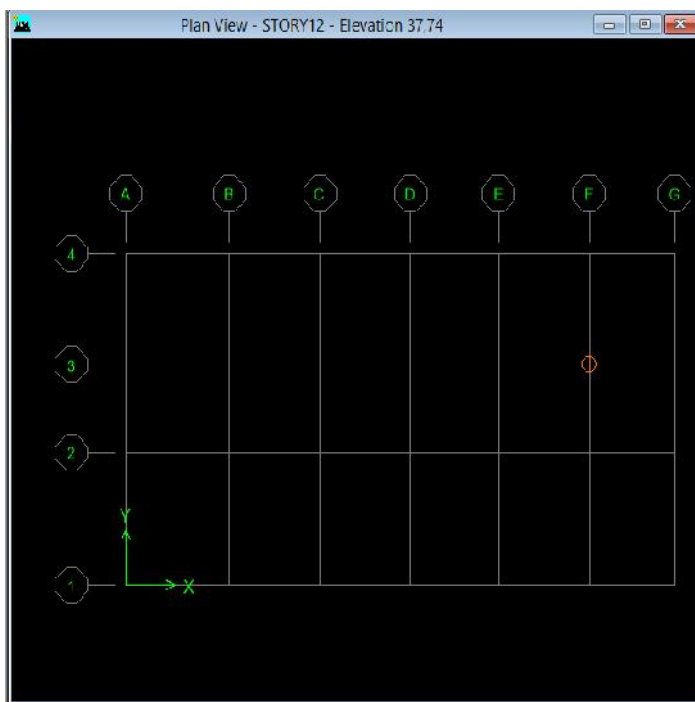
Bubble Size: 1,25

Reset to Default Color

Reorder Ordinates

OK Cancel

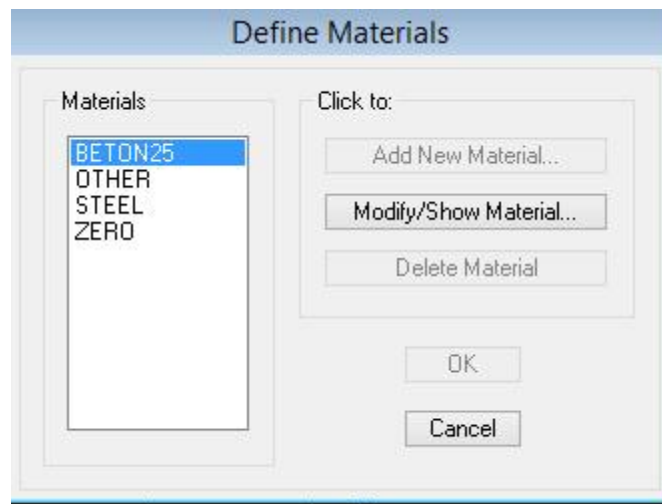
Après introduction des données comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.



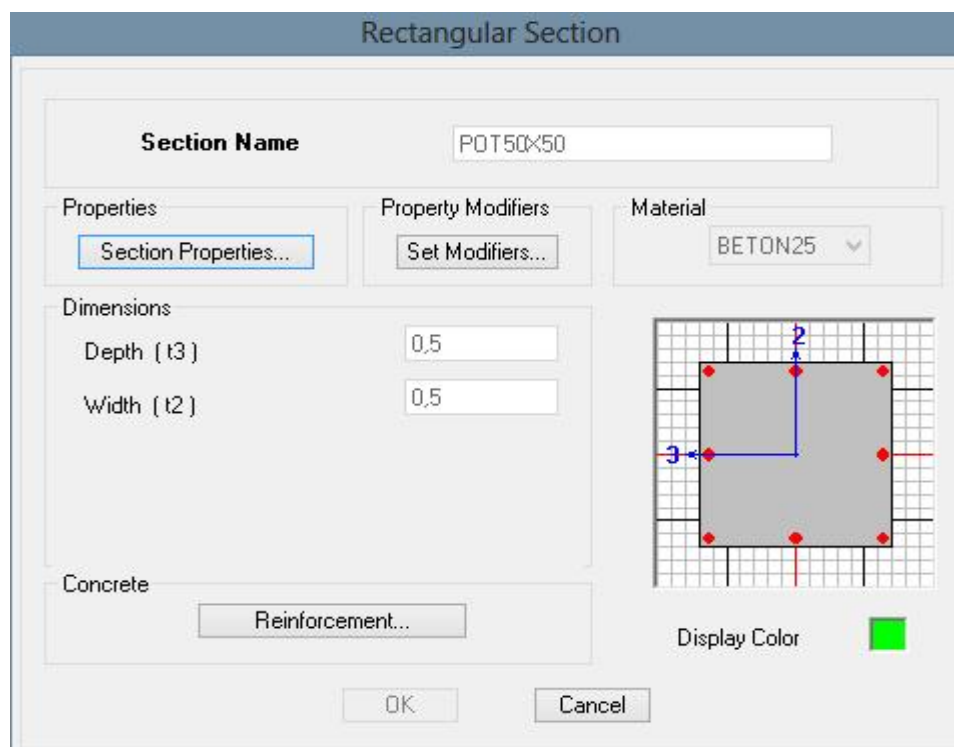
IV.5 Spécification des propriétés mécaniques des matériaux :

La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autre) on clique sur :

Define \emptyset Material Properties \emptyset Conc \emptyset Modify/Show Material



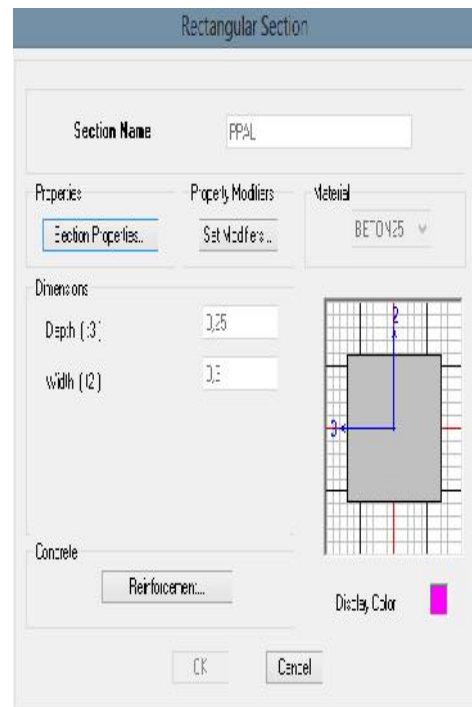
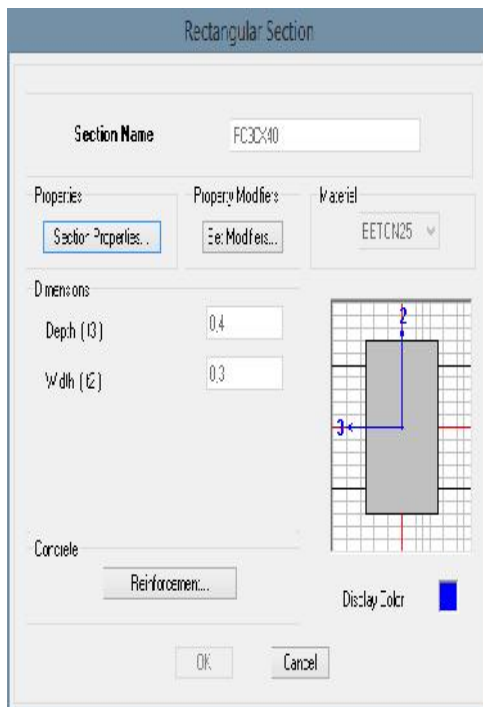
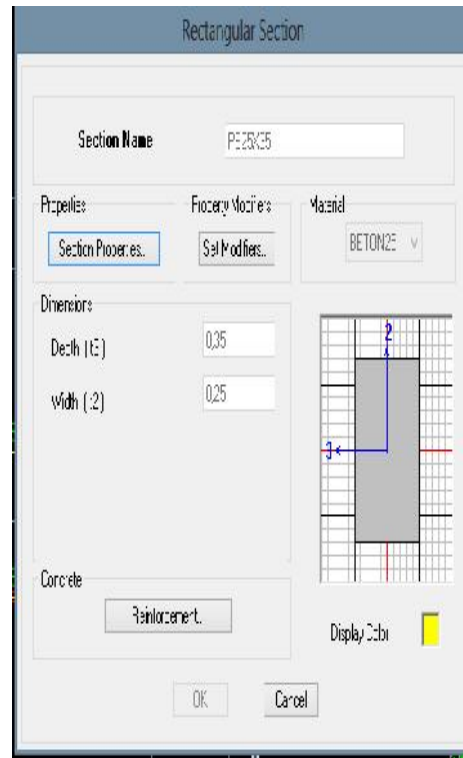
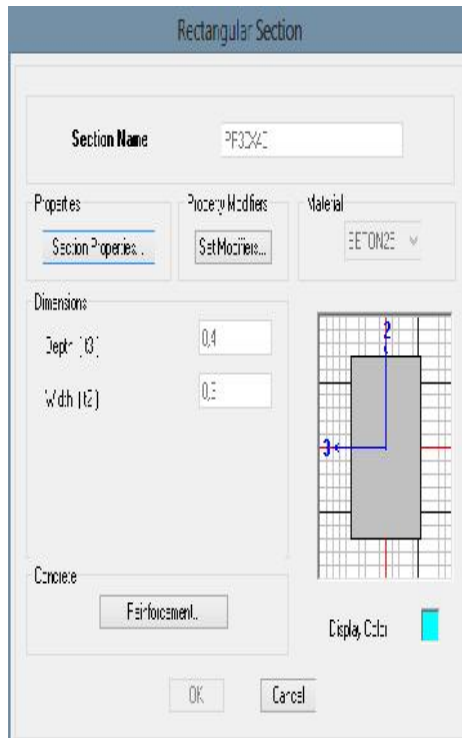
Dans la boîte dialogue qui apparaît on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.



IV.6 Spécification des propriétés géométriques des éléments :

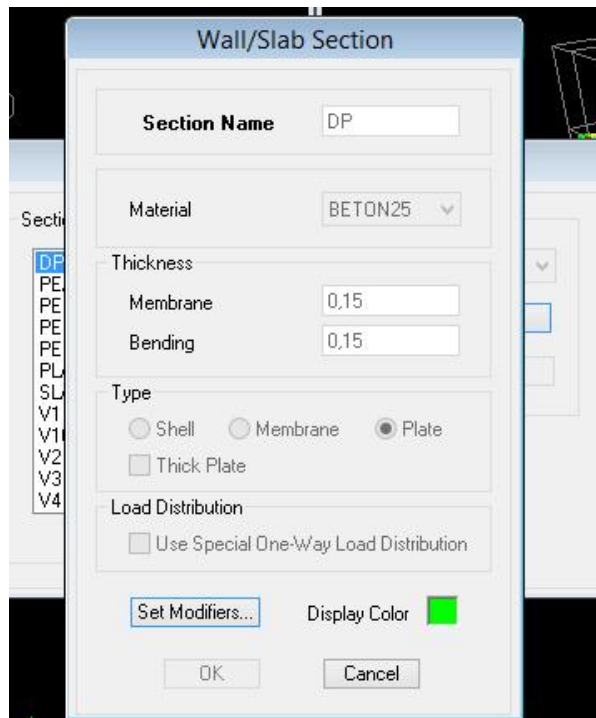
La troisième étape consiste à affecter les propriétés géométriques des éléments. On commence par les poutres principales (PP) puis les secondaires (PS) puis poutres de chaînages (PC) et enfin poutres palières (PPAL) et ceci de la manière suivante :

Define \emptyset Frame Sections \emptyset ADD Rectangular



Après avoir fini la modélisation des éléments barres (poteaux et poutres), on passe aux éléments plaques : planchers, dalles pleines (DP) et voiles, on commence par définir leurs caractéristiques géométriques, on clique :

Define Ø Area Sections Ø Add New Section




Puis on définit leurs propriétés :

) Dessin des éléments de la structure



Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci-après :

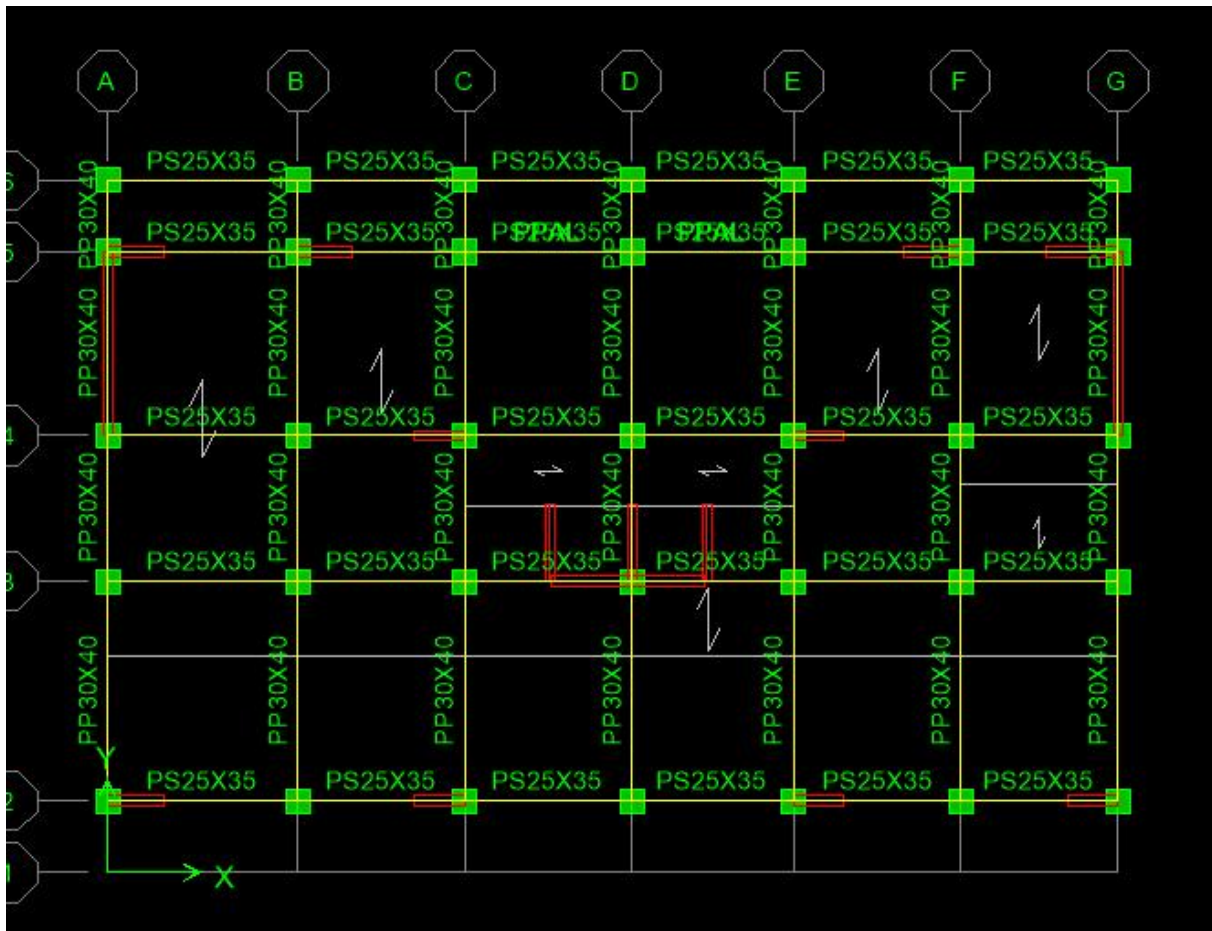
) Pour les poteaux :


On clique sur le bouton 

Une fenêtre s'affiche (*properties of Object*) *None* on choisit le nom de la section (pot 30 30 par exemple) 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 ; on obtient la structure suivantes :



Après avoir dessiné la structure, on doit définir les appuis et encastrer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment. On sélectionne tout et on clique sur le bouton  la fenêtre ci-après s'affichera :



On bloque toutes les translations et les rotations et on valide.

© *Masse source* $W_i X W_{Gi} \Gamma S W_{Qi}$ (formule 4-5 RPA 99).

W_i : poids total de la structure.

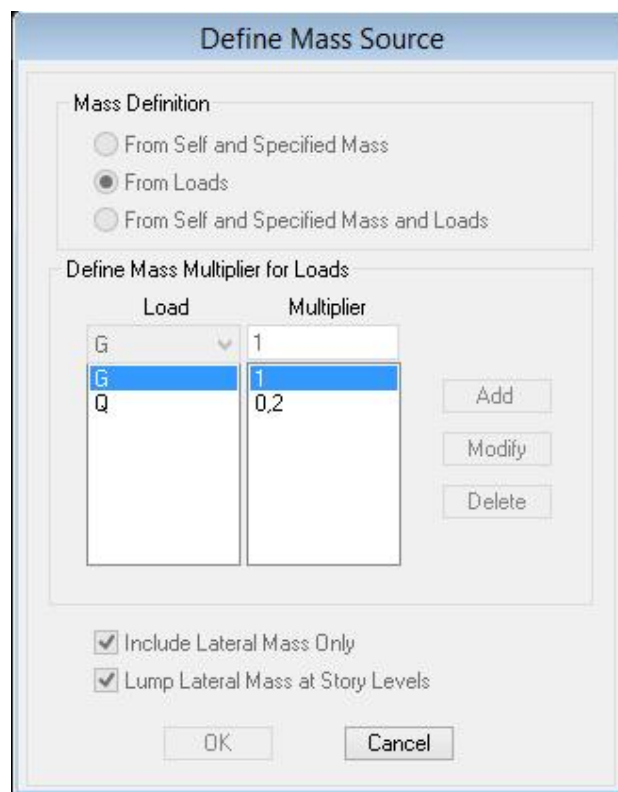
W_{Gi} : poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels solidaire de la structure.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

: coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le tableau du 4.5 RPA99 modifier 2003 (on le prend pour notre cas égal à 0,2 (bâtiment d'habitation)).

L'inertie massique est déterminée automatiquement par ETABS

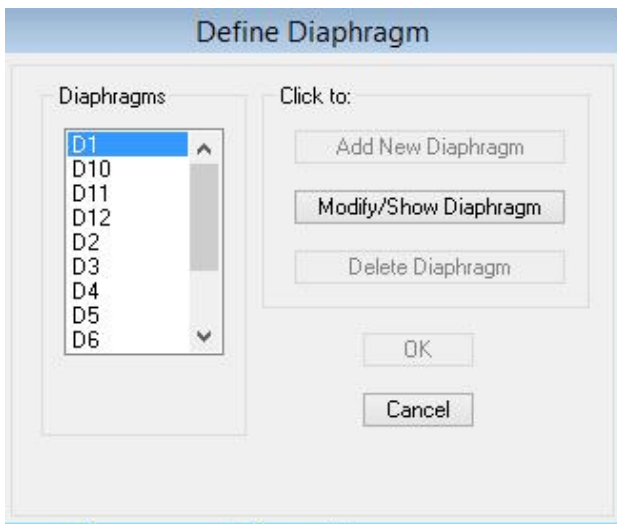
Define Masse Source From Loads.



) **Diaphragme** : les masses des planchers sont supposées concertées en leurs centres de masse. Eux qui sont désignées par la notation de Φ Nœuds Maître Ψ .

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS.

On sélectionne le premier étage : **Assign Joint/Point Diaphragmas D1 OK.**



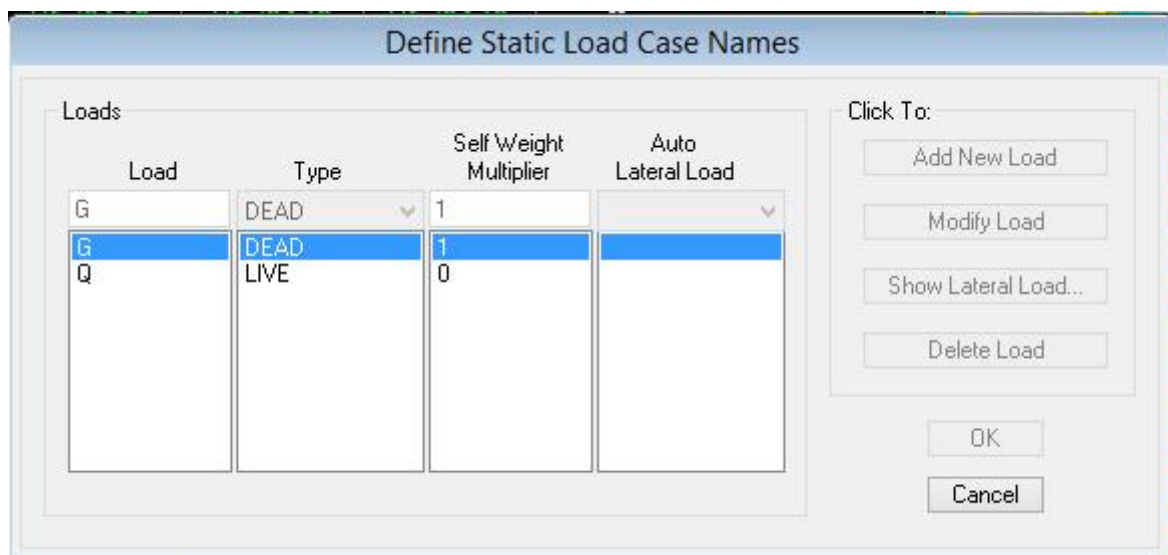
Le deuxième étage **Assign Joint/Point Diaphragms Add**

New Diaphragm D2 OK.

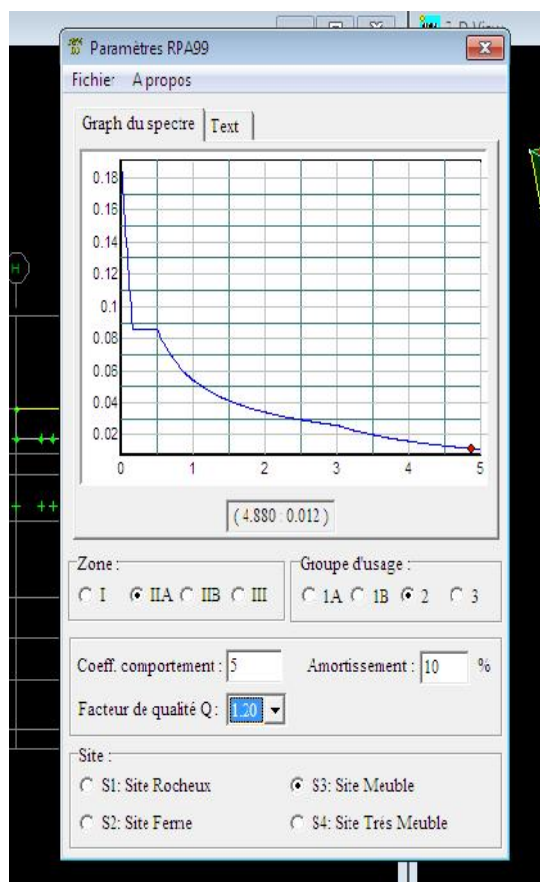
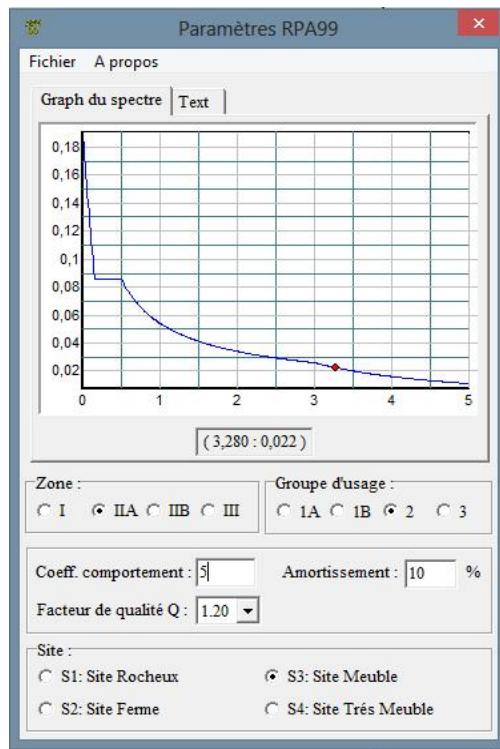
On suit la même procédure pour les autres étages.

IV.7 Définition des charges statiques (G, Q) :

La structure est soumise à des charge permanentes (G) et des charges d'exploitations (Q) pour les définir on clique sur : **Define StaticLoad Cases.**



➤ Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA/99 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 trouve le RPA après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur **Text** \emptyset **Enregistrer**

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur : **define** \emptyset **responsespectrum** \emptyset **function spectre from file.**

Response Spectrum Function Definition

Function Name **Function Damping Ratio**

Function File

File Name

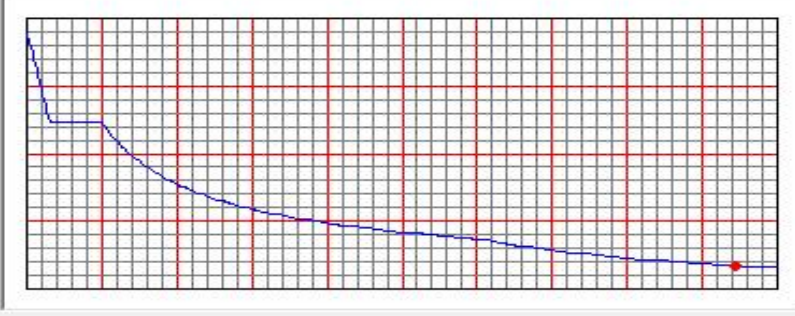
Header Lines to Skip

Values are:

☐ Frequency vs Value

☒ Period vs Value

Function Graph



➤ 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** \emptyset **Response Spectrum Cases** \emptyset **Add New Spectrum**.

➤ Chargement des éléments

On sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement surfacique qui lui revient en cliquant sur : **assign** \emptyset **areas load** \emptyset **uniform**.

➤ Introduction des combinaisons d'actions

) **Combinaisons aux états limites**

ELU 1,35 G+1,5 Q.

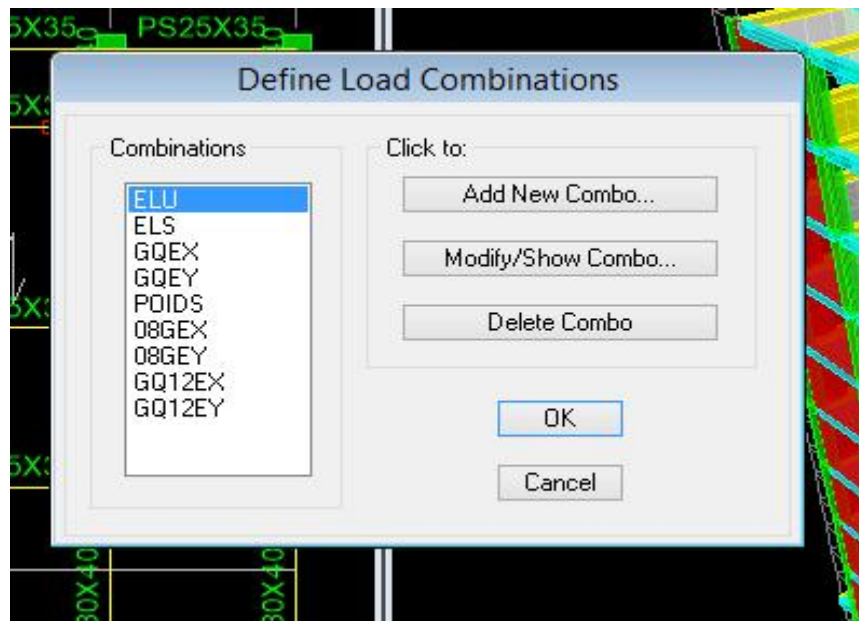
ELS G+Q.

) **Combinaisons accidentelle du RPA**

GQE : G+Q \pm E.

08 GE : 0,8G \pm E

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur : **Define** \emptyset **Loads Combinaisons** \emptyset **Add New Combo**.



➤ **Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats**

) **Lancement de l'analyse**

Pour lancer l'analyse de la structure : on se positionne sur : **Analyze** ⌘ **RunAnalysis**

) **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.

Diagramme des efforts internes : on se positionne sur un plancher, on clique sur **Display** et on sélectionne **Show Member Forces/Stresses Diagramme**

Déplacement : pour extraire les déplacements on sélectionne tout le plancher du niveau considéré on appuis sur **Show Tables** puis on coche **Displacement**.

Effort tranchant et moment dues aux charges sismiques à la base

Show Tables ⌘ **Base Reactions** ⌘ **Select Cases/Comb** ⌘ **E**.

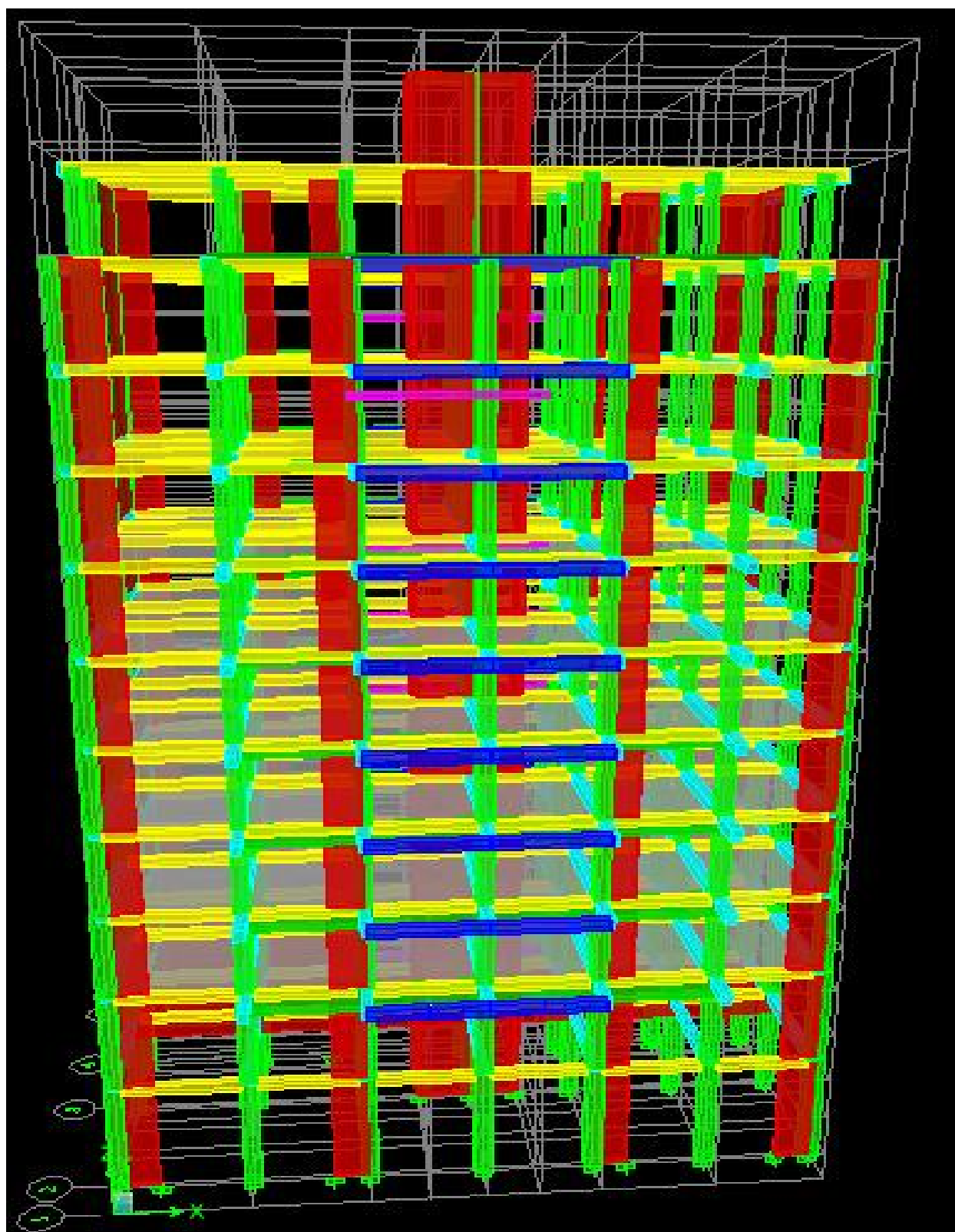


FIGURE IV.1 : Vue en 3D de la structure.

IV.8 Vérifications des conditions du RPA :

IV.8.1 Justification du système de contreventement :

L'objectif dans cette étape est de 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 :

➤ on choisit d'abord la combinaison en cliquant sur:

Display → show Deformed shape → Load: Ex spectra

➤ On met la structure en élévation puis on coupe à la base avec:

Draw → Draw Section Cut

➤ Une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante:

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	17,1781	2,3831
End Point	-1,0425	2,6397

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	8,0678	2,5114	0,	179,1931

Include ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	1927,4457	1908,5453	0,0476	1927,4457	1908,5453	5,709E-03
Moment	45410,001	45864,345	12642,7884	45409,782	45864,372	12642,7884

Close Refresh

Ensuite, on clique sur **Refresh** et on relève la valeur sur la case (**Force-1**) : c'est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux à la fois.

Puis on décoche les cases **columns,floors,beams,braces,ramps** et on clique sur **refresh** comme indiqué sur l'image suivante :

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	17,1781	2,3831
End Point	-1,0425	2,6397

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	8,0678	2,5114	0,	179,1931

Include ☐ Floors ☐ Beams ☐ Braces ☐ Columns ☒ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	1606,9007	1551,7292	1026,4216	1606,9007	1551,7292	1026,3833
Moment	26730,0249	20006,6707	10104,5563	26729,8125	20006,6852	10104,5563

Close Refresh

Enfin, on relève de nouveau la valeur de la force reprise uniquement par les voiles

De même pour le sens transversal, il suffit de changer la combinaison Ex par Ey et relever les valeurs sur la case (Force-2). Ainsi pour calculer le pourcentage des charges verticales, on choisit la combinaison "ELU" puis on relève les valeurs sur la case (Force-Z).

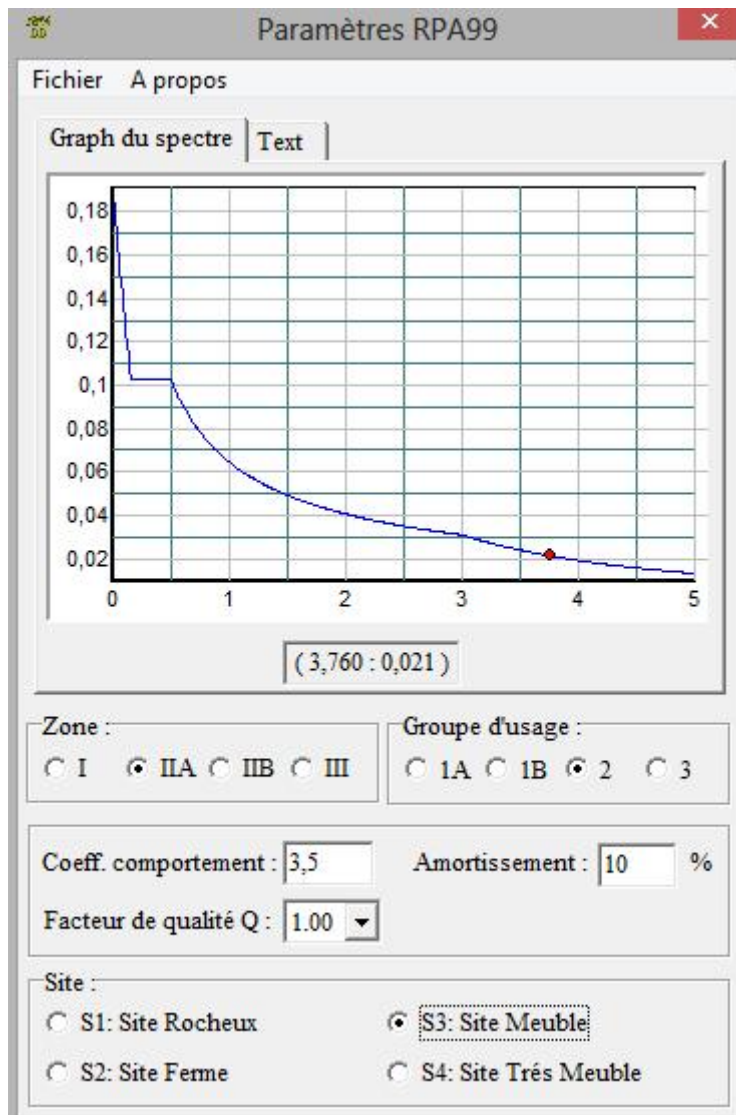
➤ **Récapitulatif des résultats :**

Tableau IV .1 : Justification du système de contreventement

	Forces reprises par les voiles et poteaux		Force reprises par les Voiles uniquement	
Unités	[kN]	[%]	[kN]	[%]
Sens Ex	1927,4457	100	1606,9007	83
Sens Ey	1908,5040	100	1551,8133	81
ELU	44074,79	100	15528,77	35

Selon les résultats présentés dans le tableau ci-dessus, on remarque que la majorité des efforts verticaux sont repris par les voiles $\geq 20\%$

D'après l'article 3.4 du RPA 99 qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prend le système de contreventement constitué par des voiles porteurs ; dont le coefficient de comportement $R=3,5$ ce qui nous a amène à changer le spectre et l'introduire dans ETABS, puis refaire l'analyse.



IV.8.2 Vérification du pourcentage de participation de la masse modale :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. (article 4.3.4 RPA99 version 2003). On tire les valeurs du tableau trouvé dans le calcul de la période comme indiqué ci-après :

Tableau IV .2 : Vérification du pourcentage de participation de la masse modale

Mode	Period [s]	SumUX [%]	SumUY [%]	SumUZ [%]
1	0,888592	69,4778	4,2659	0
2	0,865226	73,668	69,9168	0
3	0,636723	75,1505	70,1992	0
4	0,255709	88,7287	70,2495	0
5	0,217744	88,7643	87,8465	0
6	0,159593	88,9382	87,8767	0
7	0,121226	93,8547	87,8863	0
8	0,095499	93,8605	93,9755	0
9	0,072313	96,2346	93,9773	0
10	0,070221	96,237	93,9828	0
11	0,056305	96,2387	96,6731	0
12	0,051248	96,8543	96,6735	0

La somme des masses modales dans le 8^{ème} mode (modélisation) dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA (article 4.3.4) est vérifiée.

Etude dynamique (participation modale) :

- ⌋ Le premier mode de vibration est une translation X_X il mobilise plus de 93 de la masse.
- ⌋ Le deuxième mode de vibration est une translation Y_Y il mobilise plus de 93% de la masse.
- ⌋ Le troisième mode de vibration est une rotation

IV.8.3 Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6) :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenues 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.

$$V \geq X \frac{A |D| Q}{R} W_t \dots\dots \text{Formule (4.1 RPA99)}$$

➤ Calcul des paramètres A, D, Q, et R :

A : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

$$\left. \begin{array}{l} \text{⌋ Groupe d'usage 2} \\ \text{⌋ Zone sismique Iia} \end{array} \right\} \longrightarrow A = 0,15 \text{ (Annexe1 ; Tab 4.1 RPA99)}$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (γ) et de la période fondamentale de la structure T .

Il est donné par la formule :

$$D = \frac{2,5 y_0 T_s}{T} \quad \text{avec } T_s = \begin{cases} 0,5 & \text{si } T \leq 0,5 \text{ s} \\ 0,896 T^{2/3} & \text{si } 0,5 < T < 3 \text{ s} \\ 3 & \text{si } T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

Avec T_s : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/version2003.

$$T_s \leq 0,5 \text{ s}$$

Dans notre cas : $T_s = 0,5 \text{ s}$ \Rightarrow $T_s = 0,896 T^{2/3}$ \Rightarrow donc : $D = 2,5 y_0 / T_s$

➤ le facteur de correction d'amortissement est donné par la formule:

$$\gamma = \sqrt{\frac{7}{2 \Gamma_v}} \leq 0,7$$

(%) est le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (4.2/RPA 99) présenté ci-après

Tableau IV.3 : coefficient d'amortissement

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Dans notre cas : $\gamma = 10\%$

D'où $\gamma = 0,76 \leq 0,7$ Condition vérifiée.

$$\text{Alors : } D = 2,5 \times 0,76 \left(\frac{0,5}{0,896} \right)^{2/3}$$

$$D = 1,29$$

Vérifications du RPA

W_t : poids de la structure donné par le logiciel

ETABS $W_t = 30780,31 \text{ kN}$

Tableau IV .4 : récapitulatif des résultats

Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone A	0,15
Facteur d'amplification dynamique D	1,29
Facteur de qualité Q	1
Coefficient de comportement R	3,5
Le poids total de la structure W_t [kN]	30780,31

Application numérique :

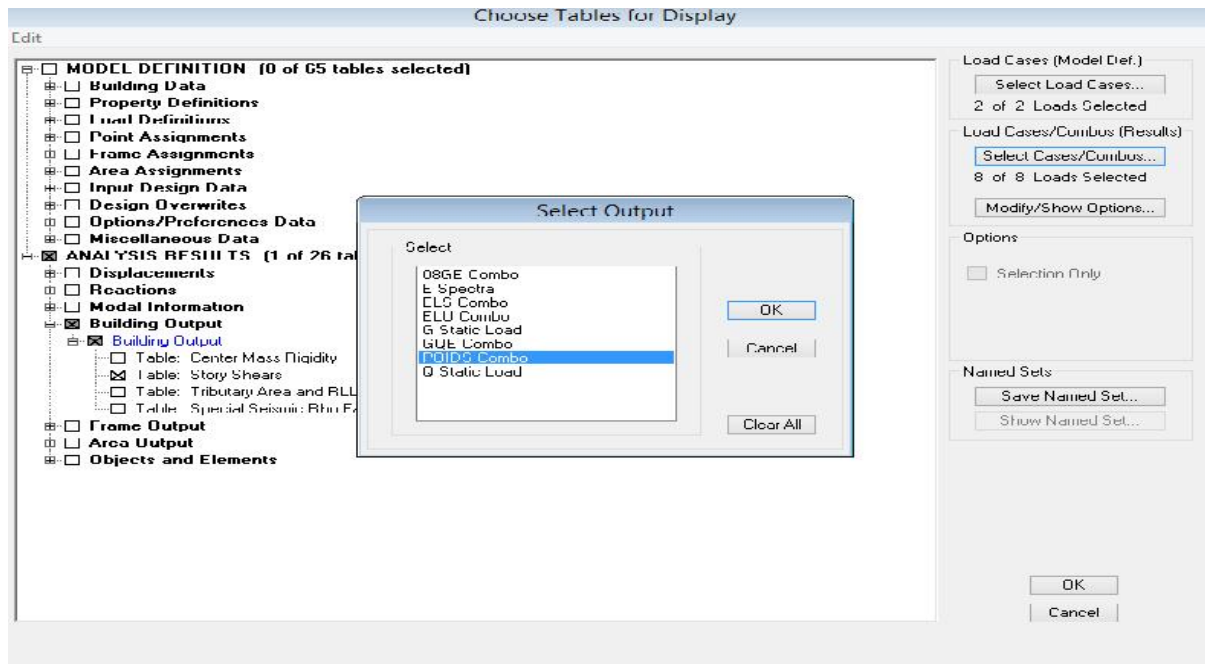
$$V = X \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W_t = X \frac{0.15 \times 1.29 \times 1}{3.5} \times 30780.31 = 1701.71 \text{ KN}$$

$$0.8V_{xRPA} = 0.8 \times 1701.71 = 1361.37 \text{ KN}$$

➤ Détermination de l'effort tranchant par ETABS

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display → show tables



Vérifications du RPA

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS→modal Information→building modal information

Puis on définit les combinaisons E en cliquant sur :

Select cases/combos...→OK→OK

Les résultats s'afficheront comme suit :

Response Spectrum Base Reactions									
Edit	View	Response Spectrum Base Reactions							
	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	E	9	U1	108,88	2,93	0,00	-9,674	251,958	-851,1
	E	10	U1	0,11	0,17	0,00	-0,666	-0,546	3,728
	E	11	U1	0,08	-3,22	0,00	8,859	0,169	-35,04
	E	12	U1	29,94	0,78	0,00	-2,299	86,202	-272,8
	E	1	U2	424,94	105,30	0,00	-2704,354	10626,554	-2004,5
	E	2	U2	-416,59	1648,97	0,00	-42425,827	-10411,500	20729,7
	E	3	U2	-19,84	8,66	0,00	-217,778	-476,776	241,94
	E	4	U2	29,87	1,82	0,00	-11,125	59,014	-203,6
	E	5	U2	-28,61	636,01	0,00	-3419,278	-79,398	7036,2
	E	6	U2	-2,62	1,09	0,00	-3,972	-7,074	34,12
	E	7	U2	8,65	0,38	0,00	-1,831	42,191	-62,06
	E	8	U2	-8,03	261,68	0,00	-1199,678	-35,184	2863,1
	E	9	U2	2,93	0,08	0,00	-0,260	6,782	-22,91
	E	10	U2	0,17	0,26	0,00	-1,007	-0,825	5,638
	E	11	U2	-3,22	129,24	0,00	-356,054	-6,801	1408,5
	E	12	U2	0,78	0,02	0,00	-0,060	2,250	-7,12
	E	All	All	1927,50	1908,49	0,00	45408,002	45866,100	24892,7

Les résultats s'afficheront comme suit :

$$V_{etaps\ XZX} \times F_1 \times 1927,50KN$$

$$V_{etaps\ YZY} \times F_2 \times 1908,49\ KN$$

$$V_{etaps\ XZX} \times 1927,50\ KN \Psi 0,8V_{RPA} \times 1361,37KN$$

$$V_{etaps\ YZY} \times 1908,49\ KN \Psi 0,8V_{RPA} \times 1361,37KN$$

La condition sur l'effort tranchant à la base est vérifiée

IV.8.4 Vérification des déplacements relatifs :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10 du RPA 99, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Le déplacement horizontal à chaque niveau K « u_k » de la structure est calculé comme suit :

$$u_k = R u_{ek} \quad (\text{RPA 99 formule 4-19})$$

u_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement

$1u_{kx}$: déplacement longitudinal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure.

u_{ky} : déplacement transversal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure

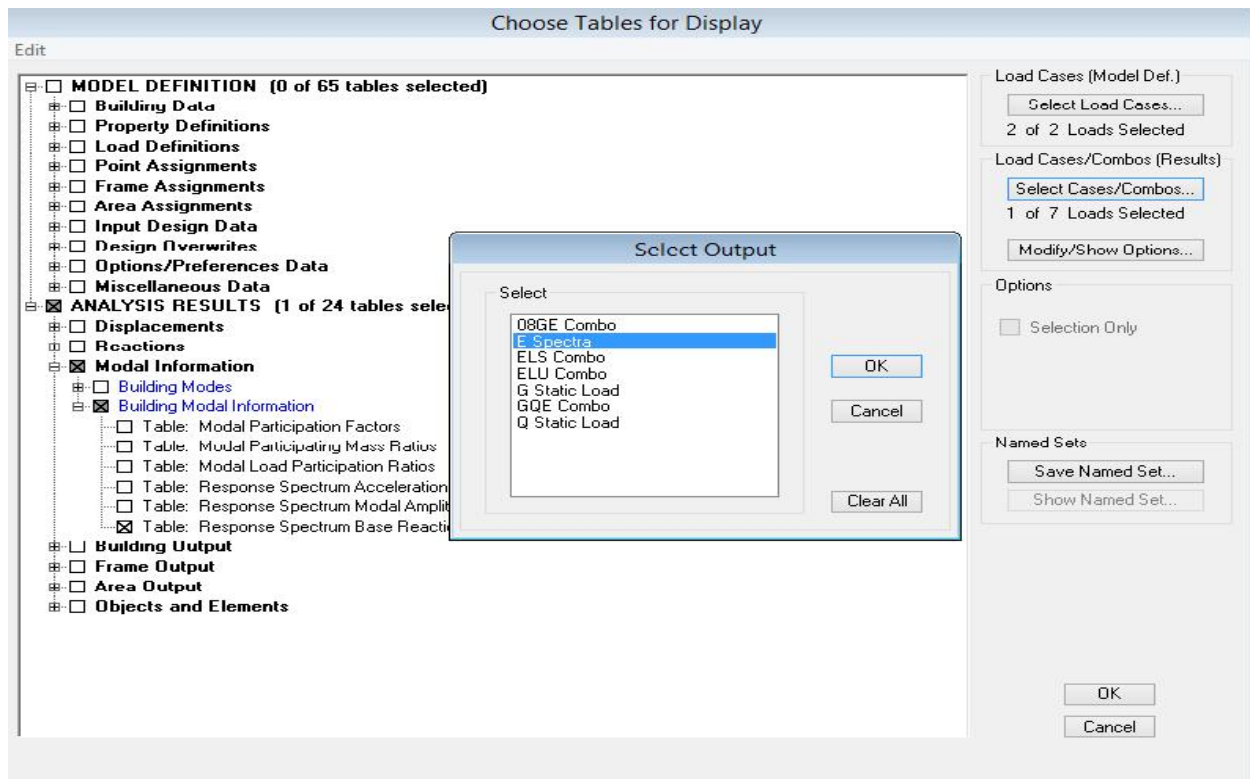
$K_y = K_{yi} - K_{yi-1}$: déplacement horizontal suivant le sens longitudinal relatif au niveau (K) par rapport au niveau « K-i » (**formule 4.20 RPA99**)

$K_y = K_{yi} - K_{yi-1}$: déplacement horizontal suivant le sens transversal relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K-i » (**formule 4.20 RPA99**)

H_e : hauteur de l'étage considéré.

➤ 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 :



ANALYSIS RESULTS → **Displacement Data** → **table : Diaphragm CM displacement**

Puis on définit la combinaison Ex en cliquant sur :

Select cases/combos... → 2 fois sur **OK**

Vérifications du RPA

Tableau IV.5 : récapitulatif des résultats trouvés

Story	Diaphragm	$u_{kx}[m]$	$u_{ky}[m]$	ΔKx	ΔKy	1%He	conclusion
STORY12	D12	0,0238	0,0258	0,0008	0,0024	0,0306	CV
STORY11	D11	0,023	0,0234	0,0016	0,0023	0,0306	CV
STORY10	D10	0,0214	0,0211	0,0018	0,0024	0,0306	CV
STORY9	D9	0,0196	0,0187	0,002	0,0025	0,0306	CV
STORY8	D8	0,0176	0,0162	0,0022	0,0025	0,0306	CV
STORY7	D7	0,0154	0,0137	0,0023	0,0025	0,0306	CV
STORY6	D6	0,0131	0,0112	0,0025	0,0024	0,0306	CV
STORY5	D5	0,0106	0,0088	0,0025	0,0024	0,0306	CV
STORY4	D4	0,0081	0,0064	0,0025	0,0021	0,0306	CV
STORY3	D3	0,0056	0,0043	0,0022	0,0019	0,0306	CV
STORY2	D2	0,0034	0,0024	0,0023	0,0016	0,0357	CV
STORY1	D1	0,0011	0,0008	0,0011	0,0008	0,0408	CV

IV.8.5 Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta :

L'effet P-Delta ou effet de 2^{ème} ordre peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : $\mu \leq 0,1$

$$\mu = \sum_k \frac{P_k}{V_k} \frac{\zeta_k}{h_k}$$

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 »

ζ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau

« k-1 » h_k : hauteur de l'étage « k »

Tableau IV. 6 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta

Niv	P_k	Sens x-x (sous E_x)				Sens y-y (sous E_y)				condition
		Δ_k	V_k	h_k	θ	Δ_k	V_k	h_k	θ	
12	236,42	0,0008	28,31	3,06	0,0022	0,0024	30,39	3,06	0,0061	cv
11	2695,12	0,0016	338,92	3,06	0,0041	0,0023	373,83	3,06	0,0054	cv
10	5322,29	0,0018	631,26	3,06	0,0049	0,0024	673,81	3,06	0,0062	cv
9	8032,89	0,002	877,54	3,06	0,0059	0,0025	912,61	3,06	0,0072	Cv
8	10743,49	0,0022	1092,77	3,06	0,0010	0,0025	1115,31	3,06	0,0078	Cv
7	13454,09	0,0023	1278,89	3,06	0,0079	0,0025	1287,43	3,06	0,0085	Cv
6	16255,72	0,0025	1442,55	3,06	0,0092	0,0024	1438,82	3,06	0,0088	Cv
5	19057,36	0,0025	1588,57	3,06	0,0098	0,0024	1574,92	3,06	0,094	Cv
4	21858,99	0,0025	1712,26	3,06	0,01	0,0021	1690,67	3,06	0,0088	Cv
3	24762,37	0,0022	1813,22	3,06	0,0098	0,0019	1788,37	3,06	0,0086	Cv
2	27771,87	0,0023	1893,36	3,57	0,0094	0,0016	1870,25	3,57	0,0065	Cv
1	30780,31	0,0011	1927,5	4,08	0,0043	0,0008	1908,49	4,08	0,0032	Cv

L'effet du second ordre peut être négligé dans notre cas car la condition est satisfaite à tous les niveaux : „ TM0,1

IV.8.6 Spécification pour les poteaux :

$$\sim X \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \text{ TM0,3}$$

Avec :

N_d : Effort normal dans les poteaux

B_c : Section du poteau.

➤ Poteaux 50x50 :

$$N_d = 1401,71 \text{ KN}$$

$$\sim X \frac{1401,71 \mid 10^3}{500 \mid 500 \mid 25} X0,22 \text{ TM0,3} \mid \text{ Condition vérifiée}$$

➤ Poteaux 45x45 :

$$N_d = 1012,47 \text{ KN}$$

$$\sim X \frac{1012,47 \mid 10^3}{450 \mid 450 \mid 25} X0,20 \text{ TM0,3} \mid \text{ Condition vérifiée}$$

➤ Poteaux 40x40 :

$$N_d = 589,87 \text{ KN}$$

$$\sim X \frac{589,87 \mid 10^3}{400 \mid 400 \mid 25} X0,14 \text{ TM0,3} \mid \text{ Condition vérifiée}$$

➤ Poteaux 35x35 :

$$N_d = 228,43 \text{ KN}$$

$$\sim X \frac{228,43 \mid 10^3}{350 \mid 350 \mid 25} X0,07 \text{ TM0,3} \mid \text{ Condition vérifiée}$$

IV.8.7 Vérification de la période empirique T :

IV.8.7.1 Calcul de la période empirique :

$$T \sim X C_T \mid f h_n \text{ A}^{3/4}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

Vérifications du RPA

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné en fonction du système de contreventement par le tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/ V2003)

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$T_1 \times 0,05 \mid (38,25)^{3/4} \times 0,77s$$

IV.8.7.2 Calcul de la période empirique majorée :

$$T_{maj} = T \times 1,30$$

IV.8.7.3 Détermination de la période par le logiciel ETABS :

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après :

D → **S** → **t**

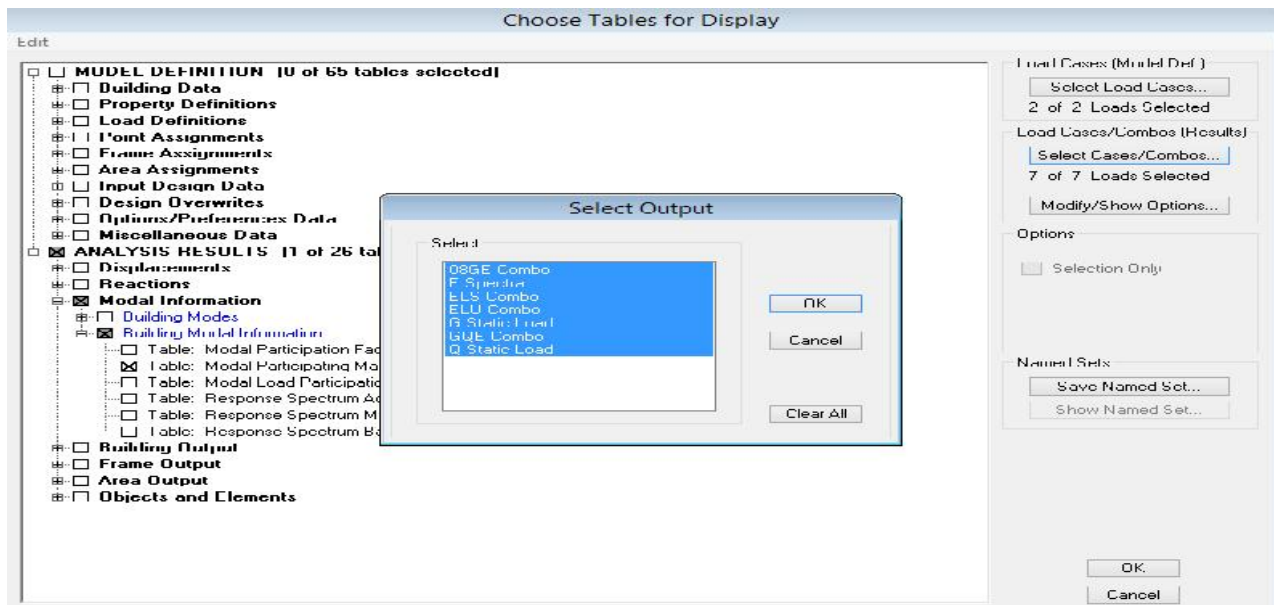
Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

AN → **R** → **m** → **in** → **B** → **M** → **In**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

Select cases/combos...OK → O

Un autre tableau s'affichera.



On choisit dans la liste déroulante en haut à droite « **Modal Participating Mass Ratios** »

Les résultats s'afficheront comme suit :

Vérifications du RPA

Modal Participating Mass Ratios									
Edit View		Modal Participating Mass Ratios							
	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	0,888592	69,4778	4,2659	0,0000	69,4778	4,2659	0,0000	5,9711
	2	0,865226	4,1902	65,6508	0,0000	73,6680	69,9168	0,0000	92,2183
	3	0,636723	1,4825	0,2824	0,0000	75,1505	70,1992	0,0000	0,3792
	4	0,255709	13,5781	0,0503	0,0000	88,7287	70,2495	0,0000	0,0040
	5	0,217744	0,0356	17,5970	0,0000	88,7643	87,8465	0,0000	1,0792
	6	0,159593	0,1740	0,0302	0,0000	88,9382	87,8767	0,0000	0,0008
	7	0,121226	4,9165	0,0096	0,0000	93,8547	87,8863	0,0000	0,0005
	8	0,095499	0,0057	6,0892	0,0000	93,8605	93,9755	0,0000	0,2716
	9	0,072313	2,3742	0,0017	0,0000	96,2346	93,9773	0,0000	0,0000
	10	0,070221	0,0024	0,0055	0,0000	96,2370	93,9828	0,0000	0,0002
	11	0,056305	0,0017	2,6903	0,0000	96,2387	96,6731	0,0000	0,0433
	12	0,051248	0,6156	0,0004	0,0000	96,8543	96,6735	0,0000	0,0000

Tableau IV.7 : Tableau récapitulatif des périodes en fonction des modes

Modes	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8	M9	M10	M11	M12
Périodes	0,888	0,865	0,636	0,255	0,217	0,159	0,121	0,095	0,072	0,070	0,056	0,051

➤ Comparaison des résultats

On a :

- La période calculée $T = 0,77$ s
- La période majorée $T_{maj} = 1,0015$ s
- La période ETABS $T_{etabs} = 0,888$ s

On remarque que : $T < T_{etabs} < T_{maj}$

On peut dire que la valeur de la période trouvée par le logiciel est proche de celle calculée (majorée). → La période est vérifiée.

CONCLUSION

Toutes les exigences du RPA sont vérifiées, nous allons donc passer au ferrailage de la structure.

V.1 Ferrailage des poutres :

V.1.1 Introduction :

Les poutres en béton armée, sont des éléments structuraux non exposées aux intempéries, sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants. Leur calcul se fera en flexion simple en considérant la fissuration comme étant peu nuisible, et leur ferrailage se fera en fonction des efforts calculés par **ETABS** qui résultent des combinaisons de charge les plus défavorables, décrites par le **RPA 99 version 2003** et le **BAEL 91/99** :

➤ Combinaisons fondamentales

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \text{ à L'ELU} \\ G + Q \text{ à L'ELS} \end{array} \right\} \text{BAEL 91}$$

➤ Combinaisons accidentelles

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right\} \text{RPA 99/Version 2003}$$

V.1.2 Recommandations du RPA99/ version 2003 :

➤ 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.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4 % en zone courante

6 % en zone de recouvrement

Le tableau V.1.1: représentatif des sections minimales et maximales des armatures

Poutres	$A_{\min} 0,5\%$ (cm ²)	$A_{\max} 4\%$ zone nodale (cm ²)	$A_{\max} 6\%$ zone courante (cm ²)
Principales	6	4,8	7,2
Secondaires	4,38	4,2	6,3

Avec :

- Poutres principales : (30 x40) cm
- Poutres secondaires : (25x 35) cm

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de :

40 \emptyset en zone I et II

50 \emptyset en zone III

➤ **Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times s \times b$$

➤ **L'espacement maximum entre les armatures transversales :**
est déterminé comme suit :

➤ Dans la zone nodale et en travée (si les armatures comprimées sont nécessaires) :

$$\text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12; \lambda \right)$$

➤ En dehors de la zone nodale :

$$s \leq \frac{h}{4}$$

La valeur du diamètre \emptyset des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.1.3 Étapes de calcul du ferrailage à L'ELU :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple. Elles sont calculées en travées puis aux appuis sous les sollicitations les plus défavorables.

Soit :

A_s : Section d'acier inférieure tendue,

A_s : Section d'acier supérieure la plus comprimée,

M_u : Moment de flexion,

h : Hauteur de la section du béton,

b : Largeur de la section du béton

d : Hauteur utile $d=h-c$

c ; c' : Distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues

V.1.3.1 Calcul du moment réduit :

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

On a deux cas :

1^e cas : Section simplement armée : $A_c = 0$

Si $\mu < \sim = 0,392$: la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{M_u}{s d \uparrow_{st}}$$

2^e cas : Section doublement armée $A_c \neq 0$

Si $\mu < \sim = 0,392$: la section d'acier seront données par les formules suivantes :

$$A_{st} = \frac{M_e}{s_e d \uparrow_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c) \uparrow_{st}}; A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c) \uparrow_{st}}$$

Avec : $M_e = \sim_e \times b \times d^2 \times f_{bu}$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{28}}{\gamma_b}$$

$$\Delta M = M_u - M_e$$

M_u : Moment sollicitant.

M_e : Moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

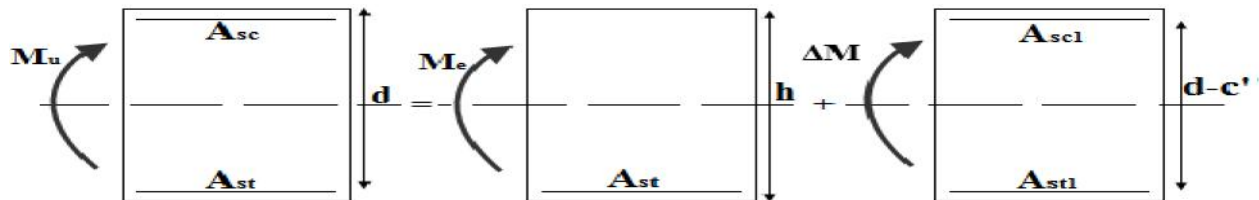


Figure V.1.1 : section doublement armée

On utilisera dans nos calculs les paramètres suivant :

Tableau V.1.2: Tableau récapitulatif des paramètres de calculs.

Situation	Fe (MPa)	f_{t2} (MPa)	γ_b	f_b (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	400	25	1,5	14,2	348
Accidentelle	400	25	1,15	18,48	400

V.1.3.2 Ferrailage des poutres :

Après avoir extrait les moments, nous avons ferrailé comme suit on prend les moments max soit aux appuis soit en travée

Note : En raison des coefficients de sécurité qui diffèrent, une distinction sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.

M_{ELU} : Moment max à l'ELU

M_{ACC} : Moment max dû aux combinaisons accidentelles.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

➤ Les poutres principales :

Tableau V.1.3 : ferrailage des poutres principales.

Localisation		Mu (KN.m)	μ	Obs	β	A cal (cm ²)	Amin (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Travée		22,849	0,038	SSA	0,981	1,78	6,00	3HA16+2HA12 chap= 8,29
Appui	Supérieur	-111,901	0,143		0,922	8,09		3HA16+2HA12chap= 8,29
	inférieur	93,15	0,119		0,937	6,00		3HA16= 6,03

➤ Les poutres secondaires :

Tableau V.1.4 : ferrailage des poutres secondaires.

Localisation		Mu (KN.m)	μ	Obs	β	A cal (cm ²)	Amin (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Travée		31,252	0,083	SSA	0,956	2,90	4,38	3HA14=4,62
Appui	Supérieur	-65,189	0,134		0,928	5,40		3HA14+chap2HA12=6,88
	inférieur	37,55	0,076		0,960	3,01		3HA14+chap2HA12=6,88

V.1.4 Vérification à l'ELU :

V.1.4.1 Condition de non fragilité du béton de la section minimale :(Art B.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la **condition de non fragilité** : $A_{st} \geq A_{st}^{\min}$

$$A_{st}^{\min} \geq \frac{0,23bdf_{t28}}{f_e}$$

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

➤ Poutres principales :

$$A_{st}^{\min} \geq \frac{0,23 \times 30 \times 37,5 \times 2,1}{400} = 1,36 \text{cm}^2$$

- **A l'appui supérieur :**

$$A_{(adopte)} = 8,29cm^2 > A_{st}^{min} = 1,36cm^2 \text{ Condition Vérifiée.}$$

- **A l'appui inférieur :**

$$A_{(adopte)} = 6,03cm^2 > A_{st}^{min} = 1,36cm^2 \text{ Condition Vérifiée.}$$

- **En travées :**

$$A_{(adopte)} = 8,29cm^2 > A_{st}^{min} = 1,36cm^2 \text{ Condition Vérifiée.}$$

➤ **Poutres Secondaire :**

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 25 \times 32,5 \times 2,1}{400} = 0,98cm^2$$

- **Aux appuis : (supérieur et inférieur)**

$$A_{(adopte)} = 6,88cm^2 > A_{st}^{min} = 0,98cm^2 \text{ Condition Vérifiée.}$$

- **En travées :**

$$A_{(adopte)} = 4,62cm^2 > A_{st}^{min} = 0,98cm^2 \text{ Condition Vérifiée.}$$

V.1.4.2 Justification de l'effort tranchant :

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d}$$

Avec :

T_u^{max} : Effort tranchant à L'ELU

➤ **Poutres principales :** $T_u^{max} = 42,12KN$

$$\tau_u = \frac{42,12 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,375} = 0,37MPa$$

➤ **Poutres Secondaire :** $T_u^{max} = 76,40KN$

$$\tau_u = \frac{76,40 \times 10^{-3}}{0,25 \times 0,325} = 0,94MPa$$

La fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier : $\sigma_u \leq \overline{\sigma}_u$

$$\overline{\sigma}_u = \min\left(\frac{0,07 f_{c28}}{\alpha_b}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\overline{\sigma}_u = \min\left(\frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,16; 4 \text{ MPa}\right) = 1,16 \text{ MPa}$$

- **Poutres principales :** $\sigma_u = 0,37 < \overline{\sigma}_u = 1,16$ condition vérifiée.
- **Poutres Secondaire :** $\sigma_u = 0,94 < \overline{\sigma}_u = 1,16$ condition vérifiée.

V.1.4.3 Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

Au droit d'un appui où existe un M, la section (A) des armatures inférieures doit être telle que l'on ait

$$A_s \geq \frac{1,15}{f_e} (T_u^{\max} + \frac{M_u}{0,9d})$$

Et ces armatures doivent être ancrées au-delà de nu de l'appui pour pouvoir équilibrer un effort égal à : $(T_u^{\max} - \frac{M_u}{0,9d})$

$$A_s = \frac{1,15}{f_e} (T_u^{\max} + \frac{M_u}{0,9d})$$

➤ Poutres principales :

- ✓ Aux travées : $(T_u^{\max} - \frac{M_u}{0,9d}) = (42,12 - \frac{22,849}{0,9 \times 0,375}) = -25,58 < 0$
- ✓ Aux appuis supérieurs : $(T_u^{\max} - \frac{M_u}{0,9d}) = (42,12 - \frac{111,901}{0,9 \times 0,375}) = -289,4 < 0$
- ✓ Aux appuis inférieurs : $(T_u^{\max} - \frac{M_u}{0,9d}) = (42,12 - \frac{107,881}{0,9 \times 0,375}) = -277,52 < 0$

➤ Poutres Secondaire :

- ✓ Aux travées : $(T_u^{\max} - \frac{M_u}{0,9d}) = (76,40 - \frac{31,252}{0,9 \times 0,325}) = -30,44 < 0$
- ✓ Aux appuis supérieurs : $(T_u^{\max} - \frac{M_u}{0,9d}) = (76,40 - \frac{65,189}{0,9 \times 0,325}) = -146,47 < 0$
- ✓ Aux appuis inférieurs : $(T_u^{\max} - \frac{M_u}{0,9d}) = (76,40 - \frac{54,694}{0,9 \times 0,325}) = -110,58 < 0$

→ Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

V.1.4.4 Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis :

Il faut vérifier que :

$$\overline{T_u^{\max}} \leq T_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times b \times d \times f_{c28}}{1,5}$$

➤ **Poutres principales :** $T_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,30 \times 0,375 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 675 \text{ KN} > 42,12$

Condition vérifiée.

➤ **Poutres Secondaire :** $T_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,25 \times 0,325 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 487,50 \text{ KN} > 42,12$

Condition vérifiée.

V.1.4.5 Vérification de la contrainte d'adhérence (BAEL91/Art 6.1.3) :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum u_i} \leq \overline{\tau_{se}}$$

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

Avec :

u_i : Somme du périmètre utile des armatures.

- **Poutres principales**

Aux travées :

$$u_i = nwf = (3 \times 16 + 2 \times 12) \times 3,14 = 226,08 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{42,12 \times 10^3}{0,9 \times 375 \times 226,08} = 0,55 \text{ MPA} \leq 3,15 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

A l'appui supérieur :

$$u_i = nwf = (3 \times 16 + 2 \times 12) \times 3,14 = 226,08 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{42,12 \times 10^3}{0,9 \times 375 \times 226,08} = 0,55 \text{ MPA} \leq 3,15 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

A l'appui inférieur :

$$u_i = nwf = (3 \times 16) \times 3,14 = 150,72 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{42,12 \times 10^3}{0,9 \times 375 \times 150,72} = 0,83 \text{ MPA} \leq 3,15 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Poutres Secondaire**

Aux travées :

$$u_i = nwf = (3 \times 14) \times 3,14 = 131,88 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{76,40 \times 10^3}{0,9 \times 325 \times 131,88} = 1,98 \text{ MPA} \leq 3,15 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis (supérieur et inférieur) :

$$u_i = nwf = (3 \times 14 + 2 \times 12) \times 3,14 = 207,24 \text{ mm}$$

$$\dagger_{se} = \frac{76,40 \times 10^3}{0,9 \times 325 \times 207,24} = 1,26 \text{ MPA} \leq 3,15 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

V.1.4.6 Ancrage des barres :**➤ Longueur de scellements (Art. A.6.1,22/BAEL91)**

$$l_s = \frac{w f_e}{4 \dagger_{su}}$$

$$\text{Avec : } \dagger_{su} = 0,6 \quad f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour les HA16 : } l_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,84} = 56,34 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA14 : } l_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,84} = 49,29 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA12 : } l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL (**Art A.6.1,253/BAEL91**) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égal à $0.4 l_s$ pour les aciers HA.

$$\text{Pour les HA16 : } l_s = 0,4 \times 56,37 = 22,54 \text{ cm} \rightarrow l_s = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA14 : } l_s = 0,4 \times 49,29 = 19,75 \text{ cm} \rightarrow l_s = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA12 : } l_s = 0,4 \times 42,25 = 16,90 \text{ cm} \rightarrow l_s = 20 \text{ cm}$$

V.1.4.7 Calcul des armatures transversales :

$$w_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; w; \frac{b}{10}\right)$$

➤ Poutre principales :

$$w_t \leq \min(1,14; 1,6; 3) = 1,14 \text{ cm}$$

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

$$\text{On choisira 1 cadre + 1 étrier soit } A_t = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$$

➤ **Poutre secondaires :**

$$w_t \leq \min(1; 1,4; 3) = 1cm$$

On prend : $w_t = 8mm$

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

V.1.4.8 Les espacements :➤ **Zone nodale :** $S_t \leq \min(\frac{h_t}{4}; 12w; 30cm)$

- Poutre principales de $(30 \times 40) \rightarrow S_t = 10cm$ Soit $S_t = 10cm$
- Poutre secondaires de $(25 \times 35) \rightarrow S_t = 8,75cm$ Soit $S_t = 10cm$

➤ **Zone courante :** $S_t \leq \frac{h}{2}$

- Poutre principales de $(30 \times 40) \rightarrow S_t = 20cm$ Soit $S_t = 20cm$
- Poutre secondaires de $(25 \times 35) \rightarrow S_t = 17,50cm$ Soit $S_t = 15cm$

V.1.5 Délimitation de la zone nodale :

$$h' \leq \max(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60cm)$$

$$L' = 2 \times h$$

h : Hauteur de la poutre.

$b_1; h_1$: Dimensions du poteau.

h_e : Hauteur entre nus des poutres

On aura :

$L' = 2 \times 40 = 80cm$: Poutre principales de (30×40) .

$L' = 2 \times 35 = 70cm$: Poutre secondaires de (25×35) .

V.1.6 Armatures transversales minimales :

Selon le **RPA 99/version2003** la section d'armatures transversale doit vérifier :

➤ **Poutre principales :**

$$A_t \geq A_t^{\min} = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8cm^2$$

$$A_t = 2,01cm^2 > 1,8cm^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Poutres secondaire :**

$$A_t \geq A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,13 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

V.1.7 Vérifications à l'ELS :

Vérification de la résistance du béton à la compression : $f_{bc} \leq \overline{f_{bc}} = 15 \text{ MPA}$

$$f_{bc} = \frac{f_s}{K_1}$$

Avec :

$$f_s = \frac{M_a}{S_1 \times d \times A_s}$$

S_1 et K_1 en fonction de :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d}$$

Les résultats sont donnés par les tableaux suivants :

Tableau V.1.5: vérification du ferrailage des poutres

M_s			A_s	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	OBS	
P.P	Travée		16,748	8,29	0,736	0,876	25,32	61,49	2,43	15	CV
	Appuis	Supérieur	-93,15	8,29	0,736	0,876	25,32	342,5	13,52	15	CV
		inférieur	-95,867	6,03	0,536	0,891	30,87	325,8	10,55	15	CV
P.S	Travée		22,796	4,62	0,568	0,888	29,64	170,97	5,76	15	CV
	Appuis	Supérieur	-38,388	6,88	0,846	0,869	23,17	197,56	8,52	15	CV
		inférieur	-37,55	6,88	0,846	0,869	23,17	197,56	8,52	15	CV

➤ **Etat limite de déformation :**

• **Vérification de la flèche : (BAEL 91/ Art B .6.**

On doit justifier l'état limite de déformation par le calcul de la flèche « f », qui ne doit pas dépasser la valeur limite « \bar{f} ».

Valeurs limites de la flèche :

Pour $L \leq 5m$: $\bar{f} = \frac{L}{500}$

L : La portée mesurée entre nus d'appuis.

Poutre principales : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{460}{500} = 0,92cm$

Poutre secondaires : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0,80cm$

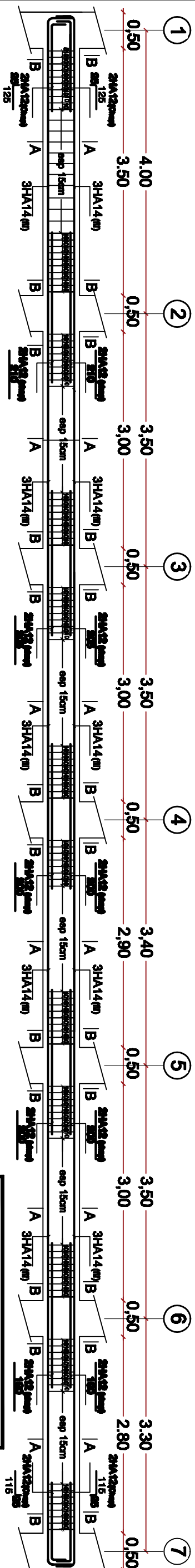
La flèche tirée par le logiciel ETABS est :

Poutre principales : $f = 0,0006cm < \bar{f} = 0,92cm \rightarrow$ la flèche est vérifiée.

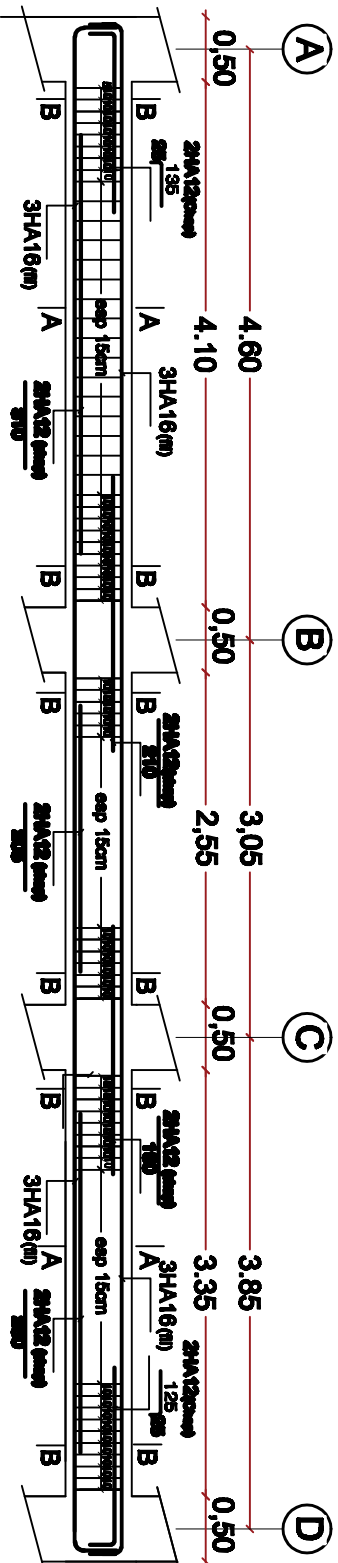
Poutre secondaires : $f = 0,0004cm < \bar{f} = 0,80cm \rightarrow$ la flèche est vérifiée.

Ferrailage des poutres

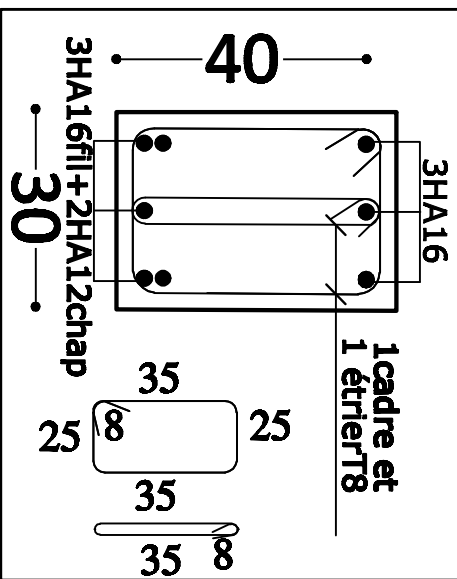
Ferrailage des poutres secondaires (25x35)cm² axe A ,B,C,et D



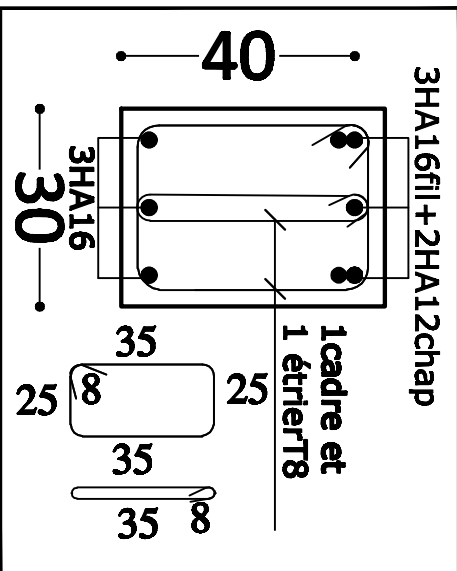
Ferrailage des poutres principales (30x40)cm² axe 1,2,3,4,5,6et7



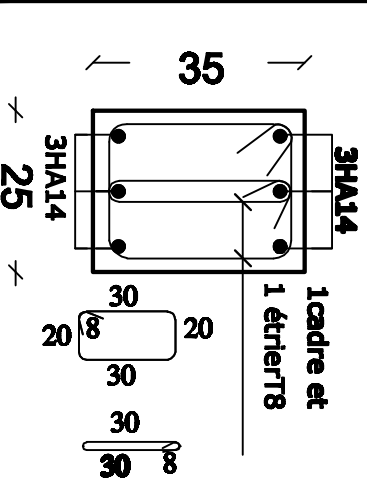
Coupe A-A



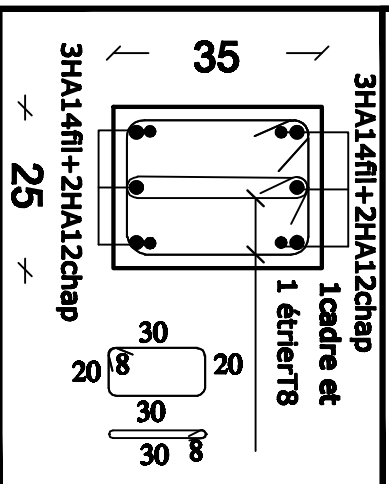
Coupe B-B



Coupe A-A



Coupe B-B



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE			
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil			
Etudié par :		Titre :	
-M ^{elle} SMAIL Mélissa		-ferrailage des poutres	
-M ^{elle} SGHOULANE Lynda		Plan N°:11	
Dirigé par :		Promotion:	
-M ^r LOUZAI.A		2019	

V.2 Ferrailage des poteaux :

V.2.1 Introduction :

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime, selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiés à L'ELS en flexion composée, le calcul est effectué en considérant les efforts et moments fléchissant suivantes :

-) Effort normal maximal et le moment correspondant.
-) Effort normal minimal et le moment correspondant.
-) Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Tableau V.2.1 : caractéristiques mécaniques des matériaux

Situation	Béton			Acier		
	χ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	χ_s	Fe (MPa)	f_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,167	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- effort normal maximal (N_m) et moment correspondant (M_c).
- effort normal minimal (N_m) et le moment correspondant (M_c).
- moment fléchissant maximal (M_m) et l'effort normal correspondant (N_c).

Recommandation du RPA 99/Version 2003

Armatures longitudinales :

D'après le RPA99/version 2003 (**Art 7.4.2**), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique **IIa** est limité à:

- ✓ Le pourcentage minimal est de **0,8%** de la section du poteau.
- ✓ Le pourcentage maximal est de **4%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement.

Tableau V.2.2 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA

Section des Poteaux (cm ²)	Percentage minimal	Percentage maximal (cm ²)	
	$A_{\min}=0,8\% b h$ (cm ²)	Zone de recouvrement $A_{\max}=6\% b h$	Zone courante $A_{\max}=4\% b h$
(50x50)	20	150	100
(45x45)	16,2	121,5	81
(40x40)	12,8	96	64
(35x35)	9,8	73,5	49

V.2.2 Calcul des armatures à l'ELU :

V.2.2.1 Exposé de la méthode de calcul à l'ELU :

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M , ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

Section partiellement comprimée (SPC).

Section entièrement comprimée (SEC).

Calcul du centre de pression :

$$e \times \frac{M_u}{N_u}$$

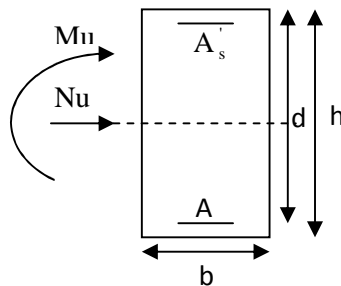


Figure V.2.1 : section simplement armée

➤ Section partiellement comprimée (S.P.C) :

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

$$e_u \Psi \left(\frac{h}{2} Z_c \right)$$

$$N_u (d Z_c') M_f^{TM} (0,337 h Z_0,81) b h f_{bu}$$

Avec :

$$M_f : \text{Moment fictif} \quad \text{et} \quad M_f \times M_u \times \Gamma N_u \left(\frac{h}{2} Z_c \right)$$

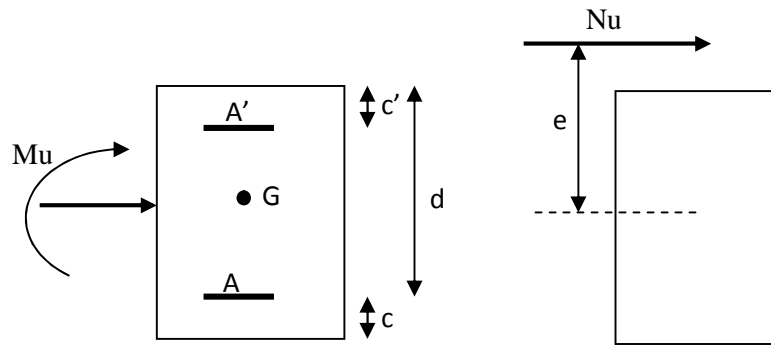


Figure V.2.2 : Section partiellement comprimée

Calcul des armatures :

$$\sim X \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

) Si $\sim \text{TM}_1$ X0,392 La section est simplement armée (SSA)

$$\sim \text{tableau 5}$$

$$A_1 X \frac{M_f}{s d \uparrow_s}$$

La section réelle d'armature est : $A_s X A_1 Z \frac{N_u}{\uparrow_s}$

) Si $\sim \Psi_1$ X0,392 La section est doublement armée (SDA)

Et on calcul :

$$M_l X \sim |b| d^2 |f_{bu}$$

$$\zeta M X M_f Z M_r$$

$$A_1 X \frac{M_f}{s d \uparrow_s} \Gamma \frac{\zeta M}{(d Z c) \uparrow_s}$$

$$A' X \frac{\zeta M}{(d Z c) \uparrow_s}$$

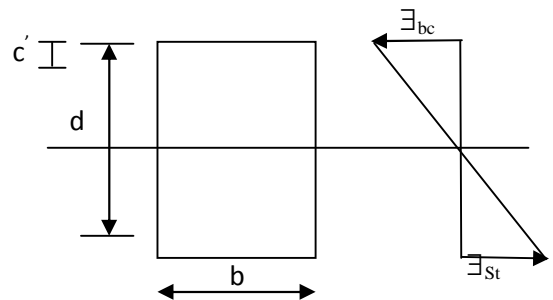
$$\text{Avec : } \uparrow_s X \frac{f_e}{\chi_s} X 348 \text{ MPA}$$

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée.

La section réelle d'armature : $A_s X A' | A_s X A_1 Z \frac{N_u}{\uparrow_s}$

➤ Section entièrement comprimée (S.E.C) :

$$e_u \text{ TM } \left(\frac{h}{2} Z c \right)$$



$$N_u(d Zc') M_f^{TM}(0,337h Z0,81c') bhf_{bu}$$

Deux cas peuvent se présenter :

$$J \quad Si \quad N_u(d Zc') Z M_f \Phi(0,5 Zc') bhf_{bu}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A' X \frac{N Z \Phi bhf_u}{\uparrow_s} \quad A X 0$$

Avec :

$$\Phi X \frac{0,3571 \Gamma \frac{N f d Zc' Z M_f}{bh^2 f_{bu}}}{0,8571 Z \frac{c'}{h}}$$

$$J \quad Si \quad N_u(d Zc') Z M_f \Phi(0,5 Z \frac{c'}{h}) bhf_{bu}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A' X \frac{M_f Z bhf_{bc} (d Z 0,5h)}{\uparrow_s f d Zc' \Phi}$$

$$A X \frac{M_f Z bhf_{bc}}{\uparrow_s} Z A'$$

Remarque :

Si : $e X \frac{M_u}{N_u} X 0$ (excentricité nulle | compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera :

$$A X \frac{N_u Z B f_{bu}}{\uparrow_s}$$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

\uparrow_s : Contrainte de l'acier.

V.2.3 Calcul des armatures a l'ELU :

V.2.3 .1 Exemple de calcul manuel :

➤ les armatures longitudinales :

Poteau (50*50) cm² :) | $N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$

$$N_{\max} \text{ XZ } 41,9 \text{ KN} \mid M_{\text{cor}} \text{ XZ } 6,5 \text{ Nm}$$

$$e \text{ X } \frac{M_u}{N_u} \text{ X } \frac{6,5 \mid 10^2}{41,92} \text{ X } 15,50 \text{ cm } \Phi \left(\frac{h}{2} Z_c \right) \text{ X } \left(\frac{50}{2} Z_2 \right) \text{ X } 23 \text{ cm}$$

$$M_f \text{ X } N_u (e_u \Gamma \frac{h}{2} Z_c) \text{ X } 41,92 \mid (15,50 \Gamma \frac{50}{2} Z_2) \text{ X } 1613,92 \text{ KN.cm}$$

$$\text{X X } f_0,337 h - 0,81 c A b h f_{bc} \text{ X } (0,337 \mid 50 Z_0,81 \mid 2) \mid 50 \mid 50 \mid 14,2 \mid 10^{21} \text{ X } 54066,50 \text{ KN.cm}$$

$$Y \text{ X } N_u (d - c) Z M_f \text{ X } 41,92 f_{48} Z_2 A - 1613,92 \text{ X } 314,4 \text{ KN.cm}$$

$$Y \text{ X } 314,4 \text{ KN.cm } \Phi \text{ X } 54066,5 \text{ KN.cm} \mid \text{ (Section partiellement comprimée).}$$

Calcul des armatures:

$$\sim \text{X } \frac{M_f}{b.d^2.f_{bu}} \text{ X } \frac{1613,92}{50 \mid 48^2 \mid 14,2 \mid 10^{21}} \text{ X } 0,140$$

$$\sim \text{X } 0,140 \Psi_{\sim l} \text{ X } 0,392 \mid \text{ (Section simplement armée).}$$

$$\sim \text{X } 0,140 \text{ X } 0,924 \text{ s } \text{X } 0,924$$

$$A_1 \text{ X } \frac{M_f}{s d \uparrow_s} \text{ X } \frac{1313,92}{0,924 \mid 48 \mid 34,8} \text{ X } 1,045 \text{ cm}^2$$

$$A_f \text{ X } 0$$

$$\text{La section réelle d'armature est : } A_s \text{ X } A_1 Z \frac{N_u}{\uparrow_s} \text{ X } 1,045 Z \frac{41,92}{34,8} \text{ X } 20,158 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s \text{ X } 20,158 \text{ cm}^2$$

$$A_f \text{ X } 0 \text{ cm}^2$$

) | $N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$

$$N_{\min} \text{ X } 1701,48 \text{ KN} \mid M_{\text{cor}} \text{ X } 1,347 \text{ Nm}$$

$$e \text{ X } \frac{M_u}{N_u} \text{ X } \frac{1,347 \mid 10^2}{1701,48} \text{ X } 0,08 \text{ cm } \Phi \left(\frac{h}{2} Z_c \right) \text{ X } \left(\frac{50}{2} Z_2 \right) \text{ X } 23 \text{ cm}$$

$$M_f \text{ X } N_u (e_u \Gamma \frac{h}{2} Z_c) \text{ X } 1701,48 \mid (0,08 \Gamma \frac{50}{2} Z_2) \text{ X } 39270,15 \text{ KN.cm}$$

$$X \quad X f_{0,337h} - 0,81c A b h f_{bc} \quad X(0,337 \mid 50 \mid 0,81 \mid 2) \mid 50 \mid 50 \mid 14,2 \mid 10^{21} \quad X 54066,50 KN.cm$$

$$Y \quad X N u(d - c) Z M_f \quad X 1701,48 f_{48} Z 2 A - 39270,15 X 38997,93 KN.cm$$

$$Y \quad X 38997,93 KN.cm \quad \Phi X \quad X 54066,5 KN.cm \mid \quad (\text{Section partiellement comprimée}).$$

Calcul des armatures:

$$\sim X \frac{M_f}{b.d^2.f_{bu}} X \frac{39270,15}{50 \mid 48^2 \mid 14,2 \mid 10^{21}} X 0,240$$

$$\sim X 0,240 \Psi \sim_i X 0,392 \mid \quad (\text{Section simplement armée}).$$

$$\sim X 0,240 \quad \bullet \bullet \bullet \quad \leq X 0,861$$

$$A_1 X \frac{M_f}{s d \uparrow_s} X \frac{39270,15}{0,861 \mid 48 \mid 34,8} X 27,30 cm^2$$

$$A_f X 0 cm^2$$

$$\text{La section réelle d'armature est : } A_s X A_1 Z \frac{N_u}{\uparrow_s} X 27,30 Z \frac{1701,48}{34,8} X Z 21,60 cm^2$$

Donc :

$$A_s X Z 21,60 cm^2$$

$$A_f X 0 cm^2$$

|| **M_{max} → N_{corr}**

$$N_{cor} X Z 867,36 KN \mid \quad M_{max} X \quad 26,859 m$$

$$e X \frac{M_u}{N_u} X \frac{2,859 \mid 10^2}{867,36} X 3,10 cm \quad \Phi(\frac{h}{2} Z c) X (\frac{50}{2} Z 2) X 23 cm$$

$$M_f X N_u (e_u \Gamma \frac{h}{2} Z c) X 867,36 \mid (3,10 \Gamma \frac{50}{2} Z 2) X 61842,66 KN.cm$$

$$X \quad X f_{0,337h} - 0,81c A b h f_{bc} \quad X(0,337 \mid 50 \mid 0,81 \mid 2) \mid 50 \mid 50 \mid 14,2 \mid 10^{21} \quad X 54066,50 KN.cm$$

$$Y \quad X N u(d - c) Z M_f \quad X 867,36 f_{48} Z 2 A - 61842,66 X Z 21944,10 KN.cm$$

$$Y \quad X Z 21944,10 KN.cm \quad \Phi X \quad X 54066,5 KN.cm \mid \quad (\text{Section partiellement comprimée}).$$

Calcul des armatures:

$$\sim X \frac{M_f}{b.d^2.f_{bu}} X \frac{61842,66}{50 \mid 48^2 \mid 14,2 \mid 10^{21}} X 0,378$$

$$\sim X 0,378 \Psi \sim_i X 0,392 \mid \quad (\text{Section simplement armée}).$$

$$\sim X 0,378 \quad \bullet \bullet \bullet \quad \leq X 0,747$$

$$A_1 \times \frac{M_f}{s d \uparrow_s} \times \frac{61842,66}{0,747 \mid 48 \mid 34,8} \times 49,56 \text{ cm}^2$$

$$A_f \times 0 \text{ cm}^2$$

$$\text{La section réelle d'armature est : } A_s \times A_1 \times Z \frac{N_u}{\uparrow_s} \times 49,56 \times Z \frac{867,36}{34,8} \times 24,63 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s \times 24,63 \text{ cm}^2$$

$$A_f \times 0 \text{ cm}^2$$

A l'aide du logiciel SOCOTEC :

G + Q ± E

Poteaux 50×5 :

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts.

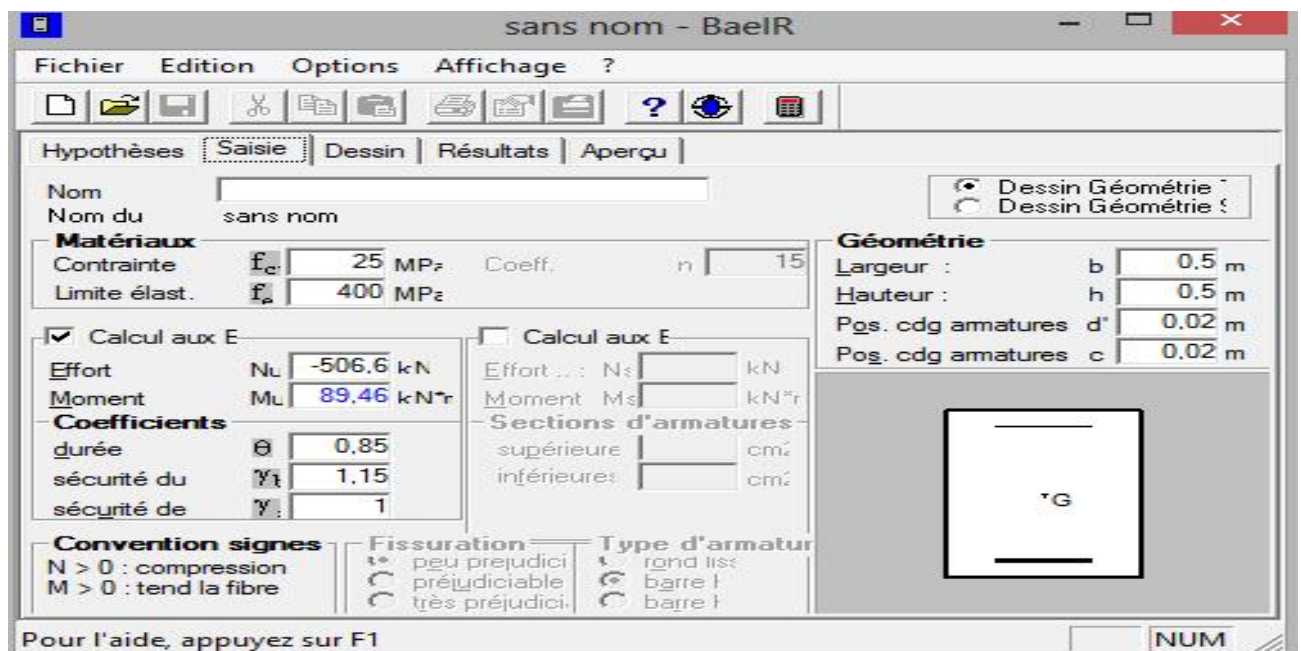


Figure V.2.3 :caractéristiques et sollicitation de la section

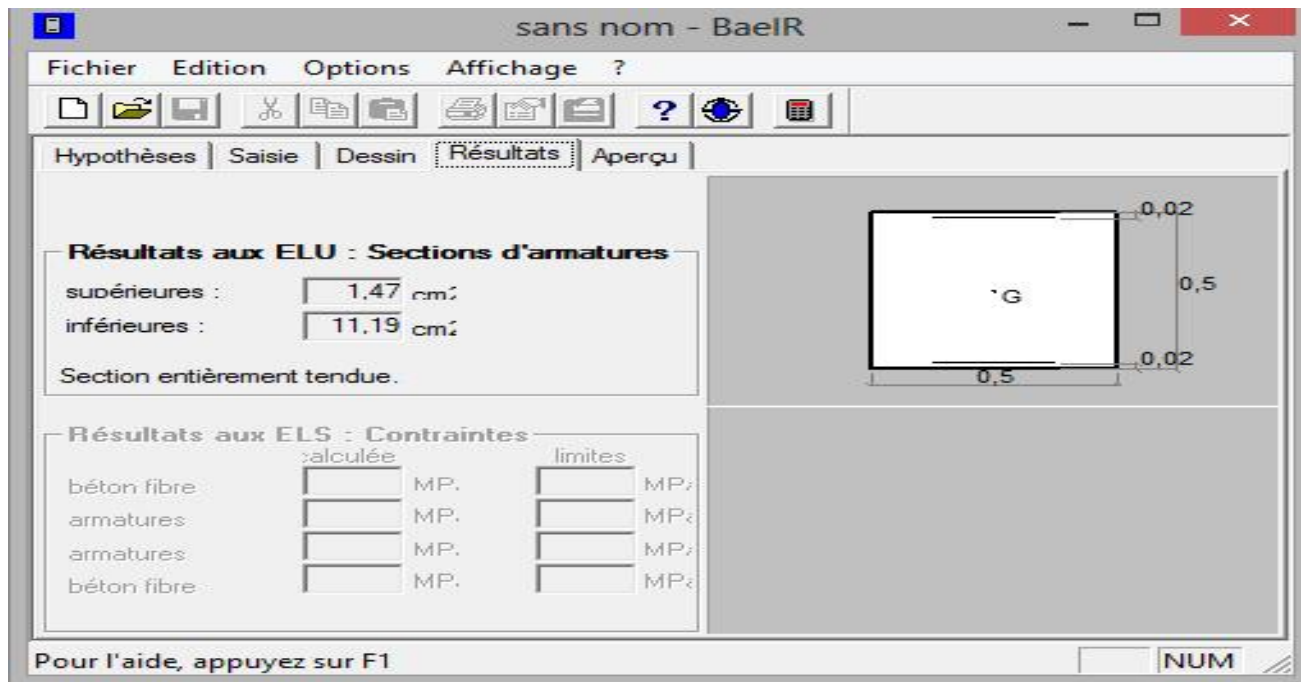


Figure V.2.4 : affichage des résultat.

) Ferrailage des poteaux

Tableau V.2.3 : Ferrailage des poteaux (50x50)

Section	comb	Sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	nature	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferrailage	A _{adop} (cm ²)
(50x50)	ELU	N _{max} -M _{corr}	-41,92	-6,5	SPC	1,01	0,2	20	12HA16	24,13
		N _{min} -M _{corr}	1701,48	1,347	SEC	0	0	20		
		M _{max} -N _{corr}	-867,36	26,859	SEC	10,79	14,15	20		
	G+Q+E	N _{max} -M _{corr}	85,99	13,287	SPC	0	0	20	12HA16	24,13
		N _{min} -M _{corr}	-1400,82	-35,713	SEC	19,45	15,57	20		
		M _{max} -N _{corr}	-506,60	89,462	SEC	1,47	11,19	20		
	0.8G+Q	N _{max} -M _{corr}	214,99	1,031	SPC	0	0	20	12HA16	24,13
		N _{min} -M _{corr}	-1023,15	-40,213	SEC	14,97	10,6	20		
		M _{max} -N _{corr}	-324,49	87,525	SPC	0	8,79	20		

Tableau V.2.4 : Ferrailage des poteaux (45x45)

Section	comb	Sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	nature	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferrailage	A _{adop} (cm ²)
(45x45)	ELU	N _{max} -M _{corr}	-326,52	0,655	SEC	4,65	4,74	16,2	12HA14	18,47
		N _{min} -M _{corr}	-1208,97	0,564	SEC	17,3 4	17,42	16,2		
		M _{max} - N _{corr}	-539,98	33,027	SEC	5,45	10,08	16,2		
	G+Q+E	N _{max} -M _{corr}	15,29	24,81	SPC	0	1,26	16,2	12HA14	18,47
		N _{min} -M _{corr}	-1011,6	-51,383	SEC	15,7 8	9,51	16,2		
		M _{max} - N _{corr}	-322,1	83,392	SEC	0	9,07	16,2		
	0.8G+Q	N _{max} -M _{corr}	103,86	24,734	SPC	0	0,12	16,2	12HA14	18,47
		N _{min} -M _{corr}	-750,20	-43,847	SEC	12,0 5	6,7	16,2		
		M _{max} - N _{corr}	-243,66	80,885	SPC	0	7,91	16,2		

Tableau V.2.5 : Ferrailage des poteaux (40x40)

Section	comb	Sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	nature	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferrailage	A _{adop} (cm ²)
(40x40)	ELU	N _{max} -M _{corr}	-170,97	0,851	SEC	2,39	2,53	12,8	12HA12	13,57
		N _{min} -M _{corr}	-716,94	4,752	SEC	9,93	10,6 9	12,8		
		M _{max} - N _{corr}	-258,17	36,649	SPC	0,78	6,64	12,8		
	G+Q+E	N _{max} -M _{corr}	-63,21	23,19	SEC	0	2,36	12,8	12HA12	13,57
		N _{min} -M _{corr}	-589,32	-23,62	SEC	9,01	5,73	12,8		
		M _{max} - N _{corr}	-179,97	68,613	SPC	0	6,92	12,8		
	0.8G+Q	N _{max} -M _{corr}	-9,1	23,046	SEC	0	1,62	12,8	12HA12	13,57
		N _{min} -M _{corr}	-437,09	-37,582	SPC	8,07	2,85	12,8		
		M _{max} - N _{corr}	-134,96	63,396	SPC	0	5,99	12,8		

Tableau V.2.6 : Ferrailage des poteaux (35x35)

section	comb	Sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	nature	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferrailage	A _{adop} (cm ²)
(35x35)	ELU	N _{max} -M _{corr}	-44,6	-16,64	SPC	2,14	0	9,8	12HA12	13,57
		N _{min} -M _{corr}	-285,57	4,085	SEC	3,73	4,49	9,8		
		M _{max} - N _{corr}	-89,39	35,871	SPC	0	4,53	9,8		
	G+Q+E	N _{max} -M _{corr}	-16,02	10,755	SPC	0	1,03	9,8	12HA12	13,57
		N _{min} -M _{corr}	-228,1	-15,427	SPC	4,1	1,61	9,8		
		M _{max} - N _{corr}	-55,29	54,94	SPC	0	5	9,8		
	0.8G+Q	N _{max} -M _{corr}	-5,93	13,849	SPC	0	1,14	9,8	12HA12	13,57
		N _{min} -M _{corr}	-164,28	-16,572	SPC	3,39	0,72	9,8		
		M _{max} - N _{corr}	-38,09	45,892	SPC	0	4,06	9,8		

NOTE : les sections d'armatures trouvées sont inférieures à celles exigées par le RPA donc les poteaux seront ferrailés avec les sections minimales réglementaires.

Tableau V.2.7 : Choix des armatures longitudinales

Sections des poteaux (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Adoptée (cm ²)	Ferrailage
(50 × 50)	20	24,13	12HA16
(45 × 45)	16,2	18,47	12HA14
(40 × 40)	12,8	13,57	12HA12
(35 × 35)	9,2	13,57	12HA12

V.2.4 Vérifications à L'ELU :

V.2.4.1 Armatures longitudinales selon les recommandations du RPA

[Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003] :

- ⌋ les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets aux extrémités.
- ⌋ Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton en zone II_a sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.2.8 : sections d'acier minimales et maximales recommandé par le RPA

Section des poteaux [c ²]	%minimal d'armatures $A_m = 8\% \cdot b$ [c ²]	% maximal d'armatures	
		Zone courante $A_m = 4\% \cdot b$ [c ²]	Zone de recouvrement $A_m = 6\% \cdot b$ [c ²]
(50x50)	20	150	100
(45x45)	16,2	121,5	81
(40x40)	12,8	96	64
(35x35)	9,8	73,5	49

- ⌋ Le diamètre minimum est de 12 mm.
- ⌋ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau = 25 cm.

V.2.4.2 L'élancement géométrique du poteau est donné par la relation :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \text{ Ou } \frac{L_f}{b}$$

Telle que :

L_f : Longueur libre du poteau.

$L_f = 0,7l_0$ Et l_0 : c'est la hauteur du poteau.

Tableau V.2.9 : coefficients correcteurs " ρ_a " en fonction de l'élancement géométrique du poteau " λ_g ".

Section des poteaux des différents niveaux	hauteur libre du poteau		$\lambda_g = \frac{L_f}{h}$	ρ_a
(50x50)	RDC ₁	4,08	5,7	2,5
	RDC ₂	3,57	4,9	3,75
	1 ^{er} étage	3,06	4,3	3,75
(45x45)	2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème} étage	3,06	4,8	3,75
(40x40)	5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème} étage	3,06	5,4	2,5
(35x35)	8 ^{ème} + attique	3,06	6,1	2,5

➤ Armatures transversales

Leur calcul se fait à l'aide de la formule. (RPA 99 révisé 2003/Art 7-4-2-2).

Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$S_t = \frac{A_s}{S_t} \times \frac{V_u}{h_1 f_e}$$

V.2.4.3 Espacement des armatures selon le RPA version 2003 :

➤ En zone nodale :

$$S_t \leq \min(10d; 15cm) \text{ Soit : } S_t \leq 10cm$$

➤ En zone courante :

$$S_t \leq \min\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10d\right)$$

$$J \text{ Poteaux } 50 \times 50 : S_t^{\text{TM}} \min\left(\frac{50}{2}; \frac{50}{2}; 10 \mid 1,6\right) \mid S_t \text{ X15cm}$$

$$J \text{ Poteaux } 45 \times 45 : S_t^{\text{TM}} \min\left(\frac{45}{2}; \frac{45}{2}; 10 \mid 1,4\right) \mid S_t \text{ X12cm}$$

$$J \text{ Poteaux } 40 \times 40 : S_t^{\text{TM}} \min\left(\frac{40}{2}; \frac{40}{2}; 10 \mid 1,2\right) \mid S_t \text{ X12cm}$$

$$J \text{ Poteaux } 35 \times 35 : S_t^{\text{TM}} \min\left(\frac{35}{2}; \frac{35}{2}; 10 \mid 1,2\right) \mid S_t \text{ X12cm}$$

V.2.4.4 Vérification de la quantité d'armatures :

$$\} _g \text{ X } \frac{L_f}{a} \text{ Ou } \frac{L_f}{b}$$

➤ Poteau (50x50) :

$$J \text{ RDC}_1: V_u = -31,39 \text{ kn}$$

$$\} _g \text{ X5,7 } \Psi 5 \mid \dots \text{ X2,5}$$

La quantité d'armatures minimales :

$$\text{Zone nodale : } A_{\min} \text{ X0,003 } \mid 50 \mid 10 \text{ X1,50cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_{\min} \text{ X0,003 } \mid 50 \mid 15 \text{ X2,25cm}^2$$

$$A_t \text{ X } \frac{\frac{a}{h_1} \mid \frac{V_u}{f_e}}{S_t} \text{ X } \frac{2,5 \mid 31,39}{50 \mid 40} \mid 10 \text{ X0,38cm}^2$$

$$A_t \text{ X } \frac{\frac{a}{h_1} \mid \frac{V_u}{f_e}}{S_t} \text{ X } \frac{2,5 \mid 31,39}{50 \mid 40} \mid 15 \text{ X0,57cm}^2$$

$$A_t \text{ X0,57cm}^2 \Phi A_{\min} \text{ X2,25cm}^2$$

Le choix des sections de ferraillage se fera avec le A_{\min} \mid Soit: 5T8 $A_t = 2,51 \text{ cm}^2$.

$$J \text{ RDC}_2: V_u = -32,96 \text{ kn}$$

$$\} _g \text{ X4,9 } \Phi 5 \mid \dots \text{ X3,75}$$

La quantité d'armatures minimales : $\frac{A_t}{b \mid S_t} \text{ en\% avec : } \} _g \text{ X4,9 } \Phi 5 \text{ par interpolation} \mid 0,7\%$

$$\text{Zone nodale : } A_{\min} \text{ X0,007 } \mid 50 \mid 10 \text{ X3,50cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_{\min} \text{ X0,007 } \mid 50 \mid 15 \text{ X5,03cm}^2$$

$$A_t \times \frac{\sigma_a}{h_1} \left| \frac{V_u}{f_e} \right| S_t \times \frac{3,75}{50} \left| \frac{32,96}{40} \right| 10 \times 0,61 \text{ cm}^2$$

$$A_t \times \frac{\sigma_a}{h_1} \left| \frac{V_u}{f_e} \right| S_t \times \frac{3,75}{50} \left| \frac{31,39}{40} \right| 15 \times 0,88 \text{ cm}^2$$

$$A_t \times 0,92 \text{ cm}^2 \Phi A_{\min} \times 5,25 \text{ cm}^2$$

Le choix des sections de ferrailage se fera avec le A_{\min} | Soit: 10T8 $A_t = 5,03 \text{ cm}^2$.

) 1^{er} étage : $V_u = -55,34 \text{ kn}$

$$\}_g \times 4,3 \Phi 5 \mid \dots \times 3,75$$

La quantité d'armatures minimales : $\frac{A_t}{b} \left| \frac{A_t}{S_t} \right| \text{ en\%}$ avec : $\}_g \times 4,3 \Phi 5$ par interpolation | 0,31%

$$\text{Zone nodale : } A_{\min} \times 0,0031 \mid 50 \mid 10 \times 1,55 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_{\min} \times 0,0031 \mid 50 \mid 15 \times 2,33 \text{ cm}^2$$

$$A_t \times \frac{\sigma_a}{h_1} \left| \frac{V_u}{f_e} \right| S_t \times \frac{3,75}{50} \left| \frac{55,34}{40} \right| 10 \times 1,03 \text{ cm}^2$$

$$A_t \times \frac{\sigma_a}{h_1} \left| \frac{V_u}{f_e} \right| S_t \times \frac{3,75}{50} \left| \frac{55,34}{40} \right| 15 \times 1,55 \text{ cm}^2$$

$$A_t \times 1,55 \text{ cm}^2 \Phi A_{\min} \times 2,33 \text{ cm}^2$$

Le choix des sections de ferrailage se fera avec le A_{\min} | Soit: 5T8 $A_t = 2,51 \text{ cm}^2$.

➤ Poteau 45×4 : $V_u = -55,77 \text{ kn}$.

$$\}_g \times 4,8 \Phi 5 \mid \dots \times 3,75$$

La quantité d'armatures minimales : $\frac{A_t}{b} \left| \frac{A_t}{S_t} \right| \text{ en\%}$ avec : $\}_g \times 4,8 \Phi 5$ par interpolation | 0,11%

$$\text{Zone nodales : } A_{\min} \times 0,0011 \mid 45 \mid 10 \times 0,50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_{\min} \times 0,0011 \mid 45 \mid 12 \times 0,60 \text{ cm}^2$$

$$A_t \times \frac{\sigma_a}{h_1} \left| \frac{V_u}{f_e} \right| S_t \times \frac{3,75}{45} \left| \frac{55,77}{40} \right| 10 \times 1,16 \text{ cm}^2$$

$$A_t \times \frac{\sigma_a}{h_1} \left| \frac{V_u}{f_e} \right| S_t \times \frac{3,75}{45} \left| \frac{55,77}{40} \right| 12 \times 0,12 \text{ cm}^2$$

$$A_t \times 1,16 \text{ cm}^2 \Psi A_{\min} \times 0,60 \text{ cm}^2$$

Le choix des sections de ferrailage se fera avec le A_t | Soit: 4T8 $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$.

➤ Poteau 40×4 : $V_u = -47,37 \text{ kn}$

$$\}_g \times 5,4 \Phi 5 \mid \dots \times 2,5$$

Zone nodale : $A_{\min} \times 0,003 \mid 40 \mid 10 \times 1,20 \text{ cm}^2$

Zone courante : $A_{\min} \times 0,003 \mid 40 \mid 12 \times 1,44 \text{ cm}^2$

$$A_t \times \frac{V_u}{h_1 f_e} \mid S_t \times \frac{2,5 \mid 47,37}{40 \mid 40} \mid 10 \times 0,75 \text{ cm}^2$$

$$A_t \times \frac{V_u}{h_1 f_e} \mid S_t \times \frac{2,5 \mid 47,37}{40 \mid 40} \mid 12 \times 0,90 \text{ cm}^2$$

$$A_t \times 0,90 \text{ cm}^2 \Phi A_{\min} \times 1,44 \text{ cm}^2$$

Le choix des sections de ferraillage se fera avec le A_{\min} | Soit: 4T8 $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$.

➤ **Poteau 35x35 : $V_u = -40,26 \text{ kn}$**

$$\} \times 6,1 \Psi 5 \mid \dots \times 2,5$$

Zone nodale : $A_{\min} \times 0,003 \mid 35 \mid 10 \times 1,05 \text{ cm}^2$

Zone courante : $A_{\min} \times 0,003 \mid 35 \mid 12 \times 1,26 \text{ cm}^2$

$$A_t \times \frac{V_u}{h_1 f_e} \mid S_t \times \frac{2,5 \mid 40,26}{35 \mid 40} \mid 10 \times 0,71 \text{ cm}^2$$

$$A_t \times \frac{V_u}{h_1 f_e} \mid S_t \times \frac{2,5 \mid 40,26}{35 \mid 40} \mid 12 \times 0,85 \text{ cm}^2$$

$$A_t \times 0,85 \text{ cm}^2 \Phi A_{\min} \times 1,26 \text{ cm}^2$$

Le choix des sections de ferraillage se fera avec le A_{\min} | Soit: 4T8 $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$.

V.2.5 Longueur d'ancrage : (B.A.E.L.91 Article : A.6.1.221)

$$l_s \times \frac{W f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$f_{t28} \times 0,6 \Gamma 0,06 \mid f_{c28} \times 0,6 \Gamma 0,06 \mid 25 \times 2,1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{su} \times 0,6^2 f_{t28}$$

=1,5 Pour les aciers haute adhérence.

$$\tau_{su} \times 0,6^2 f_{t28} \times 0,6 \mid 1,5^2 \mid 2,1 \times 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour HA 14 : } l_s \times \frac{1,6 \mid 400}{4 \mid 2,835} \times 56,43 \text{ cm}$$

$$\text{Pour HA 14 : } l_s \times \frac{1,4 \mid 400}{4 \mid 2,835} \times 49,38 \text{ cm}$$

Pour HA 12 : $l_s \times \frac{1,2 \mid 400}{4 \mid 2,835} \times 42,32 \text{ cm}$

V.2.4.6 Longueur de recouvrement :

Selon le RPA : la longueur minimale de recouvrement est : $L_r \times 40w$

Pour :

HA16 : $L_r \times 40 \mid 1,6 \times 64 \text{ cm}$

HA14 : $L_r \times 40 \mid 1,4 \times 56 \text{ cm}$

HA12 : $L_r \times 40 \mid 1,2 \times 48 \text{ cm}$

V.2.6 Vérification au cisaillement (RPA99/Art7.4.3.2) :

$$b \times \frac{V_u}{b \mid d} \text{ TM }_{bu} \times \dots_b \mid f_{c28}$$

Avec :

$f_{c28} \times 25 \text{ MPA}$

Et $\} _g \mid 5 \mid \dots_b \times 0,075$
 $\} _g \Phi 5 \mid \dots_b \times 0,04$

) **RDC₁** : $\} _g \times 5,7 \mid \dots_b \times 0,075$

$$b \times \frac{31,39 \mid 10^3}{500 \mid 480} \times 0,131 \text{ MPA}$$

$b \times 0,131 \text{ MPA} \Phi \dagger_{bu} \times 0,075 \mid 25 \times 1,875 \text{ MPA} \mid$ Condition vérifiée.

) **RDC₂** : $\} _g \times 4,9 \mid \dots_b \times 0,04$

$$b \times \frac{32,96 \mid 10^3}{500 \mid 480} \times 0,137 \text{ MPA}$$

$b \times 0,137 \text{ MPA} \Phi \dagger_{bu} \times 0,04 \mid 25 \times 1,00 \text{ MPA} \mid$ Condition vérifiée.

) **Etages courant :**

➤ **Poteaux 50x50:** $\} _g \times 4,3 \mid \dots_b \times 0,04$

$$\tau_b = \frac{5,3 \times 1^3}{5 \times 4} = 0,230 \text{ MPa}$$

$b \times 0,230 \text{ MPA} \Phi \dagger_{bu} \times 0,04 \mid 25 \times 1,00 \text{ MPA} \mid$ Condition vérifiée.

➤ **Poteaux 45x45:** $\} _g \times 4,8 \mid \dots_b \times 0,04$

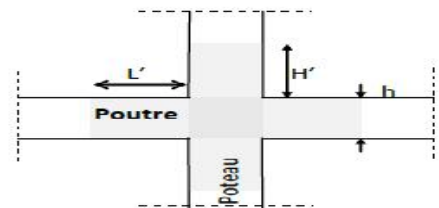


FIGURE V.2.5 : zone nodale dans le poteau.

$${}_b X \frac{55,77 | 10^3}{450 | 430} X_{0,288MPa}$$

$${}_b X_{0,288MPa} \Phi_{bu} X_{0,04 | 25} X_{1,00MPa} | \text{ Condition vérifiée.}$$

➤ **Poteaux 40x40:** }_g X_{5,4} | ..._b X_{0,0075}

$${}_b X \frac{47,37 | 10^3}{400 | 380} X_{0,312MPa}$$

$${}_b X_{0,312MPa} \Phi_{bu} X_{0,0075 | 25} X_{1,875MPa} | \text{ Condition vérifiée.}$$

➤ **Poteaux 35x35:** }_g X_{6,1} | ..._b X_{0,0075}

$${}_b X \frac{40,26 | 10^3}{350 | 330} X_{0,349MPa}$$

$${}_b X_{0,349MPa} \Phi_{bu} X_{0,0075 | 25} X_{1,875MPa} | \text{ Condition vérifiée.}$$

V.2.7 Délimitation de la zone nodale :

$$h' X_{\max} \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60cm$$

$$L' X_2 | h$$

Avec :

h_e : Hauteur de l'étage, elle est de **3,06m** pour tous les étages

(b_1, h_1) : Dimensions du poteau.

h' : Hauteur de la poutre.

- poteaux **(50x50)** : $h' X 60cm$
- Poteaux **(45x45)** : $h' X 60cm$
- Poteaux **(40x40)** : $h' X 60cm$
- Poteaux **(35x35)** : $h' X 60cm$

Poutre principale : $L' X_2 | 40 X 80cm$

Poutre secondaire : $L' X_2 | 35 X 70cm$

V.2.8 Vérification à L'ELS :

- **Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99):**

$$A_{\min} X \frac{0,23 | b | d | f_{t28}}{f_e} \frac{e_s Z_{0,455d}}{e_s Z_{0,185d}}$$

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivant : $A_{adopté} \Psi A_{\min}$

Avec :

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

Tableau V.2.10 : vérification du ferrailage à l'ELS.

section	Sollicitations	N _s (KN)	M _s (KN.m)	e (cm)	A _{min} (cm ²)	A _s	Observation
(50x50)	N _{max} -M _{corr}	-30,65	-4,691	15,30	2,95	24,13	vérifiée
	N _{min} -M _{corr}	-1238,31	0,961	0,08	7,16	24,13	vérifiée
	M _{max} -N _{corr}	-633,21	18,884	2,98	9,26	24,13	vérifiée
(45x45)	N _{max} -M _{corr}	-239,49	0,476	0,20	5,84	18,47	vérifiée
	N _{min} -M _{corr}	-883,62	0,409	0,05	5,78	18,47	vérifiée
	M _{max} -N _{corr}	-394,28	23,931	6,07	16,75	18,47	vérifiée
(40x40)	N _{max} -M _{corr}	-125,27	0,62	0,50	4,73	13,57	vérifiée
	N _{min} -M _{corr}	-522,32	3,436	0,66	4,80	13,57	vérifiée
	M _{max} -N _{corr}	-188,68	26,571	14,08	0,83	13,57	Vérifiée
(35x35)	N _{max} -M _{corr}	-32,54	-12,236	37,60	1	13,57	vérifiée
	N _{min} -M _{corr}	-208,46	2,949	1,41	4,03	13,57	vérifiée
	M _{max} -N _{corr}	-65,65	26,038	39,66	1,02	13,57	Vérifiée

D'après les résultats trouvés, on constate que la condition de non fragilité est vérifiée
 $A_{adopté} > A_{min}$

➤ **État limite d'ouvertures des fissures:**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

➤ **Etat limite de compression du béton (Art A.4.5,2/BAEL 91):**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \leq 0,6 f_{c28} \leq 15 \text{ MPa}$$

Remarque :

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).

Tableau récapitulatif des vérifications de contraintes calculées en utilisant le logiciel [SOCOTEC]

sans nom - BaelR

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Nom :
 Nom du : sans nom

Matériaux
 Contrainte f_c : 25 MPa Coeff. : n : 15
 Limite élast. f_e : 400 MPa

Géométrie
 Largeur : b : 0.5 m
 Hauteur : h : 0.5 m
 Pos. cdg armatures d' : 0.02 m
 Pos. cdg armatures c : 0.02 m

☐ Calcul aux E
 Effort N_t : kN
 Moment M_t : kN.m
 Coefficients :
 durée : 1
 sécurité du : 1.5
 sécurité de : 1.15

☒ Calcul aux E
 Effort .. : N_s : 30.65 kN
 Moment M_s : -4.69 kN.m

Sections d'armatures
 supérieure : 2.95 cm²
 inférieures : 2.95 cm²

Convention signes
 N > 0 : compression
 M > 0 : tend la fibre

Fissuration
☐ peu préjudici
☐ préjudiciable
☐ très préjudici

Type d'armatur
☐ rond lis
☐ barre l
☐ barre l

Pour l'aide, appuyez sur F1

NUM

sans nom - BaelR

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Résultats aux ELU : Sections d'armatures
 supérieures : cm²
 inférieures : cm²

Résultats aux ELS : Contraintes

	calculée	limites
béton fibre	0 MPa	15 MPa
armatures	-2.46 MPa	400 MPa
armatures	5.1 MPa	400 MPa
béton fibre	0.36 MPa	15 MPa

Position de l'axe neutre : $y_0 = 0.33$ m

Pour l'aide, appuyez sur F1

NUM

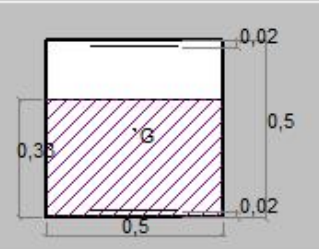
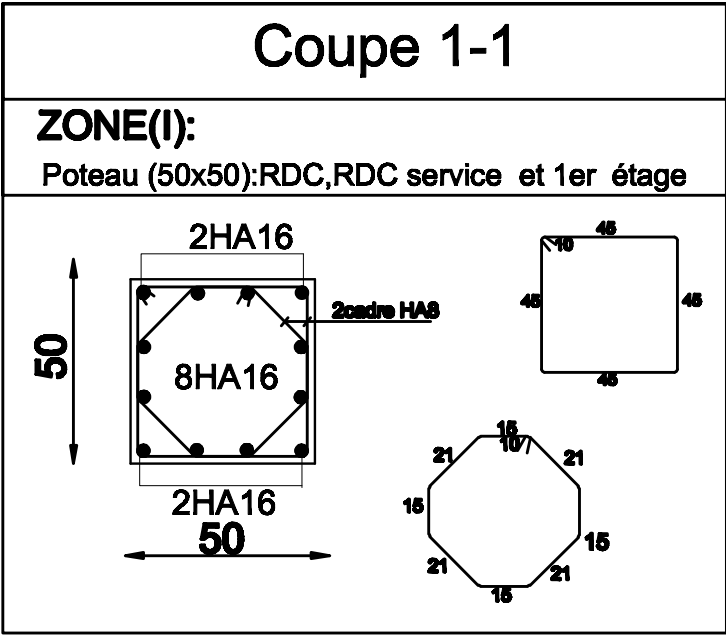
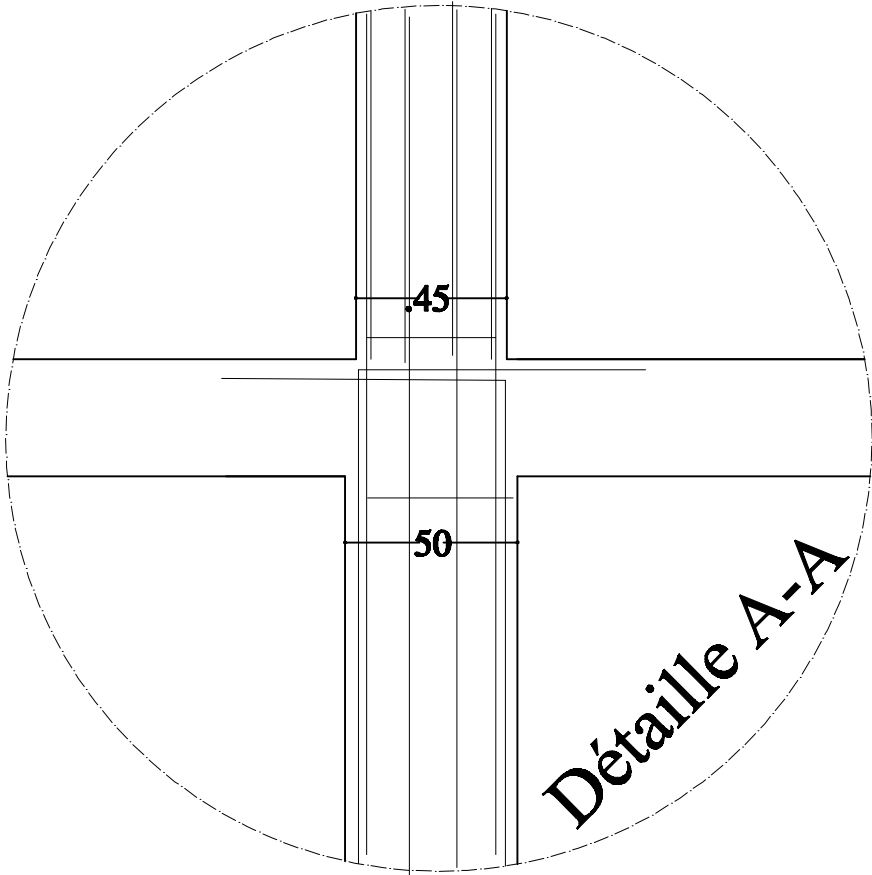
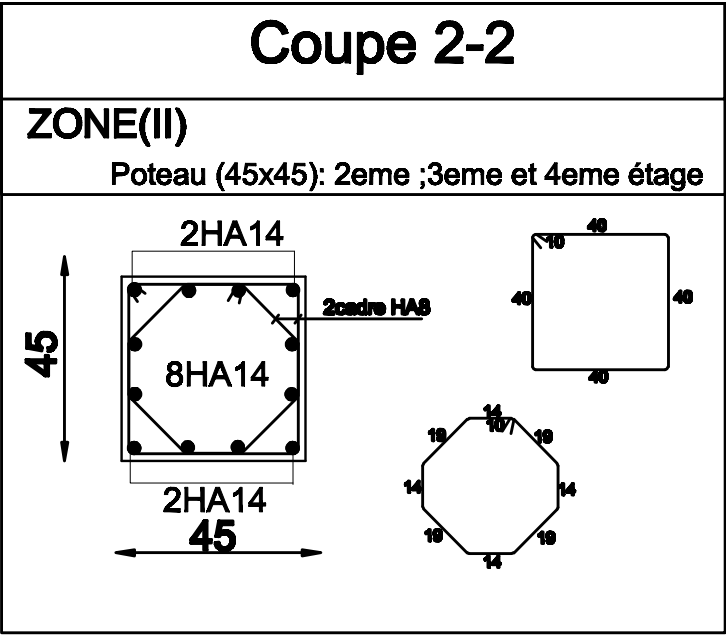
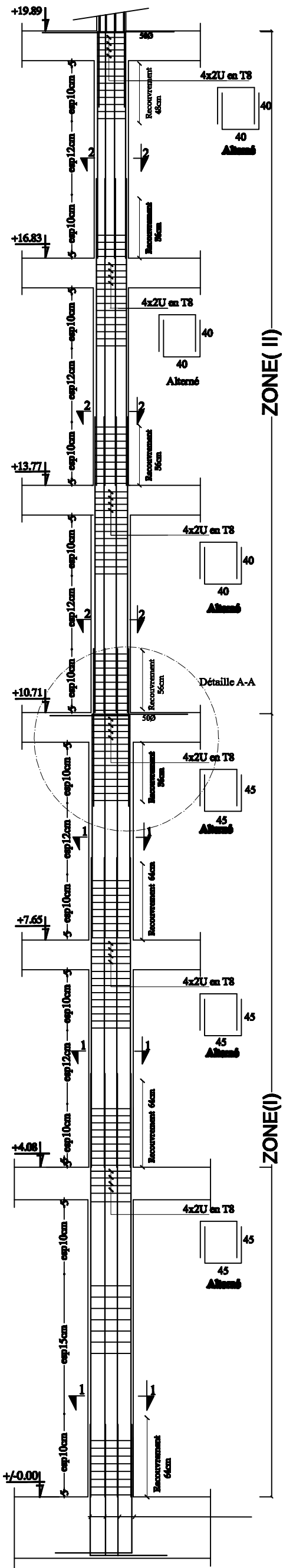


Tableau V.2.11 : Vérification des contraintes

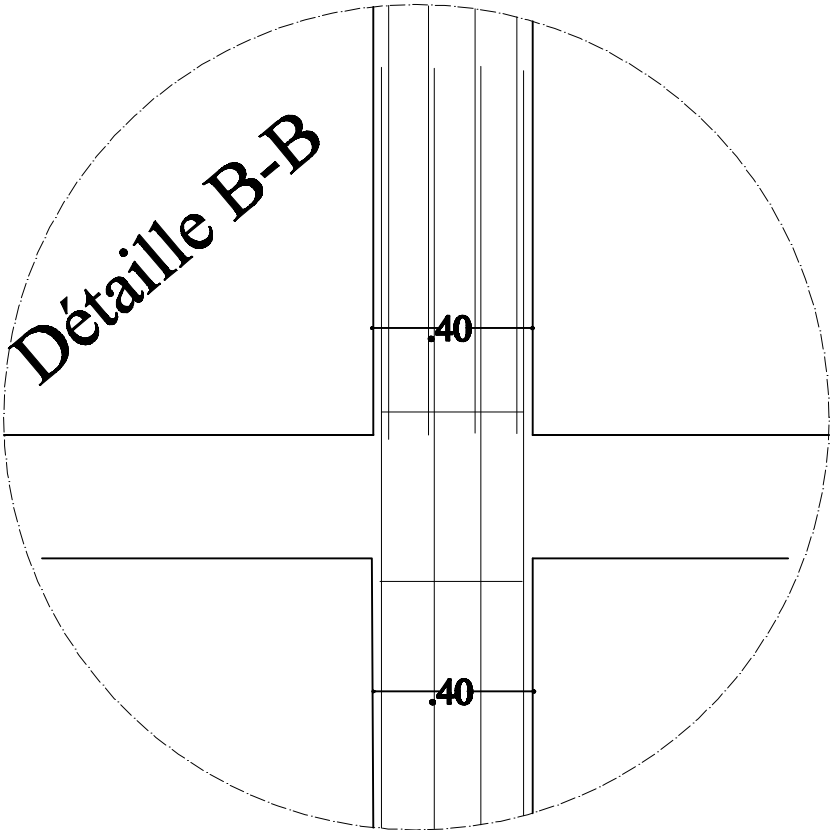
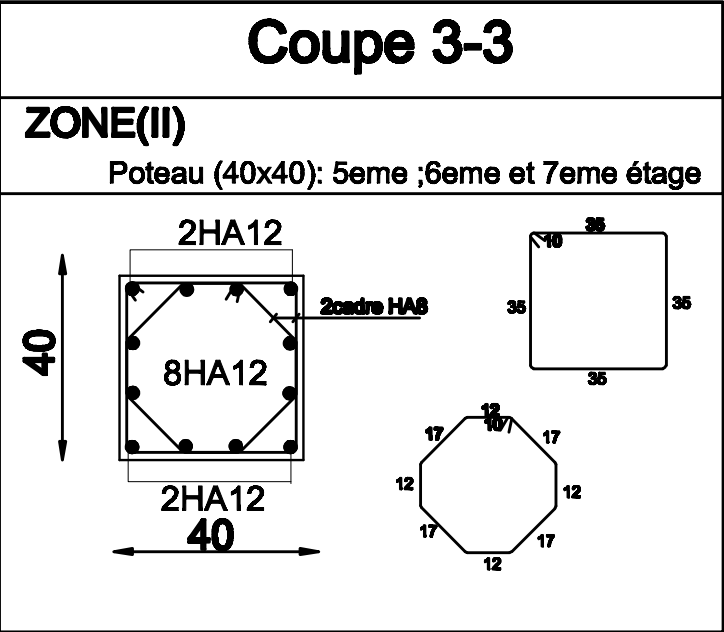
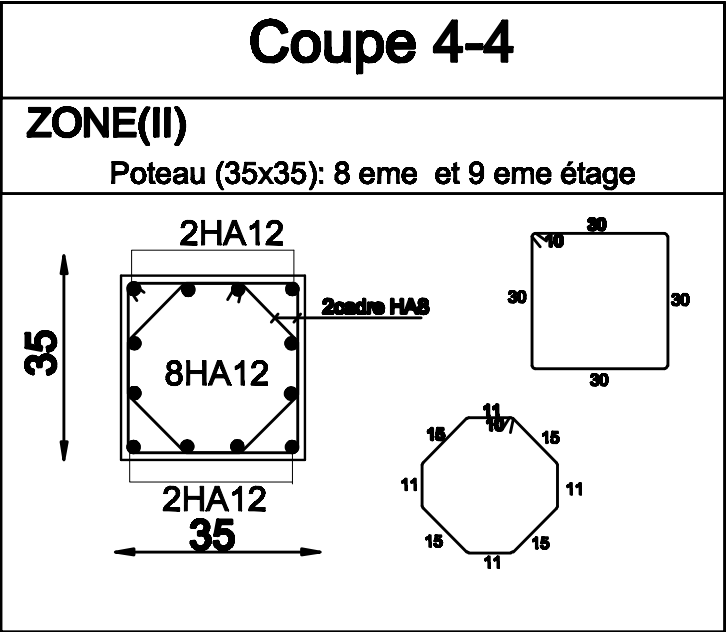
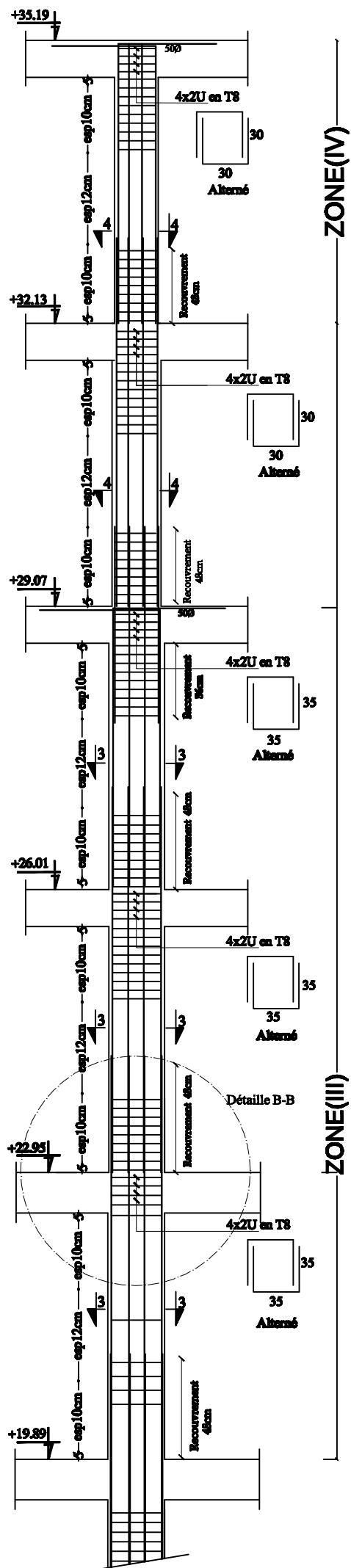
section	Sollicitations	N_s (KN)	M_s (KN.m)	$A_s = A_{s'}$ (cm ²)	σ_b	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	Observation
(50x50)	$N_{\max}-M_{\text{corr}}$	-30,65	-4,691	2,95	0	0,36	15	vérifiée
	$N_{\min}-M_{\text{corr}}$	-1238,31	0,961	7,16	4,6	4,52	15	vérifiée
	$M_{\max}-N_{\text{corr}}$	-633,21	18,884	9,26	2,99	1,57	15	vérifiée
(45x45)	$N_{\max}-M_{\text{corr}}$	-239,49	0,476	5,84	1,11	1,06	15	vérifiée
	$N_{\min}-M_{\text{corr}}$	-883,62	0,409	5,78	4,04	4,00	15	vérifiée
	$M_{\max}-N_{\text{corr}}$	-394,28	23,931	16,75	2,53	0,59	15	vérifiée
(40x40)	$N_{\max}-M_{\text{corr}}$	-125,27	0,62	4,73	0,77	0,67	15	vérifiée
	$N_{\min}-M_{\text{corr}}$	-522,32	3,436	4,80	3,26	2,73	15	vérifiée
	$M_{\max}-N_{\text{corr}}$	-188,68	26,571	0,83	4,58	0	15	Vérifiée
(35x35)	$N_{\max}-M_{\text{corr}}$	-32,54	-12,236	1	0	4,24	15	vérifiée
	$N_{\min}-M_{\text{corr}}$	-208,46	2,949	4,03	1,88	1,21	15	vérifiée
	$M_{\max}-N_{\text{corr}}$	-65,65	26,038	1,02	8,98	0	15	Vérifiée

FERRAILLAGE DES POTEAUX
Pour les : Zone (I) ,Zone (II)



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Etudié par :	Titre :	Echelle°:1/50
M ^{lle} SMAIL MéliSSa	FERRAILLAGE DES POTEAUX Pour les : Zone (I) ,Zone (II)	Plan N°:12
M ^{lle} SGHOUANE Lynda		Promotion: 2019
Dirigé par :		
M ^r LOUZALA		

FERRAILLAGE DES POTEAUX
Pour les : Zone (III) et Zone (IV)



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Etudié par :	Titre : FERRAILLAGE DES POTEAUX Pour les : Zone (III) et Zone (IV)	Echelle°:1/50
-M ^{elle} SMAIL Mélissa -M ^{elle} SGHOUANE Lynda		Plan N°:13
Dirigé par :		Promotion: 2019
-M ^r LOUZALA		

V.3 Ferraillage des voiles :

V.3.1 Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement, soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales, dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures de montages

Nous allons dans ce cas subdiviser le Bâtiment en 3 zones :

Zone I : RDC₁ , RDC₂ (étage service) et 1^{er} étage

Zone II : 2, 3, 4^{ème} étage

Zone III : 5, 6, 7, 8^{ème} étage + attique

Les combinaisons d'action à considérer sont :

) **Pour les vérifications BAEL 91 modifié 99 :**

$$1,35G + 1,5Q \quad \text{ELU}$$

$$G + Q \quad \text{ELS}$$

) **Pour le ferraillage RPA 99 modifié 2003 :**

$$G + Q + E$$

$$0,8G + E$$

Dans notre projet on a introduit les voiles dans les deux directions :

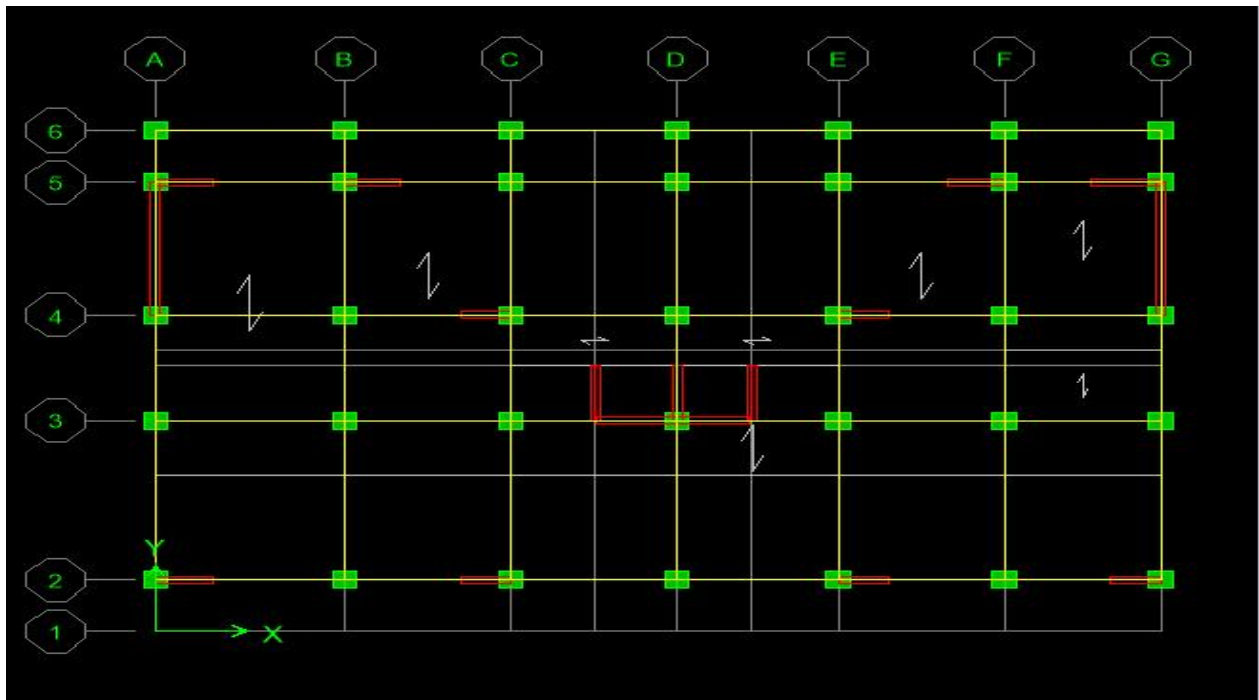


Figure V.3.1: La disposition des voiles.

V.3.2 Armatures verticales :

➤ Etapes du ferraillage :

Les diagrammes des contraintes sont déterminés à partir des sollicitations les plus défavorables (M , N) et cela, en utilisant les formules suivantes :

$$\tau_{\max} = X \frac{N}{B} \Gamma \frac{M}{I} \frac{V}{I}$$

$$\tau_{\min} = X \frac{N}{B} Z \frac{M}{I} \frac{V'}{I}$$

Avec : I : moment d'inertie du voile.

M : Moment dans le voile.

N : Effort normal dans le voile.

V et V' : Bras de levier (distance entre l'axe neutre et la fibre la plus tendue ou la plus comprimée) ($V=V'=L/2$).

B : section horizontale du voile ($B= e \times L$)

L : la longueur du voile.

e : épaisseur du voile.

Conformément à l'article 7.7.4 du RPA99, le diagramme des contraintes obtenu, doit être décomposé en bande de largeur (d) dont les valeurs vérifient la condition :

$$d \geq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec :

h_e : La hauteur entre nus de plancher du voile considéré.

L_c : La longueur de la zone comprimée.

$$L_c \geq \frac{L}{\frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min}}}$$

$$L_t \geq \frac{L}{\frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min}}}$$

L : Longueur du voile.

L_t : La longueur de la zone tendue.

V.3.3 Détermination des diagrammes des contraintes :

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- ⌋ Section entièrement comprimé (S.E.C)
- ⌋ Section entièrement tendue (S.E.T)
- ⌋ Section partiellement comprimé (S.P.C)

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

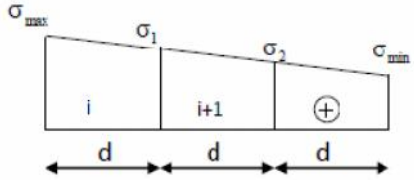
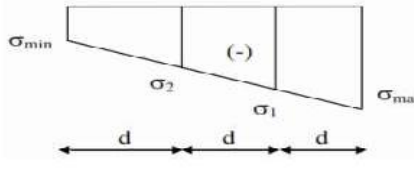
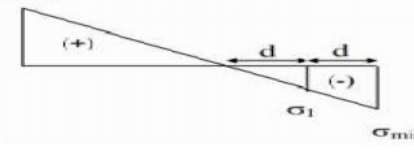
Section	Diagramme des contraintes	L'effort normal N_i	L'effort normal N_{i+1}
S.E.C		$N_i \times \frac{\sigma_{\max}}{2} \times \frac{\sigma_1}{\sigma_{\min}} \times d$	$N_{i+1} \times \frac{\sigma_1}{2} \times \frac{\sigma_2}{\sigma_{\min}} \times d$
S.E.T		$N_i \times \frac{\sigma_{\max}}{2} \times \frac{\sigma_1}{\sigma_{\min}} \times d$	$N_{i+1} \times \frac{\sigma_1}{2} \times \frac{\sigma_2}{\sigma_{\min}} \times d$
S.P.C		$N_i \times \frac{\sigma_{\max}}{2} \times \frac{\sigma_1}{\sigma_{\min}} \times d$	$N_{i+1} \times \frac{\sigma_1}{2} \times d$

Tableau V.3.1 : Tableau des efforts normaux.

V.3.3 Détermination des armatures :

➤ Section minimale d'armatures :

La section d'armatures verticales doit être au moins égale à 4 cm^2 par mètre de longueur du parement mesuré perpendiculairement à la direction de ces armatures.

Ainsi que :

$$0,2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5\%$$

Avec :

B : section du béton comprimée.

➤ Traction simple :

Le pourcentage minimal des armatures verticales dans la zone tendue doit être au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu (**Art.7.7.4.1 RPA 99/2003**).

$$A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

B : section du béton tendue

$$B \times d \leq e$$

$$A_{\min} \geq 0,2\% B$$

➤ Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . (**Art 7.7.4.2 RPA99/2003**).

Les armatures horizontales sont disposées vers l'extérieur dans chaque nappe d'armatures.

$$\text{D'après le BAEL91 : } A_H \geq \frac{A_v}{4} \quad A_H \geq \frac{A_v}{4}; 0,15\% B$$

$$\text{D'après le RPA99 : } A_H \geq 0,15\% B$$

Avec :

B: section du béton.

A : section d'armatures verticales.

➤ Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles (au moins 4 épingles par m^2), dont le rôle est :

- d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.
- de renforcer les parties extérieures du mur de refend.

➤ **Dispositions constructives :**

) **Espacements (Art 7.7.4.3/RPA99-modifié2003) :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t^{\text{TM}} 1,5a \mid a \times 20\text{cm} : \text{Épaisseur du voile.} \\ S_t^{\text{TM}} 30\text{cm} \end{array} \right.$$

Dans notre cas :

$$S_t^{\text{TM}} \min \{ 30\text{cm}; 30\text{cm} \} \mid S_t \times 30\text{cm}$$

) **Diamètre maximal (Art 7.7.4.3/RPA99-modifié2003) :**

Le diamètre des armatures verticales ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

) **Longueur de recouvrement (Art 7.7.4.3/RPA99-modifié2003) :**

La longueur de recouvrement est égale à :

40 ϕ : pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

20 ϕ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

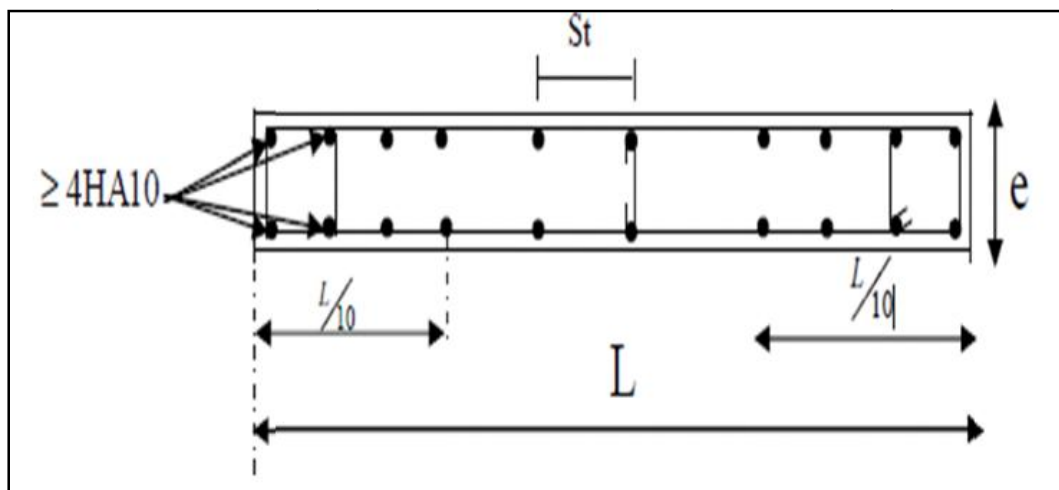


Figure V.3.2 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

Les efforts internes et les contraintes obtenues dans les voiles sont présentés dans le tableau qui suit :

Tableau V.3.2: disposition des armatures dans les voiles.

Voiles	N(KN)	B(cm ²)	M(KN.m)	V(m)	I(m ⁴)	σ_m	σ_m
	VT ₁ = 3,85 m						
Zone 1	-664,6	0,77	4018,876	1,93	0,95	9027,78	4646,13
Zone 2	-779,97	0,77	1973,439	1,93	0,95	5019,55	-2998,84
Zone 3	-548,6	0,77	823,581	1,93	0,95	2385,64	-960,70
	VT ₂ = 1,60m						
Zone 1	-1928,61	0,32	6093,719	0,8	0,068	76645,00	-52160,00
Zone 2	-1947,25	0,32	3620,411	0,8	0,068	48678,21	-36507,9
Zone 3	-1987,85	0,32	693,97	0,8	0,068	14376,38	-1952,32
	VL ₁ = 1,40m						
Zone 1	-594,93	0,28	5918,952	0,7	0,046	52981	-45362,1
Zone 2	-847,41	0,28	3017,144	0,7	0,046	48939,4	-42886,5
Zone 3	-733,75	0,28	1316,959	0,7	0,046	22661,2	-17420,1
	VL ₂ = 1,25m						
Zone 1	-1740,7	0,25	3070,322	0,63	0,033	6804,240	-4296,430
Zone 2	-1464,89	0,25	2646,556	0,63	0,033	2344,530	-991,930
Zone 3	-1647,88	0,25	224,226	0,63	0,033	2260,890	-1604,550
	VL ₃ = 1,55m						
Zone 1	-2270,43	0,306	8980,053	0,77	0,06	121915,3	-107075,9
Zone 2	-2631,99	0,306	4908,905	0,77	0,06	22910	-7657,10
Zone 3	-2333,75	0,306	1198,721	0,77	0,06	71189,50	-53877,50
	VL ₄ = 1,70m						
Zone 1	-632,02	0,388	5381,396	0,845	0,08	58710,9	-54971,1
Zone 2	-927,58	0,388	2527,38	0,845	0,08	29440,6	-23950,4
Zone 3	-736	0,388	1016,32	0,845	0,08	12912,4	-8557,4

V.3.3 Les vérifications:

➤ Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :

$$\sigma_b \leq \frac{N_s}{B \Gamma_{15} A} \leq \overline{\sigma}_{bc} \leq 0,6 f_{c28}$$

Avec :

N_s : L'effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section des armatures adoptées (verticales).

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible.

- **Vérification de la contrainte limite de cisaillement d'après (Art A.5.1.21 BAEL91/modifié 99):**

$$\tau_u \leq \frac{T}{b \cdot d} \leq \overline{\tau_u}$$

Avec :

$$\overline{\tau_u} : \text{Contrainte limite de cisaillement } \overline{\tau_u} \leq 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa}$$

D'après (Art 7.7.2 RPA 99/2003):

$$\tau_u \leq \frac{T}{b \cdot d} \leq \overline{\tau_u} \leq 0,2 f_{c28}$$

Avec : $V \leq 1,4T$

T : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

b : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile ($d \geq 0,9h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

V.3.4 Calcul de ferraillage :

V.3.4 .1 Exemple de calcul:

- **Caractéristiques géométriques :**

Soit à calculer le ferraillage du voile VL3 de la zone I :

Tableau V.3.3: Caractéristiques géométriques.

L(m)	e(m)	B (m ²)	I (m ⁴)
1,55	0,20	0,31	0,06

$$\tau_{\max} \leq 12191,53 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\tau_{\min} \leq 10707,59 \text{KN} / \text{m}^2$$

- **Largeur de la zone comprimée « L_c » et de la zone tendue « L_t » :**

$$L_c \leq \frac{\tau_{\max}}{\tau_{\max} - \tau_{\min}} \cdot L \leq \frac{12191,53}{12191,53 - 10707,59} \cdot 1,55 \leq 0,81 \text{m}$$

$$L_t \leq L - L_c \leq 1,55 - 0,81 \leq 0,72 \text{m}$$

➤ **Calcul « d » :**

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur (d):

$$d_1 \text{ min } \frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c \text{ X } \frac{3,73}{2}; \frac{2}{3} | 0,81 \text{ X min } f_{t28}; 0,54 \text{ X } 0,54 m.$$

Avec : $h_e \text{ X } h_{\text{étage}} \text{ Z } h_{\text{poutre}} \text{ X } 4,08 \text{ Z } 0,35 \text{ X } 3,73 m$

$$d_2 \text{ X } L_t \text{ Z } d_1 \text{ X } 0,72 \text{ Z } 0,54 \text{ X } 0,18 m \quad | \quad (\text{On néglige}).$$

➤ **Détermination de N :**

Pour la zone tendue :

$$\frac{t_{\min}}{L_t} \text{ X } \frac{t_1}{L_t \text{ Z } d_1}$$

$$t_1 \text{ X } \frac{t_{\min} (L_t \text{ Z } d_1)}{L_t} \text{ X } \frac{Z10707,59(0,72 \text{ Z } 0,54)}{0,72} \text{ X } 2676,89 \text{ KN} / m^2$$

$$N_1 \text{ X } \frac{t_{\min} \Gamma t_1}{2} | d | e \text{ X } \frac{Z10707,59 \text{ Z } 2676,89}{2} | 0,54 | 0,20 \text{ X } 722,76 \text{ KN}$$

V.3.4.2 Calcul des armatures verticales :

$$1^{\text{ère}} \text{ bande : } A_{v1} \text{ X } \frac{N_1}{t_s} \text{ X } \frac{722,76}{400 | 10^2} \text{ X } 18,06 \text{ cm}^2$$

V.3.4.3 Armatures minimales :

$$A_{\min} | \max \frac{d | e | f_{t28}}{f_e}; 0,2\% B \text{ X } \max \frac{0,54 | 0,20 | 2,1}{400}; 0,002 | 0,31$$

$$A_{\min} \text{ X } \max f_{t28}; 6,2 \text{ X } 6,2 \text{ cm}^2$$

Calcul de la section totale :

$$A_1 \text{ X } A_v \text{ X } 18,06 \text{ cm}^2$$

Ferraillage adopté :

$$d | A \text{ (Par bande)}$$

$$L \text{ (longueurs du voile) } | A \text{ (Par voile)}$$

$$\text{Par voile } | A \text{ X } \frac{L | A(\text{par bande})}{d} \text{ X } \frac{1,53 | 18,06}{0,54} \text{ X } 51,17 \text{ cm}^2$$

$$\text{Par nappe } | A \text{ X } \frac{A(\text{par voile})}{2} \text{ X } \frac{51,17}{2} \text{ X } 25,58 \text{ cm}^2$$

Tableau V.3.4 : Ferraillage adopté

	Section totale	Ferraillage adoptée	Espacement
Par nappe	$A_1=25,58 \text{ cm}^2$	$14\text{HA}16=28,15\text{cm}^2$	$S_t= 10 \text{ cm}$

V.3.4 .3 Armatures horizontales :

$$\text{➤ D'après le BAEL 91 : } A_H \times \frac{A_v}{4} \times \frac{18,06}{4} \times 4,51\text{cm}^2$$

$$\text{➤ D'après le RPA: } A_H \mid 0,15\% B \times 0,0015 \mid 20 \mid 153 \times 4,59\text{cm}^2$$

On prend : $A_H \times 4,59\text{cm}^2$

Soit : $8\text{HA}10 = 6,28 \text{ cm}^2 / 1\text{m de hauteur ; avec } S_H = 20 \text{ cm.}$

V.3.4 .4 Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec **4HA8 (2,01 cm²)** par m².

V.3.4 .5 Les vérifications :**➤ Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \text{ TM} \min \sum, 5e; 30\text{cm}^* \times 30\text{cm}$$

$$S_t \times 10\text{cm} \mid \text{ Condition vérifiée.}$$

$$S_t \times 20\text{cm} \mid \text{ Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :

$$\dagger_{bc} \times \frac{N_s}{B \Gamma 15 \mid A} \times \frac{3824,21 \mid 10^3}{0,306 \mid 10^6 \Gamma 15 \mid 18,06 \mid 10^2} \times 12,42\text{MPa}$$

$$\dagger_b \times 12,42\text{MPa TM} \overline{\dagger_{bc}} \times 15\text{MPa} \mid \text{ Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification des contraintes de cisaillement :

) Selon le RPA 2003 :

$$\tau_b \leq \overline{\tau_b}$$

$$\tau_b \leq \frac{T}{bd} \leq \frac{855,73 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 4080} \leq 1,16 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_b} \leq 0,2 f_{c28} \leq 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b \leq 1,16 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_b} \leq 5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

) D'après le BAEL 91 :

$$\tau_u \leq \frac{V_u}{bd} \leq \frac{1198,02 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 4080} \leq 1,04 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} \leq \min \left(0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) \leq 1,16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq 1,04 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} \leq 1,16 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

V.3.5 Ferrailage des voiles :

➤ Ferrailage des Voiles VT1

Tableau V.3.5: ferrailage des voiles transversaux (VT1)

	Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	h _{poutre} (m)		0,40	0,40	0,40
	Hauteur d'étage (m)		4,08	3,06	3,06
	L (m)		3,85	3,85	3,85
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,77	0,77	0,77
	h		3,68	2,66	2,66
Sollicitations de calcul	T (KN)		729,64	624,47	404,64
	Vu (KN)		1021,496	874,258	566,496
	max [KN/m²]		9027,78	5019,550	2385,640
	min [KN/m²]		4646,13	-2998,84	-960,700
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	s [KN/m²]		400	400	400
	L _c (m)		2,54	2,41	2,74
	L _t (m)		1,31	1,44	1,11
	d ₁ (m)		1,69	1,33	1,33
	1 [KN/m²]		27485,550	11975,200	4278,700
	N (kN)		N ₁	3369,19	1361,78
Ferrailage des voiles	A _v (cm²)	A _v (bande)	35,12	27,37	20,38
		A _{min} (bande)	6,11	6,52	7,11
	A (cm²)	A _{v totale} (voile)	80,02	79,25	59,02
		A _{v totale} (nappe)	40,01	39,62	29,51
	Choix des barres		20HA16	20HA16	20HA14
	A _{vadopté} (cm²)		40,22	40,22	30,78
	S _t (cm)		18	20	20
	A _{H totale} /voile (cm²)		11,55	11,55	11,55
	A _{H totale} /nappe (cm²)		10,05	10,05	7,69
	Choix des barres/nappe (cm²)		10HA12	10HA12	10HA10
	A _H (choisie) (cm²)		11,31	11,31	7,85
	S _t (cm)		25	25	25
	Armature transversal		4 épingles de HA8/m²		
	Vérification des contraintes	contrainte	‡ _u (MPa)‡	1,053	0,901
‡ _b (MPa)‡			1,474	1,262	0,817
ELS		N _s (kN)	3047,6	2739,31	2003,8
		‡ _b (MPa)‡	3,517	3,253	2,428

➤ Ferrailage des Voiles VT2

Tableau V.3.6: ferrailage des voiles longitudinaux (VT2).

	Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	h _{poutre} (m)		0,40	0,40	0,40	
	Hauteur d'étage (m)		4,08	3,06	3,06	
	L (m)		1,60	1,60	1,60	
	e (m)		0,20	0,20	0,20	
	B (m)		0,32	0,32	0,30	
	h		3,68	2,66	2,66	
Sollicitations de calcul	T (KN)		855,11	743,89	514,37	
	Vu (KN)		1197,154	1041,44	720,12	
	max [KN/m²]		76645	48678,21	14376,38	
	min [KN/m²]		-52160	-36507,9	-1952,32	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	s [KN/m²]		400	400	400	
	L _c (m)		0,95	0,91	1,41	
	L _t (m)		0,65	0,69	0,19	
	d ₁ (m)		0,63	0,61	0,94	
	i ₁ [KN/m²]		26080	18253,95	976,16	
	N (kN)		N ₁	844,89	625,89	9,34
	Ferrailage des voiles	A _v (cm²)	A _v (bande)	19,12	15,65	9,85
A _{min} (bande)			6,66	6,40	9,86	
A (cm²)		A _{v totale} (voile)	42,60	41,04	16,78	
		A _{v totale} (nappe)	21,30	20,52	8,39	
Choix des barres		14HA14	14HA14	12HA12		
A _{vadopté} (cm²)		21,55	21,55	13,57		
S _t (cm)		10	10	15		
A _{H totale} /voile (cm²)		4,80	4,80	4,80		
A _{H totale} /nappe (cm²)		6,15	5,38	2,26		
Choix des barres/nappe (cm²)		8HA10	8HA10	6HA10		
A _H (choisie) (cm²)		6,28	6,28	4,71		
S _t (cm)		20	20	20		
Armature transversal		4 épingles de HA8/m²				
Vérification des contraintes		contrainte	‡ _u (MPa)I	2,03	2,12	1,78
	‡ _b (MPa)I		4,15	3,61	2,50	
	ELS	N _s (kN)	5830,52	4686,74	3691,26	
		† _b (MPa)I	13,99	14,87	9,83	

➤ Ferrailage des Voiles VL1

Tableau V.3.7 : ferrailage des voiles longitudinaux (VL1).

	Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	h _{poutre} (m)		0,35	0,35	0,35
	Hauteur d'étage (m)		4,08	3,06	3,06
	L (m)		1,40	1,40	1,40
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m)		0,28	0,28	0,28
	h		3,73	2,71	2,71
Sollicitations de calcul	T (KN)		733,45	629,54	411,58
	Vu (KN)		1026,83	881,356	576,212
	max [KN/m²]		52981,00	48939,40	22661,20
	min [KN/m²]		-45362,10	-42886,50	-17420,10
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	s [KN/m²]		400	400	400
	L _c (m)		0,75	0,75	0,79
	L _t (m)		0,65	0,65	0,61
	d ₁ (m)		0,50	0,50	0,53
	i ₁ [KN/m²]		22681,05	21443,25	8710,05
	N (kN)		N ₁	732,34	701,04
Ferrailage des voiles	A _v (cm²)	A _v (bande)	18,31	17,53	6,62
		A _{min} (bande)	5,28	5,22	5,54
	A (cm²)	A _{v totale} (voile)	51,26	49,08	18,53
		A _{v totale} (nappe)	25,63	24,54	9,26
	Choix des barres		13HA16	13HA16	8HA14
	A _{vadopté} (cm²)		26,14	26,14	12,32
	S _t (cm)		10	10	15
	A _{H totale} /voile (cm²)		4,20	4,20	4,20
	A _{H totale} /nappe (cm²)		6,92	6,15	3,08
	Choix des barres/nappe (cm²)		8HA10	8HA10	4HA10
	A _H (choisie) (cm²)		6,28	6,28	3 ,14
	S _t (cm)		15	15	25
	Armature transversal		4 épingles de HA8/m²		
	Vérification des contraintes	contrainte	‡ _u (MPa)l	2,911	2,498
‡ _b (MPa)l			4,075	3,497	2,287
ELS		N _s (kN)	4632,34	3949,67	2943,28
		† _b (MPa)l	12,303	11,218	8,775

➤ Ferrailage des Voiles VL2

Tableau V.3.8 : ferrailage des voiles transversaux (VL2).

	Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	h _{poutre} (m)		0,35	0,35	0,35	
	Hauteur d'étage (m)		4,08	3,06	3,06	
	L (m)		1,25	1,25	1,25	
	e (m)		0,20	0,20	0,20	
	B (m)		0,25	0,25	0,25	
	h		3,73	2,71	2,71	
Sollicitations de calcul	T (KN)		75,09	40,260	26,840	
	Vu (KN)		105,126	56,364	37,576	
	max [KN/m²]		6804,240	2344,530	2260,890	
	min [KN/m²]		-4296,430	-991,930	-1604,550	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	s [KN/m²]		400	400	400	
	L _c (m)		0,75	0,86	0,72	
	L _t (m)		0,48	0,37	0,51	
	d ₁ (m)		0,50	0,58	0,48	
	1 [KN/m²]		2148,215	495,965	802,275	
	N (kN)		N ₁	153,40	27,20	61,44
	Ferrailage des voiles	A _v (cm²)	A _v (bande)	3,48	0,68	1,54
A _{min} (bande)			5,28	6,05	5,05	
A (cm²)		A _{v totale} (voile)	12,98	12,83	12,60	
		A _{v totale} (nappe)	6,49	6,42	6,30	
Choix des barres		6HA12	6HA12	6HA12		
A _{vadopté} (cm²)		6,79	6,79	6,79		
S _t (cm)		20	20	20		
A _{H totale} /voile (cm²)		3,69	3,69	3,69		
A _{H totale} /nappe (cm²)		1,69	1,69	1,69		
Choix des barres/nappe (cm²)		4HA10	4HA10	4HA10		
A _H (choisie) (cm²)		3,14	3,14	3,14		
S _t (cm)		25	25	25		
Armature transversal		4 épingles de HA8/m²				
Vérification des contraintes		contrainte	‡ _u (MPa)l	0,339	0,182	0,121
	‡ _b (MPa)l		0,475	0,225	0,170	
	ELS	N _s (kN)	4649,91	3775,38	3097,57	
		‡ _b (MPa)l	13,57	11,68	10,27	

➤ Ferrailage des Voiles VL3

Tableau V.3.9: ferrailage des voiles transversaux (VL3).

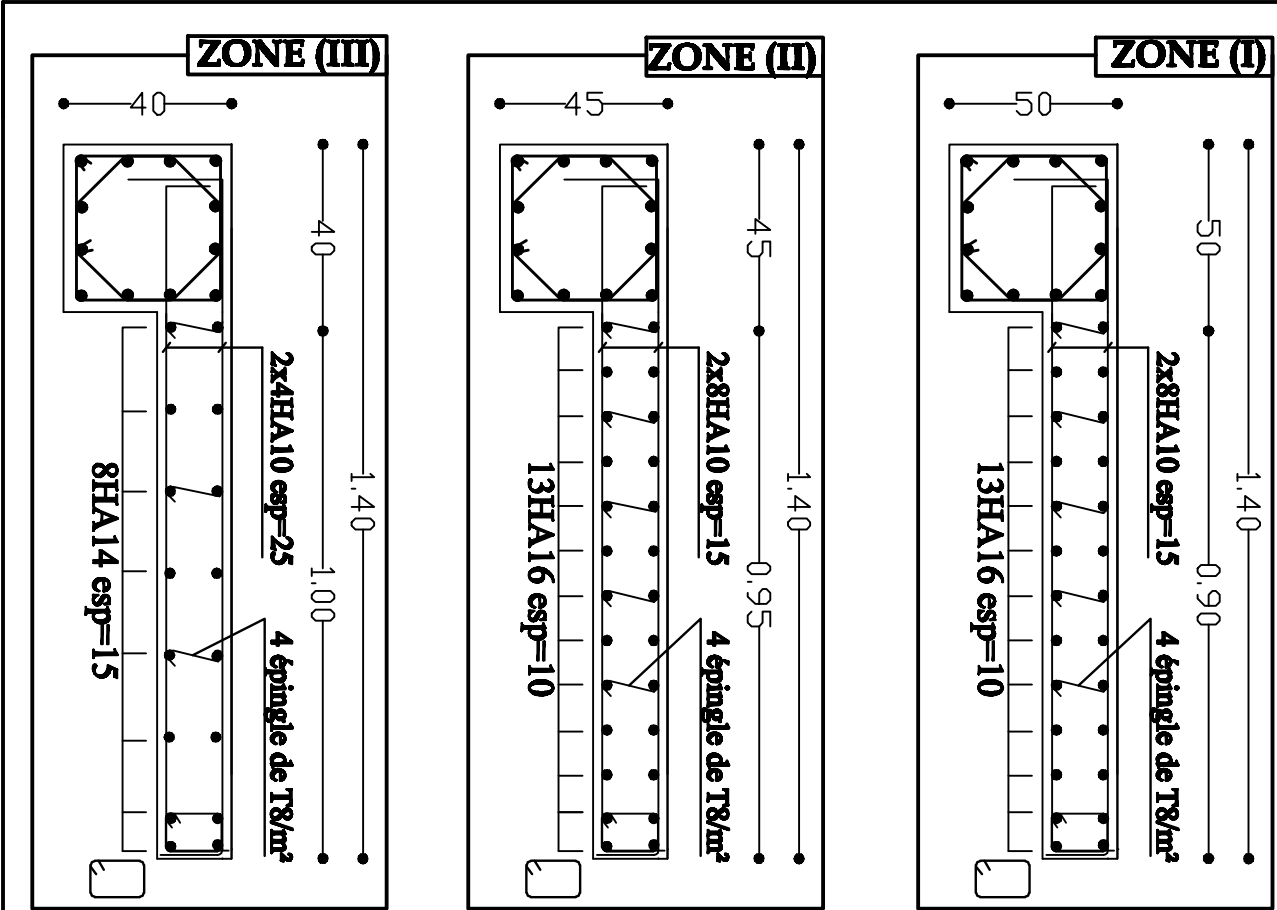
	Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	h _{poutre} (m)		0,35	0,35	0,35	
	Hauteur d'étage (m)		4,08	3,06	3,06	
	L (m)		1,55	1,55	1,55	
	e (m)		0,20	0,20	0,20	
	B (m)		0,31	0,31	0,31	
	h		3,73	2,71	2,71	
Sollicitations de calcul	T (KN)		855,73	744,58	515,01	
	Vu (KN)		1198,022	1042,41	712,014	
	max [KN/m²]		12191,53	22910	71189,50	
	min [KN/m²]		-10707,59	-7657,10	-53877,500	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	s [KN/m²]		400	400	400	
	L _c (m)		0,80	1,15	0,87	
	L _t (m)		0,72	0,38	0,66	
	d ₁ (m)		0,54	0,76	0,58	
	i ₁ [KN/m²]		2676,89	3828,55	938,75	
	N (kN)		N ₁	722,76	220,10	130,33
	Ferrailage des voiles	A _v (cm²)	A _v (bande)	18,06	13,75	8,90
A _{min} (bande)			6,12	8,03	6,10	
A (cm²)		A _{v totale} (voile)	51,17	25,50	23,47	
		A _{v totale} (nappe)	25,58	12,75	11,73	
Choix des barres		14HA16	12HA12	12HA12		
A _{vadopté} (cm²)		28,15	13,57	13,57		
S _t (cm)		10	12	12		
A _{H totale} /voile (cm²)		4,59	4,59	4,59		
A _{H totale} /nappe (cm²)		5,38	3,39	3,39		
Choix des barres/nappe (cm²)		8HA10	8HA10	8HA10		
A _H (choisie) (cm²)		6,28	6,28	6,28		
S _t (cm)		20	20	20		
Armature transversal		4 épingles de HA8/m²				
Vérification des contraintes		contrainte	‡ _u (MPa)↓	1,04	2,07	1,87
	‡ _b (MPa)↓		1,16	3,78	2,61	
	ELS	N _s (kN)	3824,21	3150,79	5150,01	
		‡ _b (MPa)↓	12,42	8,33	6,99	

➤ **Ferrailage des Voiles VL4****Tableau V.3.10:** ferrailage des voiles transversaux (VL4).

	Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	h_{poutre} (m)		0,35	0,35	0,35
	Hauteur d'étage (m)		4,08	3,06	3,06
	L (m)		1,70	1,70	1,70
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m)		0,338	0,338	0,338
	h		3,73	2,71	2,71
Sollicitations de calcul	T (kN)		730,430	625,14	405,22
	Vu (kN)		1022,602	875,196	567,308
	m_{max} [kN/m²]		58710,90	29440,60	12912,40
	m_{min} [kN/m²]		-54971,10	-23950,40	-8557,40
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	s [kN/m²]		400	400	400
	L_c (m)		0,87	0,93	1,02
	L_t (m)		0,82	0,76	0,67
	d₁ (m)		0,58	0,62	0,68
	i_1 [kN/m²]		27485,55	11975,20	4278,70
	N (kN)	N₁	1123,06	453,93	144,11
Ferrailage des voiles	A_v (cm²)	A_v (bande)	17,78	12,13	8,33
		A_{min} (bande)	6,11	6,52	7,11
	A (cm²)	A_v totale (voile)	51,81	33,07	20,71
		A_v totale (nappe)	25,90	16,53	10,35
	Choix des barres		16HA16	16HA12	10HA12
	A_{vadopté} (cm²)		32,16	18,10	11,31
	S_t (cm)		10	10	15
	A_H totale /voile (cm²)		5,07	5,07	5,07
	A_H totale /nappe (cm²)		10,77	4,52	2,82
	Choix des barres/nappe (cm²)		10HA12	6HA10	6HA10
	A_H (choisie) (cm²)		11,31	4,71	4,71
	S_t(cm)		15	25	25
	Armature transversal		4 épingles de HA8/m²		
Vérification des contraintes	contrainte	$\bar{\sigma}_u$(MPa)l	2,401	2,055	1,332
		$\bar{\sigma}_b$(MPa)l	3,362	2,877	1,865
	ELS	N_s (kN)	4632,37	3949,67	2943,28
		$\bar{\sigma}_b$(MPa)l	10,661	9,631	7,481

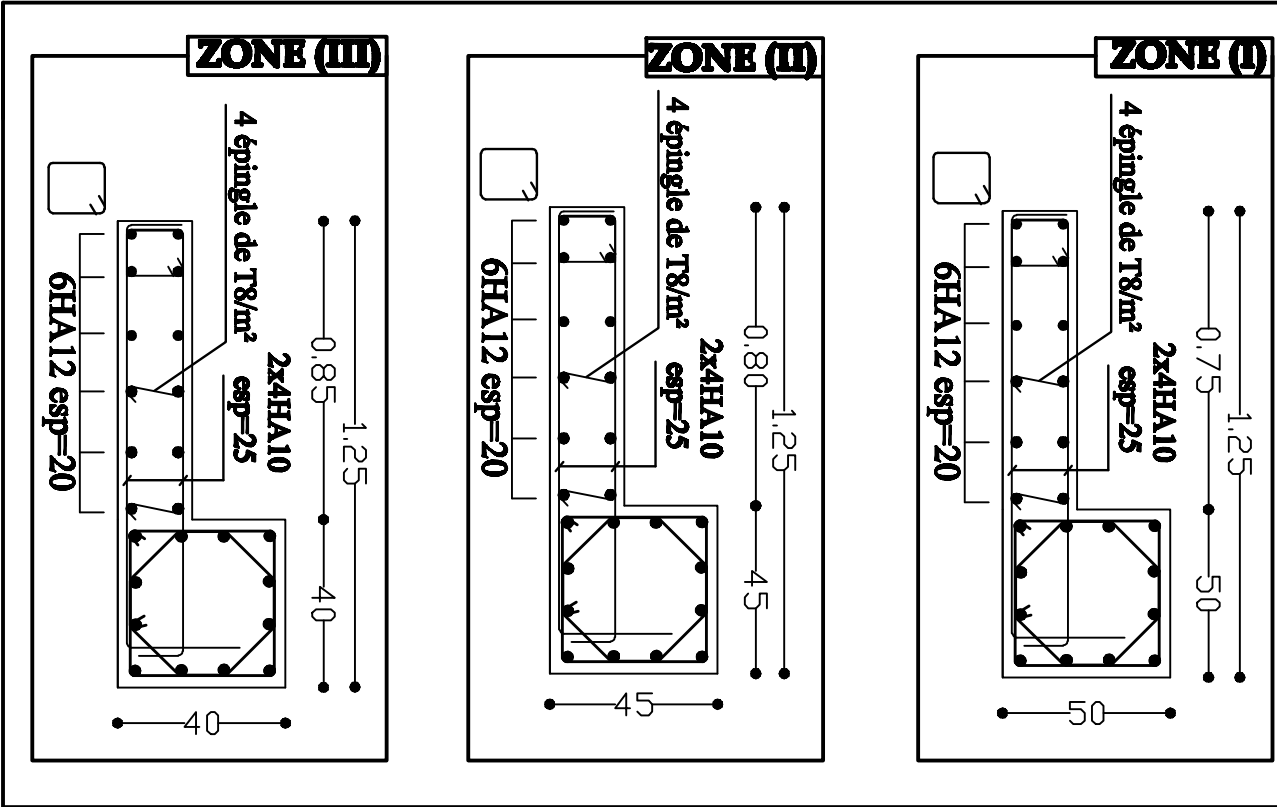
Voile Longitudinal:VL 01

-L=1.40m



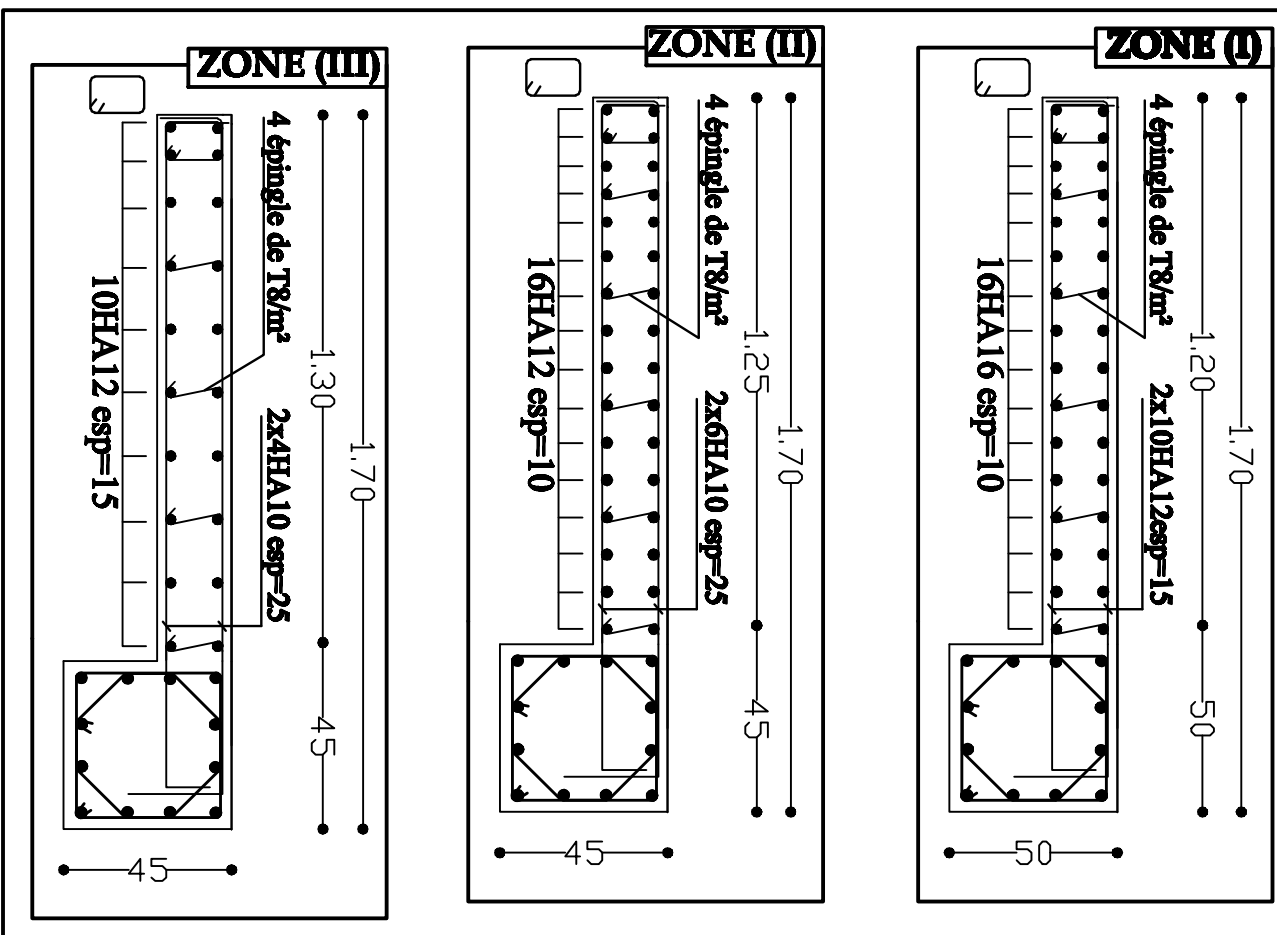
Voile Longitudinal:VL02

-L=1.25m



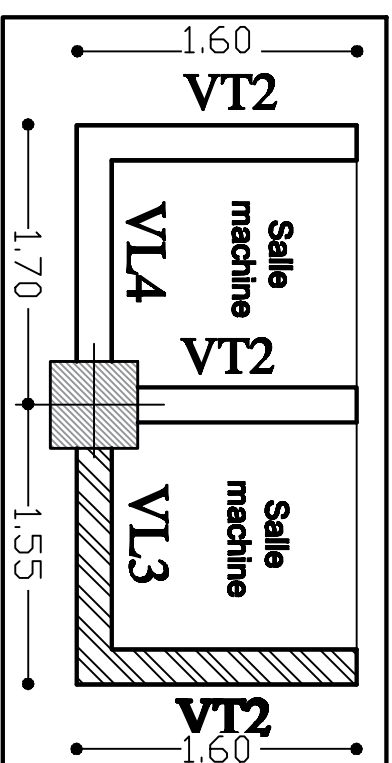
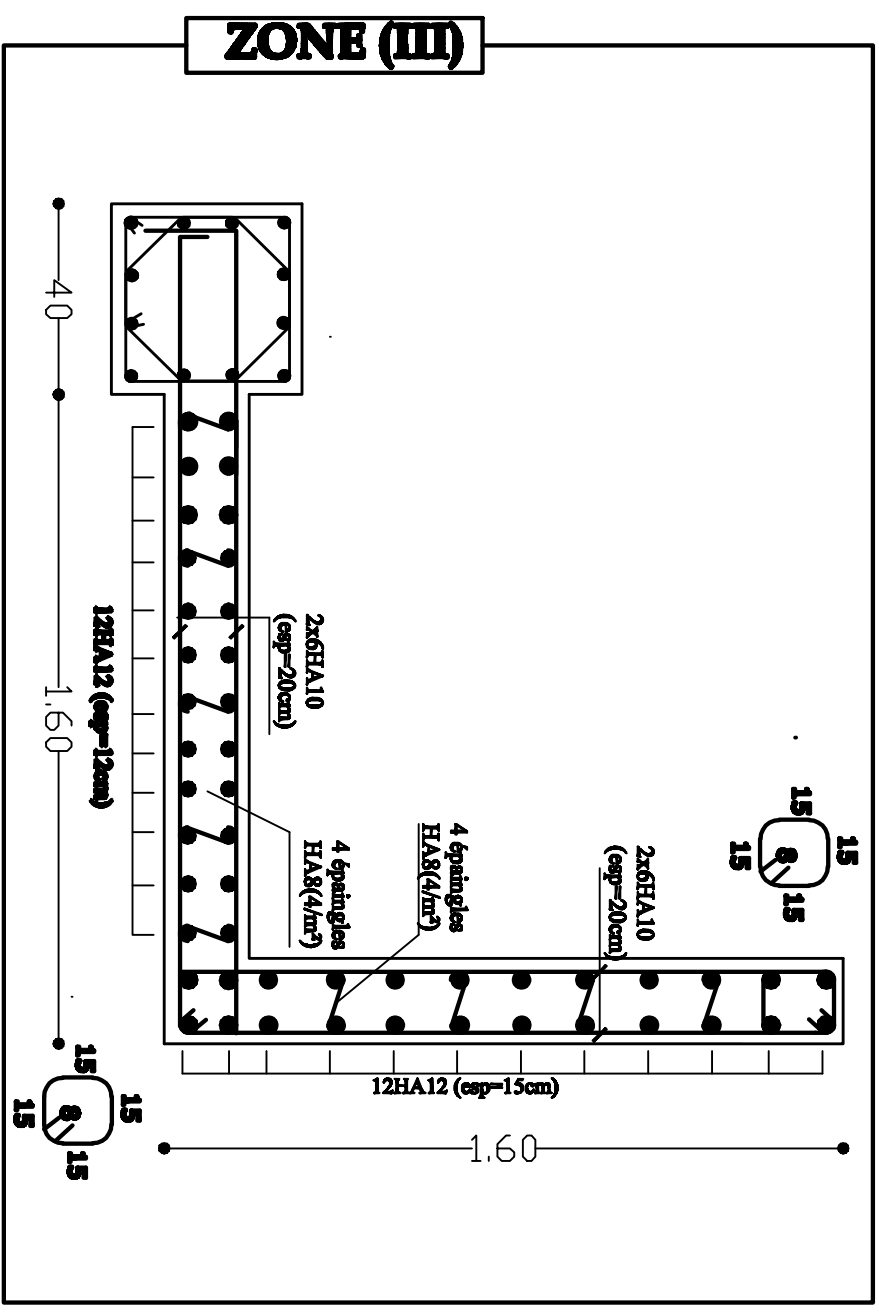
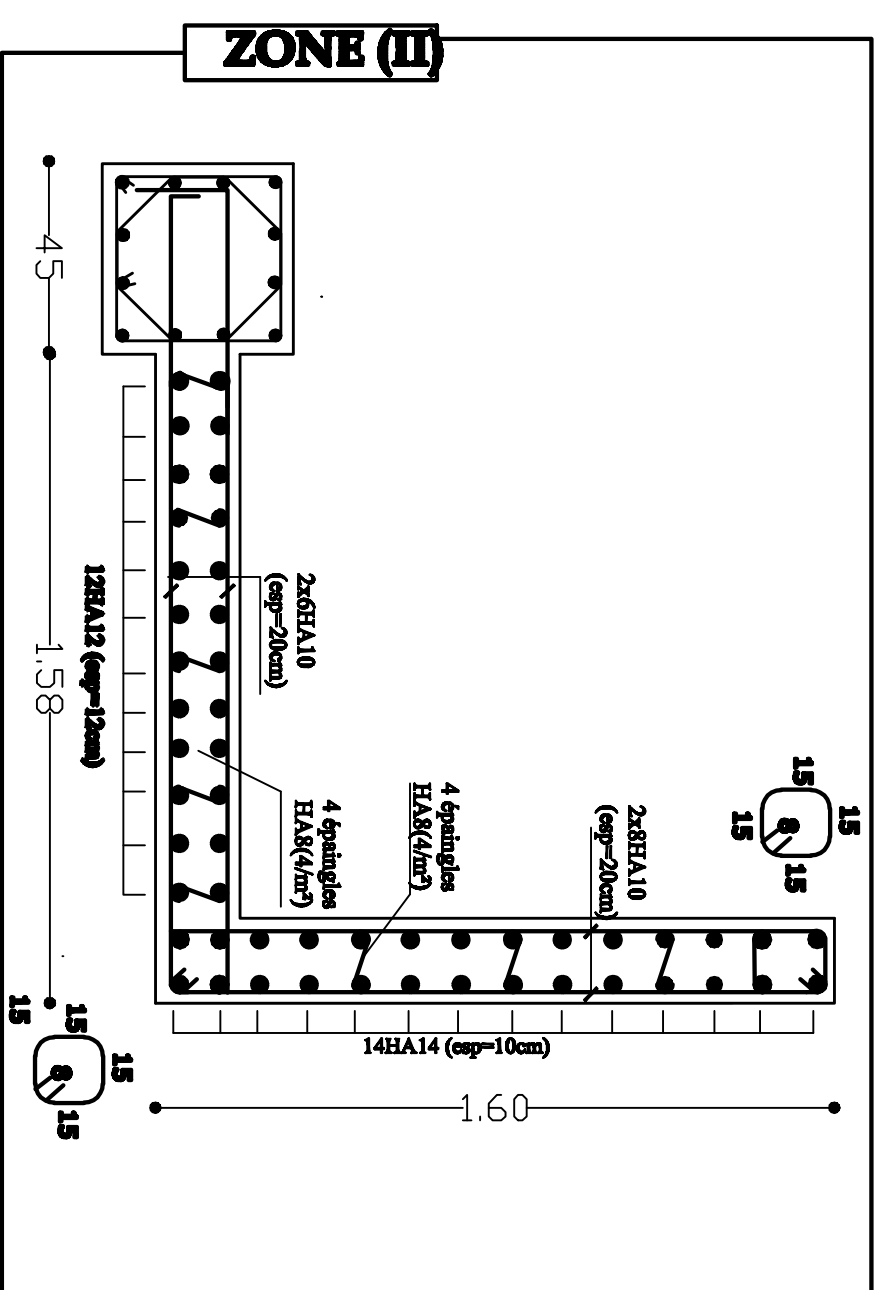
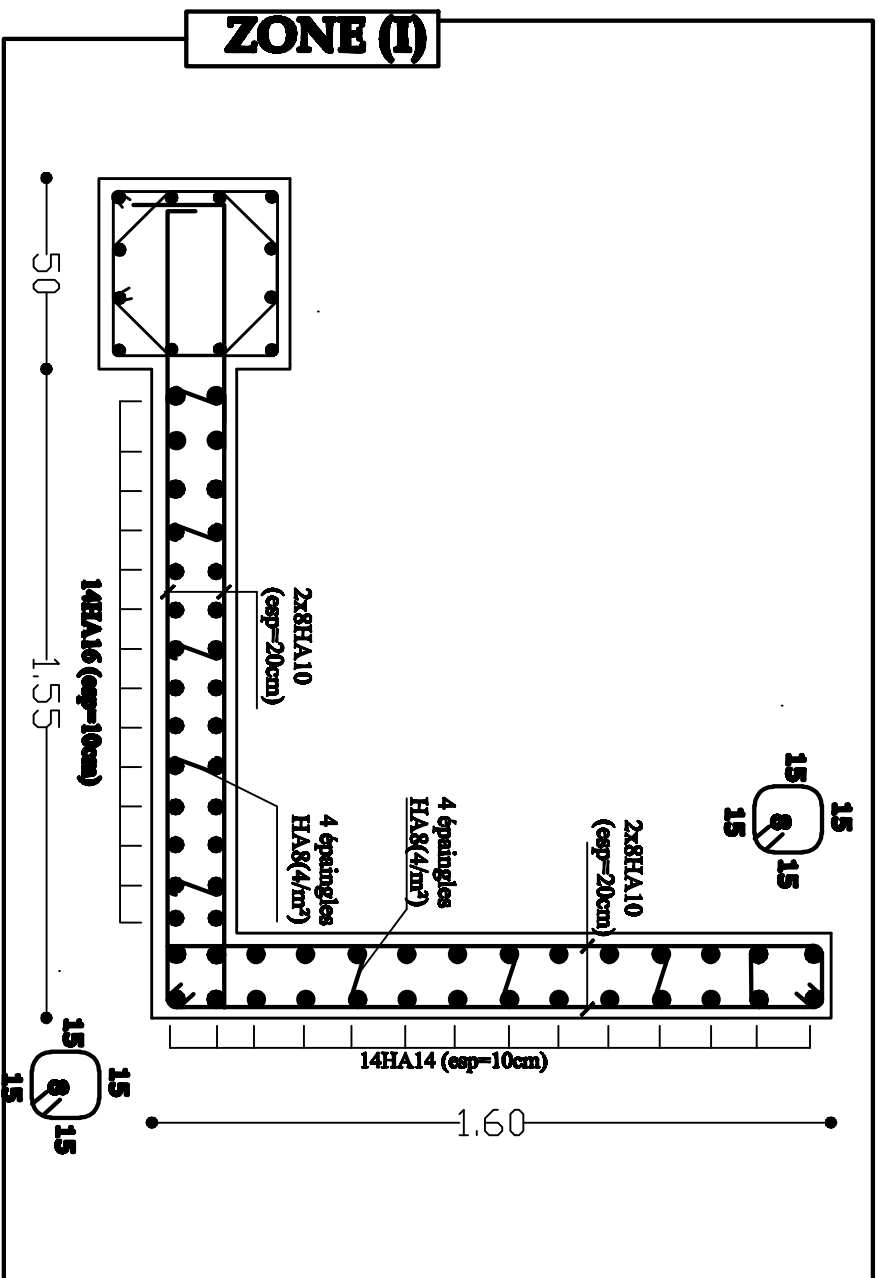
Voile Longitudinal:VL04

-L=1.70m



FERRAILLAGE DES VOILES
LONGITUDINAL : VL01,VL02 et VL04
Pour les: Zone (I), Zone (II) et Zone (III)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE			
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil			
Etudié par : -M ^{lle} SMAÏL Mélissa		Titre : FERRAILLAGE DES VOILES	
-M ^{elle} SGHOUANNE Lynda		LONGITUDINAL : VL01,VL02 et VL04	
Dirigé par : -M ^r LOUZALIA		Pour les: Zone (I), Zone (II) et Zone (III)	
Echelle: 1/50			Promotion: 2019
Plan N°: 15			



Plan de Ferrailage des voiles (salle machine) *Zone (I), (II) et (III)*

<p align="center"><u>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</u></p> <p align="center"><i>Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</i></p>			
<p><u>Etudié par :</u></p> <p>-M^{elle} SMAIL Méliissa -M^{elle} SGHOULANE Lynda</p>		<p><u>Titre :</u></p> <p align="center"><i>ferrailage des voiles</i></p> <p align="center"><i>salle machine(VL3 et VT2</i></p>	
<p><u>Dirigé par :</u></p> <p>-M^r LOUZAI.A</p>		<p><u>Echelle°: 1/50</u></p> <p><u>Plan N°: 16</u></p> <p><u>Promotion:</u> 2019</p>	

VI.1 Introduction :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure.

Dans le cas le plus 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 de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

➤ Fondations superficielles :

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

-) Les semelles continues sous murs,
-) Les semelles continues sous poteaux,
-) Les semelles isolées,
-) Les radiers.

➤ Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

-) Les pieux.
-) Les puits.

➤ Etude géotechnique du sol :

La connaissance des caractéristiques du sol est une étape importante avant le choix du type de fondation, c'est pour cela une étude détaillée est indispensable.

Les résultats obtenus dans notre étude sont :

-) La contrainte admissible du sol : $\bar{\tau}_{sol} \times 2bars$.
-) Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VI.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 : pont, bâtiment d'habitation, bâtiment industriel, soutènement,....
-) La nature du terrain : connaissance du terrain par sondages et définition des caractéristiques.
-) Le site : urbain, campagne, montagne, bord de mer,...
-) La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence d'eau,...

-) Le type d'entreprise : matériel disponible et compétences,...
-) Le coût des fondations : facteur important mais non décisif.

VI.3 Origines des accidents pouvant survenir aux fondations :

Les accidents survenus aux fondations sont souvent liés aux mauvais choix du type de fondations et même à l'entreprise qui les avait réalisés.

➤ Les fondations superficielles :

-) Fondations assises sur des remblais non stabilisés
-) Fondations ayant souffert de présence d'eau dans le sol (nappe phréatique,...)
-) Fondations hétérogènes (terrain, type de fondation,...)
-) Fondations réalisées en mitoyenneté avec des bâtiments existants (sol décomprimé, règles des 3/2,...)
-) Fondations réalisées sur des sols trop compressibles.
-) Fondations réalisées à une profondeur trop faible (hors gel non conforme,...)
-) Fondations réalisées sur des sols instables (terrain incliné, éboulement,...).
-) Environ 85% des accidents sont dus à la méconnaissance des caractéristiques des sols ou à des interprétations erronées des reconnaissances.

➤ Les fondations profondes :

-) L'essentiel des sinistres rencontrés sur ce type de fondations est une reconnaissance des sols incomplets ou une mauvaise interprétation des reconnaissances.
-) Erreurs lors de l'exécution.
-) Détérioration des pieux ou puits (présence d'eaux agressives,...)

VI.4 Dimensionnement :

➤ Semelles filantes sous voiles et sous poteaux :

) Semelles filantes sous voiles :

$$\frac{N_{ser}}{S} \leq \gamma_{TM} \gamma_{sol} \left| \frac{G \gamma Q}{BL} \right| \leq \gamma_{TM} \gamma_{sol} \left| B \right| \leq \frac{G \gamma Q}{\gamma_{sol}}$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré..

s : Contrainte admissible du sol.

Surfaces des semelles filantes sous voiles :

Tableau VI.1 : Semelles filantes sous voiles (sens transversal)

voiles	N_s	L(m)	B(m)	$S=B \times L \text{ (m}^2\text{)}$
VL ₁	1370,15	1,40	4,89	6,85
VL ₂	1391,79	1,25	5,65	6,95
VL ₃	2229,51	1,55	7,29	11,15
VL ₄	2083,69	1,70	6,16	10,41
				35,36

Tableau VI.2 : Semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

voiles	N_s	L(m)	B(m)	$S= B \times L \text{ (m}^2\text{)}$
VT ₁	2419,86	3,85	3,14	12,09
VT ₂	630,94	1,60	1,97	3,15
				15,24

$S_i \text{ X}51\text{m}^2$ (Sv : Surface totale des semelles filantes sous voiles).

) Semelles filantes sous poteaux :

✓ Hypothèse de calcul

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

✓ Etapes de calcul

- Détermination de la résultante des charges : $R \text{ X } N_i$
- Détermination de coordonnée de la résultante R : $e \text{ X } \frac{N_i | e_i \Gamma M_i}{R \text{ X } N_i}$
- Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :

$$e \times \frac{L}{6} \mid \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$e \times \frac{L}{6} \mid \text{Répartition triangulaire.}$$

$$q_{\max} \times \frac{R}{L} \mid 1 \Gamma \frac{6e}{L}$$

$$q_{\min} \times \frac{R}{L} \mid 1 \Gamma \frac{6e}{L}$$

$$q \times \frac{L}{4} \times \frac{R}{L} \mid 1 \Gamma \frac{3e}{L}$$

$$d. \text{ Détermination de la largeur de la semelle : } B \mid \frac{q \times \frac{L}{4}}{\tau_{sol}}$$

Avec : **L** : distance entre nus des poteaux.

Tableau VI.3: Résultante des charges sous poteaux.

Poteaux	N ser	Mi	ei (m)	Nser × ei
1	825,76	-5,047	-6,125	-5057,78
2	1238,31	1,775	-1,525	-1888,42
3	1031,48	-1,439	1,525	1573,01
4	979,2	3,508	5,375	5263,2
Somme	4074,75	-1,203	/	-109,99

✓ **Exemple de calcul :**

La charge totale transmise par les poteaux est: $R \times N_i \times 4074,75 \text{ KN}$

✓ **Distribution de la réaction par mètre linéaire :**

$$e \times \frac{109,99 \times 1,203}{4074,75} \times 20,027 \text{ m}$$

$$e \times 20,027 \text{ m} \times \frac{11,85}{6} \times 1,98 \text{ m} \mid \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\max} \times \frac{R}{L} \mid 1 \Gamma \frac{6e}{L} \times \frac{4074,75}{11,85} \mid 1 \Gamma \frac{6 \mid 20,027 \text{ A}}{11,85} \times 339,16 \text{ KN / ml}$$

$$q_{min} \times \frac{R}{L} \int 1 \Gamma \frac{6e}{L} \Delta X \frac{4074,75}{11,85} - 1 Z \frac{6 \mid (-0,027)}{11,85} \times 348,56 \text{ KN / ml}$$

$$q \int \frac{L}{4} \Delta X \frac{R}{L} \int 1 \Gamma \frac{3e}{L} \Delta X \frac{4074,75}{11,85} - 1 \Gamma \frac{3 \mid (-0,027)}{11,85} \times 341,51 \text{ KN / m}$$

✓ Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \mid \frac{q \frac{L}{4}}{\uparrow_{sol}} \mid \frac{341,51}{200} \times 1,71 \text{ m}$$

On prend : $B \times 1,75 \text{ m}$.

On aura donc, $S \times 1,75 \mid 11,85 \times 20,74 \text{ m}^2$.

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $S_t \times S_p \mid n \Gamma S_v$.

$$S_t \times 20,74 \mid 7 \Gamma 51 \times 196,18 \text{ m}^2.$$

Avec :

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

Remarque :

$$S_{bat} \times 283,25 \text{ m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} \times \frac{196,18}{283,25} \times 0,69 \mid 69\% \text{ de la surface de l'assise}$$

La surface totale des semelles représente 69% de la surface du bâtiment.

Conclusion :

La surface totale de ces dernières dépasse 50% de la surface de la structure (l'assise).

Donc on opte pour un radier général qui offrira :

- ✓ Une facilité de coffrage.
- ✓ Une rapidité d'exécution.
- ✓ Présentera une grande rigidité.

VI.5 Calcul du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre du radier.

Caractéristiques du radier :

-) Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation.
-) Facilité de coffrage.
-) Rapidité d'exécution.
-) Convenir mieux aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

VI.5.1 Pré-dimensionnement du radier :

➤ Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \mid 25\text{ cm}$).

➤ Selon la condition forfaitaire :

) Sous voiles :

$$\frac{l_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{l_{\max}}{5} \quad \text{Avec : } l_{\max} \leq 460\text{ cm}$$

$$\frac{460}{8} \leq h_r \leq \frac{460}{5} \quad \text{ou } h_r \leq 90\text{ cm.}$$

h_r : Hauteur du radier

l_m : Distance entre deux voiles successifs

) Sous poteaux :

✓ La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{l_{\max}}{20} \quad \text{Avec une hauteur minimale de } 25\text{ cm}$$

$$h_d \geq \frac{460}{20} \leq 23\text{ cm ; On prend } h_d \geq 30\text{ cm}$$

✓ La nervure :

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à :

$$h_n \geq \frac{l_{\max}}{10} \leq \frac{460}{10} \leq 46\text{ cm} \quad \mid \quad h_n \geq 90\text{ cm.}$$

✓ Dalle flottante :

$$\frac{l_{\max}}{50} \leq h_t \leq \frac{l_{\max}}{40} \quad \text{Avec : } l_{\max} \leq 460\text{ cm}$$

$$\frac{460}{50} \leq h_t \leq 9,8 \leq \frac{460}{40} \leq 11,5 \quad \mid \quad h_t \geq 10\text{ cm}$$

Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{f} \geq L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.

Le radier est rigide s'il vérifie la condition suivante :

$$L_{\max} \leq \frac{f}{2} L_e \longrightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{2}{f} L_{\max}^4 \geq \frac{3K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de la surface $k=40$ MPa pour un sol moyen

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m)

E : Module de déformation longitudinale différée : $E \geq 3700 \sqrt{f_{c28}} \geq 10818,865 \text{ MPa}$

L_{\max} : Distance maximal entre deux nervures successives. $f \geq L_{\max} \geq 4,60 \text{ m}$

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{2}{f} \geq 4,60^4 \geq \frac{3 \geq 40}{10818,865}} \geq 0,93 \text{ m}$$

On prend: **$h = 100 \text{ cm}$**

Largeur de la nervure :

$$0,4 h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n \quad 40 \leq b_n \leq 70$$

On prend : $b_n \geq 50 \text{ cm}$

Conclusion :

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$h_n \geq 100 \text{ cm}$ | Hauteur de la nervure

$h_d \geq 30 \text{ cm}$ | Hauteur dalle

$b_n \geq 50 \text{ cm}$ | Largeur de la nervure

$h_t \geq 10 \text{ cm}$ | Hauteur dalle flottante

VI.5.2 Détermination des efforts :

$$G_{bat} = 29373,73 \text{ KN}$$

$$Q_{bat} = 3691,72 \text{ KN}$$

$$\text{ELU: } N_u = 1,35G + 1,5Q = 45192,1 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } N_s = G + Q = 33065,45 \text{ KN}$$

Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \cdot f_{\text{sol}}} = \frac{45192,11}{1,33 \times 200} = 169,89 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{f_{\text{sol}}} = \frac{33065,45}{200} = 165,33 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 283,25 \text{ m}^2 \gg S_{\text{Max}} = 169,89 \text{ m}^2$$

Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max \left(\frac{h}{2} ; 30 \text{ cm} \right)$$

$$L_{\text{déb}} \geq \max \left(\frac{100}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = 50 \text{ cm}$$

Soit un débord de : $L_{\text{déb}} = 50 \text{ cm}$.

Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}} = 283,25 + 0,5 \times 21,54 \times 14,50 = 319,29 \text{ m}^2$$

VI.5.3 Détermination des efforts à la base du radier :**➤ Charges permanentes :****) Poids du radier :**

$$P_{\text{rad}} = \text{Poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{Poids de TVO} + \text{poids de la dalle flottante}.$$

Poids de la dalle :

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_{\text{da}} = 319,29 \times 0,11 = 35,12 \text{ KN}$$

Longueur de la nervure :

$$L_x = l_x + n \Gamma f_{L_y} + n \Delta x f_{21,54} + 7 \Gamma f_{14,50} + 4 \Delta x 208,78 \text{ m.}$$

Poids de la nervure :

$$P_n = \gamma_L \cdot b \cdot h \cdot \dots_b$$

$$P_n = 208,78 \cdot 0,50 \cdot 1 \cdot 25 = 2609,75 \text{ KN}$$

Poids de T.V.O:

$$P_{T.V.O} = \gamma_{Srad} \cdot Z_{Snerv} \cdot A_{fhrad} \cdot Z_{hdal} \cdot A_{\dots_{TVO}}$$

$$\text{Avec : } S_{nerv} = 11,85 \cdot 0,50 + 7 \Gamma f_{21,19} + 0,50 + 4 \Delta x 83,86 \text{ m}^2$$

$$P_{T.V.O} = 319,29 \cdot 83,86 \cdot 0,9 - 0,3 \cdot 17 = 2401,39 \text{ KN.}$$

Poids de la dalle flottante libre :

$$P_{df} = \gamma_{Srad} \cdot e_p \cdot \dots_b$$

$$P_{df} = 319,29 \cdot 0,1 \cdot 25 = 798,23 \text{ KN} \quad (e_p=10\text{cm}).$$

) Poids totale du radier:

$$G_{rad} = 2394,68 \Gamma 2609,75 \Gamma 2401,39 \Gamma 798,23 = 8204,05 \text{ KN.}$$

➤ **Poids total de la structure :**

$$G_{tot} = G_{rad} \Gamma G_{bat} = 8204,05 \Gamma 29373,73 = 37577,78 \text{ KN.}$$

$$Q_{tot} = Q_{rad} \Gamma Q_{bat} = 3691,72 \Gamma 319,29 = 4011,01 \text{ KN}$$

Combinaison d'action :

$$\text{A l'ELU : } N_u = 1,35 G \Gamma 1,5 Q = 1,35 \cdot 37577,78 \Gamma 1,5 \cdot 4011,01 = 57943,86 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELS : } N_s = G \Gamma Q = 37577,78 \Gamma 4011,01 = 41588,79 \text{ KN}$$

$$\text{A l'état sismique: } N_a = G \Gamma 0,2 Q = 37577,78 \Gamma 0,2 \cdot 4011,01 = 38539,63 \text{ KN}$$

VI.5.4 Vérifications :

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Nous devons vérifier que $\tau_{\text{max}} \leq \tau_{\text{adm}}$

$$\tau_{\text{max}} = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \tau_{\text{adm}} = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$b \times 100 \text{ cm} ; d \times 0,9 \mid h_d \times 0,9 \mid 30 \times 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} \times q_u \mid \frac{L_{\max}}{2} \times \frac{N_u \mid b}{S_{rad}} \mid \frac{L_{\max}}{2} \times \frac{57943,86 \mid 1}{319,29} \mid \frac{4,60}{2} \times 417,40 \text{ KN}$$

$$\sigma_u \times \frac{417,40 \mid 10^3}{1000 \mid 270} \times 1,55 \text{ MPA}$$

$$\sigma_u \times 1,55 \text{ MPA} \leq \sigma_{\text{ad}} \times 2, \text{ MPA} \quad \mid \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification de la stabilité du radier :

Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G \times \frac{S_i \times X_i}{S_i} \times 15,95 \text{ m} ; \quad Y_G \times \frac{S_i \times Y_i}{S_i} \times 8,825 \text{ m}$$

Avec :

S_i : aire du panneau considéré

X_i, Y_i : centre de gravité du panneau considéré

Moment d'inertie du radier :

$$b = 21,54 \text{ m} \quad h = 14,50 \text{ m}$$

$$I_{xx} \times \frac{bh^3}{12} \times 5472,28 \text{ m}^4 ; \quad I_{yy} \times \frac{hb^3}{12} \times 1207602 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

-Effort normal (N) dû aux charges verticales.

-Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M \times M_0 \mid T_0 \mid h$$

Avec : M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment.

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment.

h : Profondeur de l'infrastructure (dalle + nervure).

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m \times \frac{3 \mid \sigma_1 \mid \sigma_2}{4}$$

Ainsi ; nous devons vérifier que :

$$A \text{ l'ELU : } \tau_m \times \frac{3}{4} \left| \tau_1 \Gamma \tau_2 \right|_{TM1,33\tau_{sol}}$$

$$A \text{ l'ELS : } \tau_m \times \frac{3}{4} \left| \tau_1 \Gamma \tau_2 \right|_{TM\tau_{sol}} \quad \text{avec : } \tau_{1,2} \times \frac{N}{S_{rad}} \left\{ \frac{M}{I} \right| V$$

Tel que V: distance entre le centre de gravité du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

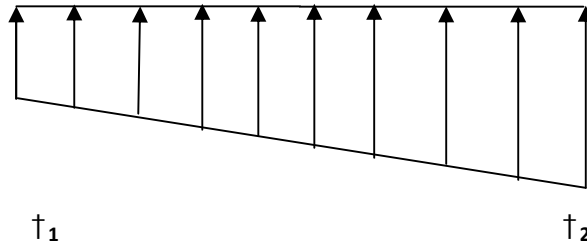


FIGURE VI.1: Diagramme des contraintes sous le radier

Effort normal : $N_u \times 57943,86 \text{ KN}$; $N_s \times 42387,02 \text{ KN}$

Calcul des moments : $M \times M_0 \Gamma T_0 | h$

$$M_x \times 45244,60 \Gamma 1927,50 | 1 \times 47172,10 \text{ kN.m}$$

$$M_y \times 45511,542 \Gamma 1908,49 | 1 \times 47420,03 \text{ kN.m}$$

) **Sens longitudinal :**

A l'ELU :

$$\tau_1 \times \frac{N_u}{S_{rad}} \Gamma \frac{M_x}{I_{xx}} | V \times \frac{57943,86}{319,29} \Gamma \frac{47172,10}{5472,28} | 10,77 \times 274,32 \text{ KN} / m^2$$

$$\tau_2 \times \frac{N_u}{S_{rad}} Z \frac{M_x}{I_{xx}} | V \times \frac{57943,86}{319,29} Z \frac{47172,10}{5472,28} | 10,77 \times 88,64 \text{ KN} / m^2$$

D'où :

$$\tau_m \times \frac{3}{4} \left| 274,32 \Gamma 88,64 \right| \times 227,90 \text{ KN} / m^2 \quad \tau_m \Phi 1,33 \tau_{sol} \quad | \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$1,33 \tau_{sol} \times 1,33 | 200 \times 266 \text{ KN} / m^2$$

A l'ELS :

$$\tau_1 \times \frac{N_s}{S_{rad}} \Gamma \frac{M_x}{I_{xx}} | V \times \frac{42387,02}{319,29} \Gamma \frac{47172,10}{5472,28} | 10,77 \times 225,59 \text{ KN} / m^2$$

$$\tau_2 \times \frac{N_s}{S_{rad}} Z \frac{M_x}{I_{xx}} | V \times \frac{42387,02}{319,29} Z \frac{47172,10}{5472,28} | 10,77 \times 39,91 \text{ KN} / m^2$$

D'où :

$$\begin{aligned} \uparrow_m X \frac{3 \mid 225,59 \Gamma 39,91}{4} X 179,17 \text{ KN} / \text{m}^2 & \quad \uparrow_m \Phi \uparrow_{sol} \mid \quad \text{Condition vérifiée.} \\ \uparrow_{sol} X 200 \text{ KN} / \text{m}^2 & \end{aligned}$$

) **Sens transversal :**

A l'ELU :

$$\begin{aligned} \uparrow_1 X \frac{N_u}{S_{rad}} \Gamma \frac{M_y}{I_{yy}} \mid V X \frac{57943,86}{319,29} \Gamma \frac{47420,03}{12076,02} \mid 7,25 X 210,03 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ \uparrow_2 X \frac{N_u}{S_{rad}} Z \frac{M_y}{I_{yy}} \mid V X \frac{57943,86}{319,29} Z \frac{47420,03}{12076,02} \mid 7,25 X 153,01 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{aligned}$$

D'où :

$$\uparrow_m X \frac{3 X 210,03 \Gamma 153,01}{4} X 195,77 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad ; \quad 1,33 \uparrow_{sol} X 1,33 \mid 200 X 266 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\uparrow_m \Phi 1,33 \uparrow_{sol} \mid \quad \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS :

$$\begin{aligned} \uparrow_1 X \frac{N_s}{S_{rad}} \Gamma \frac{M_y}{I_{xx}} \mid V X \frac{42387,02}{319,29} \Gamma \frac{47420,03}{12076,02} \mid 7,25 X 161,20 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ \uparrow_1 X \frac{N_s}{S_{rad}} Z \frac{M_y}{I_{xx}} \mid V X \frac{42387,02}{319,29} Z \frac{47420,03}{12076,02} \mid 7,25 X 104,28 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{aligned}$$

D'où :

$$\uparrow_m X \frac{3 \mid 161,20 \Gamma 104,28}{4} X 146,97 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad ; \quad \uparrow_{sol} X 200 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\uparrow_m \Phi \uparrow_{sol} \mid \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.5.5 Ferrailage du radier :

VI.5.5.1 Ferrailage de la dalle :

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appui sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL91

➤ Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 cotés :

On distingue deux cas :

1^{er} Cas: Si $a \Phi 0,4 \mid$ La flexion longitudinale est négligeable

$$M_{0x} \times q_u \frac{l_x^2}{8}; \quad M_{0y} \times 0$$

2^{ème} Cas : Si $0,4 \Phi \leq \Phi_1$ | Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0x} \times q_u \times \mu_x \times l_x^2$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0y} \times q_u \times \mu_y \times l_y^2$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\mu_x = \frac{L_y}{L_x} \text{ Avec } (L_x \leq L_y)$$

Remarque :

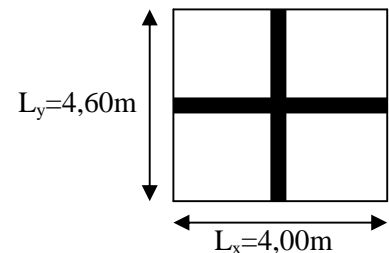
Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armature, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

➤ Identification du panneau le plus sollicité :

$$L_x = 4,00m \quad L_y = 4,60m$$

$$\mu_x = \frac{L_y}{L_x} = \frac{4,60}{4,00} = 1,15$$

$0,4 \Phi \leq \Phi_1$ | La dalle travaille dans les deux sens.



Pour le calcul du ferrailage, soustrait de la contrainte σ_m^m , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$\text{ELU} : q_{um} \times f_{ELU} \times \frac{G_{rad}}{s_{rad}} \times (195,77 \times \frac{8204,05}{319,29}) \quad | \quad m \times 170,0 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELS} : q_{sm} \times f_{ELS} \times \frac{G_{rad}}{s_{rad}} \times (146,97 \times \frac{8204,05}{319,29}) \quad | \quad m \times 121,2 \text{ kN/m}$$

Calcul à l'ELU :

Evaluation des moments M_x, M_y

$$\mu_x = 1,15 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0488 \\ \mu_y = 0,721 \end{array} \right.$$

On aura donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = 0,0488 \times 170,04 \times 4,00^2 = 132,76 \text{ kN.m} \\ M_y = 0,721 \times 132,76 = 95,73 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

Remarque :

Etant donné que le panneau considéré est un panneau de rive dans l'appui de rive peut assurer un encastrement partiel, on aura donc :

➤ Aux appuis :

$$M_{ax} \times 0,3 \quad M_x \times 0,3 \mid 132,76 \times 39,83 \text{ KN m}$$

$$M_{ay} \times 0,5 \quad M_y \times 0,5 \mid 95,73 \times 47,87 \text{ KN.m}$$

➤ En travées :

$$M_{tx} \times 0,85 \quad M_x \times 0,85 \mid 132,76 \times 112,84 \text{ KN m}$$

$$M_{ty} \times 0,75 \quad M_y \times 0,75 \mid 95,73 \times 71,79 \text{ KN m}$$

VI.5.5.2 Ferrailage dans le sens x-x :

) Aux appuis :

$$\sim_u \times \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} \times \frac{39,83 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} \times 0,038 \Phi 0,392 \text{ SSA} \mid \text{ Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.}$$

$$\sim_u \times 0,038 \quad s_u \times$$

$$A_{app} \times \frac{M_{ua}}{d_s} \times \frac{39,83 \times 10^3}{0,981 \times 27 \times 348} \times 4,32 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{app} \times 4,32 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit: 5HA12/ml = 5,65 cm²/ml.

Avec : St = 20cm

) En travée :

$$\sim_u \times \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} \times \frac{112,85 \mid 10^3}{100 \mid 27^2 \mid 14,2} \times 0,109 \Phi 0,392 \text{ SSA} \mid \text{ Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.}$$

$$\sim_u \times 0,109 \quad s_u \times$$

$$A_t \times \frac{M_{ut}}{d_s} \times \frac{112,85 \times 10^3}{0,942 \times 27 \times 348} \times 12,74 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_t \times 12,74 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit: 10HA14/ml = 15,39 cm²/ml

Avec : St = 10 cm.

VI.5.5.3 Ferrailage dans le sens y-y :

) Aux appuis :

$$\sim_u \times \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} \times \frac{47,87 \mid 10^3}{100 \mid 27^2 \mid 14,2} \times 0,046 \Phi 0,392 \text{ SSA} \mid \text{ Les armatures de compression ne pas nécessaires.}$$

$$\tilde{\sigma}_u \times 0,046 \quad \sigma_u \times$$

$$A_{app} \times \frac{M_{ua}}{d_s} \times \frac{47,87 \times 10^3}{0,976 \times 27 \times 348} \times 5,22 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{app} \times 5,22 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit: } 3\text{HA}16/\text{ml} = 6,03 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec: } S_t = 10 \text{ cm}$$

) En travée :

$$\tilde{\sigma}_u \times \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} \times \frac{71,79 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} \times 0,069 \Phi 0,392 \text{ SSA} \quad | \quad \text{Les armatures de compression ne sont pas}$$

nécessaires.

$$\tilde{\sigma}_u \times 0,069 \quad \sigma_u \times$$

$$A_t \times \frac{M_{ut}}{d_s} \times \frac{71,79 \times 10^3}{0,964 \times 27 \times 348} \times 7,92 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_t \times 7,92 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit: } 6\text{HA}14/\text{ml} = 9,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec: } S_t = 10 \text{ cm.}$$

VI.5.5.4 Vérification à l'E.L.U :

) Vérification de la condition de non fragilité :

Dans le sens xx :

$$\text{Avec: } A_{\min} \times \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} \times 3,26 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } A_s = 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } S_t = 25 \text{ cm.}$$

Tableau VI.4 : vérification de la section minimale

		A (cm ²)	Amin (cm ²)	Observation
x-x	ELU	5,65	3,26	Condition Vérifiée
		15,39		Condition Vérifiée
y-y	ELU	6,03	3,26	Condition Vérifiée
		9,24		Condition Vérifiée

➤ Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)

L'espacement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

Dans le sens xx :

$$S_t \leq \min \{ 3h; 33 \text{ cm} \} \times \min \{ 3; 30; 33 \text{ cm} \} \times 33 \text{ cm}$$

$$S_t \times 20 \text{ cm} \Phi 33 \text{ cm} \quad | \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Dans le sens yy :

$$S_t^{TM} \min \sum 4h; 45cm * X_{min} \{4 | 30; 45cm\} X 45cm$$

$$S_t X 10 cm \Phi 45cm \quad | \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI.5.5.4 Calcul et vérification à l'E.L.S :

Evaluation des moments M_x et M_y

$$\dots X 0,87 \quad | \quad \begin{cases} \sim_x X 0,0559 \\ \sim_y X 0,804 \end{cases}$$

$$\text{On aura donc :} \quad \begin{cases} M_x X 0,0559 | 121,27 | 4,00 X 108,46 kN.m \\ M_y X 0,804 | 108,46 X 87,20 kN.m \end{cases}$$

Aux appuis :

$$M_{ax} X 0,3 M_x X 0,3 | 108,46 X 32,54 kN.m$$

$$M_{ay} X 0,5 M_y X 0,5 | 87,20 X 43,60 kN.m$$

En travées :

$$M_{tx} X 0,85 M_x X 0,85 | 108,46 X 92,19 kN.m$$

$$M_{ty} X 0,75 M_y X 0,75 | 87,20 X 65,40 kN.m$$

➤ Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

Sens x-x :

$$) \text{ Aux appuis : } A_s X 5,65 cm^2 \text{ (section adoptée)}$$

$$\dots X \frac{100.A_s}{b.d} X \frac{100 | 5,65}{100 | 27} X 0,20 | \quad \begin{cases} s X 0,927 \\ K1 X 53,49 \quad | \quad K X 0,019 \end{cases}$$

$$\dagger_s X \frac{M_{sa}^{ser}}{S_1 | d | A_{st}}$$

$$\dagger_s X \frac{32,54 | 10^3}{0,927 | 27 | 5,65} X 230,0 MPa \Phi \dagger X 34 \xi$$

$$\dagger_{bc} X K. \dagger_s X 4,37 MPa \Phi \dagger_{bc} X 15 MPa \quad | \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$) \text{ En travées : } A_s = 15,39 cm^2 \text{ (section adoptée)}$$

$$\dots X \frac{100.A_s}{b.d} X \frac{100 | 15,39}{100 | 27} X 0,57 | \quad \begin{cases} s X 0,888 \\ K1 X 29,64 \quad | \quad K X 0,034 \end{cases}$$

$$\sigma_s \leq \frac{92,19 \cdot 10^3}{0,888 \cdot 27 \cdot 15,39} \leq 249,84 \text{ MPa} \leq \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \frac{8,49 \text{ MPa}}{\Phi_{bc}} \leq 15 \text{ MPa} \quad | \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Sens y-y :

) **Aux appuis :** $A_s \leq 6,03 \text{ cm}^2$ (section adoptée)

$$\sigma_s \leq \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \leq \frac{100 \cdot 6,03}{100 \cdot 27} \leq 0,223 \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_s \leq 0,924 \\ K1 \leq 50,79 \quad | \quad K \leq 0,019 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s \leq \frac{43,60 \cdot 10^3}{0,924 \cdot 27 \cdot 6,03} \leq 289,82 \text{ MPa} \leq \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \frac{5,51 \text{ MPa}}{\Phi_{bc}} \leq 15 \text{ MPa} \quad | \quad \text{Condition vérifiée.}$$

) **En travées :** $A_s \leq 9,24 \text{ cm}^2$ (section adoptée)

$$\sigma_s \leq \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \leq \frac{100 \cdot 9,24}{100 \cdot 27} \leq 0,342 \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_s \leq 0,909 \\ K1 \leq 39,95 \quad | \quad K \leq 0,025 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s \leq \frac{65,40 \cdot 10^3}{0,909 \cdot 27 \cdot 9,24} \leq 282,87 \text{ MPa} \leq \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \frac{7,07 \text{ MPa}}{\Phi_{bc}} \leq 15 \text{ MPa} \quad | \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.6 Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie.

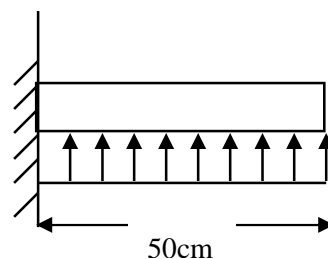


Figure VI.2 : Schéma statique du débord.

VI.6.1 Sollicitations de calcul :

A l'ELU :

$$q_u \leq 170,04 \text{ KN / ml}$$

$$M_u \leq \frac{q_u \cdot l^2}{2} \leq \frac{170,04 \cdot 0,50^2}{2} \leq 21,25 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

$$q_s \times 121,27 \text{ KN / ml}$$

VI.6.2 Calcul des armatures :**➤ Armatures principales :**

$$B \times 1\text{m} ; d \times 27\text{cm} \quad f_{bc} \times 14,2\text{Mpa} \quad f_{ts} \times 348\text{Mpa}$$

$$\rho_u \times \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} \times \frac{21,25 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} \times 0,020 \quad \rho_u \times 0,392 \quad \text{SSA}$$

$$\rho_u \times 0,020 \quad s_u \times 0,990$$

$$A_s \times \frac{M_u}{s_u \times d \times f_{ts}} \times \frac{21,25 \times 10^3}{0,990 \times 27 \times 348} \times 2,28\text{cm}^2$$

$$A_s = 2,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

VI.6.3 Vérification à l'ELU:**➤ Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \times \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} \times 3,26\text{cm}^2$$

Soit : $A_s = 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $S_t = 10 \text{ cm}$.

➤ Armatures de répartition :

$$A_r \times \frac{A_s}{4} \times \frac{4,52}{4} \times 1,13\text{cm}^2$$

Soit : $A_r = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$ avec un espacement de **25 cm**.

VI.6.4 Vérification à l'ELS :**➤ Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \times K \times \sigma_{st} \times \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} \times 0,6 \times 25 \times 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} \times \frac{100 \times A_s}{b \times d} \times \frac{100 \times 4,52}{100 \times 27} \times 0,167$$

$$\sigma_{bc} \times 0,167 \times s_1 \times 0,933 ; K_1 \times 59,63$$

$$K \times \frac{1}{K_1} \times 0,017$$

$$\sigma_{st} \times \frac{M_s^{ser}}{s_1 \times d \times A_s} \times \frac{15,15 \times 10^6}{0,933 \times 270 \times 4,52 \times 10^2} \times 133,05 \text{ MPa}$$

$\dagger_{bc} \times K \mid \dagger_{st} \times 0,017 \mid 133,05 \times 2,26 \text{ MPa} \Phi 15 \text{ MPa} \mid$ Condition vérifiée.

➤ **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$\dagger_{st} \times 133,05 \text{ MPa} \Phi \dagger_{st} \times 348 \text{ MPa} \mid$ Condition vérifiée.

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord, afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolongées et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

VI.7 Ferrailage des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

VI.7.1 Chargement simplifié admis :

Les nervures seront considérées comme des poutres doublement encastées à leurs extrémités.

Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m) et le même effort tranchant (largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire.

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

Remarque :

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire et trapézoïdale.

➤ **Charge trapézoïdale :**

$$\text{Moment fléchissant : } L_m \times L_x \times 0,5 \times \frac{Z^2}{6}$$

$$\text{Effort tranchant : } L_t \times L_x \times 0,5 \times \frac{Z^2}{4}$$

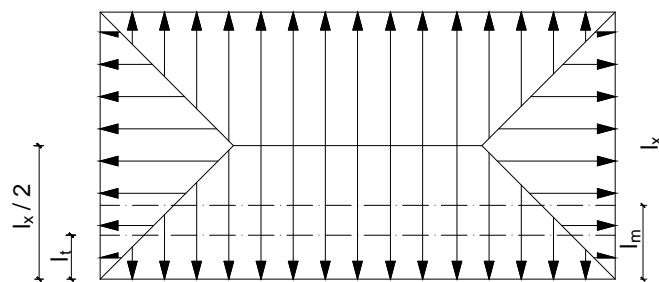


Figure VI.3: Répartition trapézoïdale.

Le Chargement simplifié

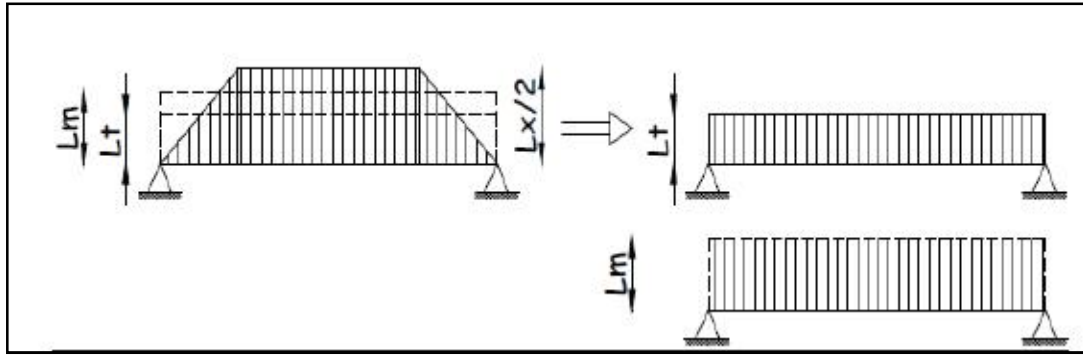


Figure VI.4: Présentation du chargement simplifié.

➤ Charge triangulaire :

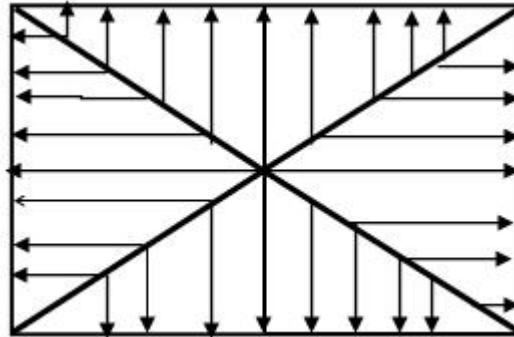


Figure VI.5: Répartition triangulaire

Moment fléchissant : $L_m \times 0,333 \mid L_x$

Effort tranchant : $L_t \times 0,25 \mid L_x$

VI.7.2 Détermination des charges:

➤ ELU :

$$q_u \times \left(\frac{G_{rad}}{S_{rad}} + \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) \mid q_u \times 195,77 \times \frac{8204,05}{319,29} + \frac{2609,75}{83,86} \times 138,95 \text{ KN} / \text{m}^2$$

➤ ELS :

$$q_s \times \left(\frac{G_{rad}}{S_{rad}} + \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) \mid q_s \times 146,97 \times \frac{8204,05}{319,29} + \frac{2609,75}{83,86} \times 90,15 \text{ KN} / \text{m}^2$$

VI.7.3 Charges à considérer :**➤ Sens grandes portées (Charges triangulaires) :****Tableau VI.5 :** Détermination des charges uniformes (simplifiées) dans le sens des grandes portées.

Travées	L_x [m]	ρ	L_m [m]	L_t [m]	ELU			ELS	
					q_u [KN/m ²]	q_{mu} [KN/ml]	q_{tu} [KN/ml]	q_s [KN/m ²]	q_{ms} [KN/ml]
A-B	3,50	0,87	1,15	0,86	138,95	159,79	119,49	90,15	103,67
B-C	3,00	0,76	0,99	0,75	138,95	137,56	104,21	90,15	89,24
C-D	3,00	0,76	0,99	0,75	138,95	137,56	104,21	90,15	89,24
D-E	2,90	0,74	0,96	0,73	138,95	133,39	101,43	90,15	86,54
E-F	3,00	0,76	0,99	0,75	138,95	137,56	104,21	90,15	89,24
F-G	2,80	0,72	0,93	0,70	138,95	129,22	97,26	90,15	83,84

➤ Sens des petites portées (Charges triangulaires et trapézoïdales) :**Tableau VI.6 :** Détermination des charges uniformes (simplifiées) dans le sens des petites portées.

Travées	L_x [m]	ρ	L_m [m]	L_t [m]	ELU			ELS	
					q_u [KN/m ²]	q_{mu} [KN/ml]	q_{tu} [KN/ml]	q_s [KN/m ²]	q_{ms} [KN/ml]
A-B	4,10	0,87	1,53	1,27	138,95	212,59	176,46	90,15	137,92
B-C	2,55	0,76	0,85	0,64	138,95	118,11	88,93	90,15	76,63
C-D	3,34	0,96	1,12	0,84	138,95	155,62	116,72	90,15	100,96

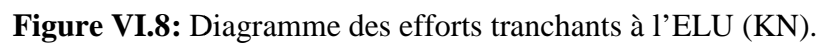
Remarque :

Les charges q_{mu} , q_{tu} et q_{ms} agissant sur les nervures trouvées dans les tableaux ci-dessus sont celles engendrées par un seul panneau. Étant donné que les nervures les plus sollicitées sont les nervures intermédiaires (Du milieu), il faut multiplier ces charges (q_{mu} , q_{tu} et q_{ms}) par 2 (Car les panneaux ont les mêmes dimensions et le même chargement) .

VI.7.4 Calcul des efforts internes :

Le calcul se fait à l'aide du logiciel ETABS. Les résultats sont illustrés dans les diagrammes suivants :

ELU : q_u X138,95 KN / ml



ELU : q_u X138,95 KN / ml



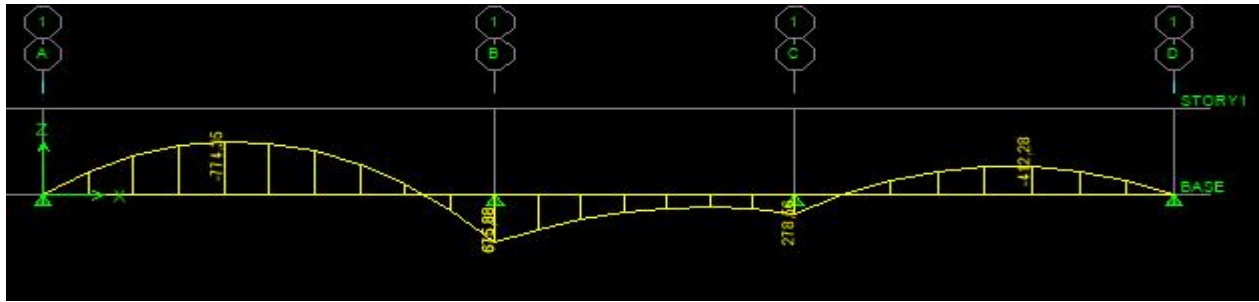


Figure VI.10: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (KN.m)

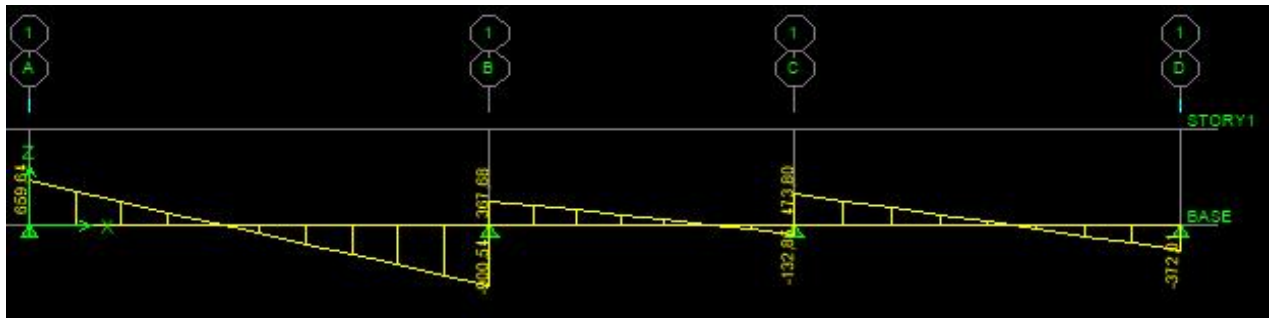


Figure VI.11 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (KN).

VI.7.5 Calcul des armatures :

➤ Sens des grandes portées:

$$M_t^{max} \text{ XZ405,83 KN.m}$$

$$M_a^{max} \text{ X446,93 KN.m}$$

$$b \text{ X50cm ; } h \text{ X 100m } d \text{ X 97,5 } f_{bc} \text{ X } M_p2 \text{ } \dagger_{st} \text{ X } M_p248$$

) Aux appuis :

$$M_a^{max} \text{ X446,93 KN.m}$$

$$\sim_u \text{ X } \frac{M_{ua}^x}{bd^2 f_{bu}} \text{ X } \frac{446,93 | 10^3}{50 | (97,5)^2 | 14,2} \text{ X } 0,066 \Phi \sim_l \text{ X } 0,392 \text{ SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\sim_u \text{ X } 0,066 | \leq \text{ X } 0,966$$

$$A_{ut} \frac{M_{ua}^x}{s_u d \dagger_{st}} \text{ X } \frac{446,93 | 10^3}{0,966 | 97,5 | 348} \text{ X } 13,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit 4HA20+2HA14 cm²/ml = 15,65 cm² avec un espacement de 20[cm] .

) En travée :

$$\sim_u \text{ X } \frac{M_{ut}^x}{bd^2 f_{bu}} \text{ X } \frac{405,83 | 10^3}{50 | (97,5)^2 | 14,2} \text{ X } 0,060 \Phi \sim_l \text{ X } 0,392 \text{ SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\sim_u X_{0,060} \mid \leq X_{0,969}$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ut}^x}{s_u d_{st}} X \frac{405,83 \mid 10^3}{0,969 \mid 97,5 \mid 348} X_{12,34 cm^2 / ml}$$

Soit 4HA20/ml = 12,57 cm² avec un espacement de **20[cm]**.

➤ **Sens des petites portées:**

$$M_t^{max} X_{774,35 KN.m}$$

$$M_a^{max} X_{675,88 KN.m}$$

$$b X_{50cm} ; h X_{100m} \quad d X_{97,5} \quad f_{bd} X_{14,2} \quad f_{bu} X_{14,2} \quad M_{pd}$$

) **Aux appuis :**

$$M_a^{max} X_{675,88 KN.m}$$

$$\sim_u X \frac{M_{ua}^y}{bd^2 f_{bu}} X \frac{675,88 \mid 10^3}{50 \mid (97,5)^2 \mid 14,2} X_{0,100} \Phi_{\sim_l} X_{0,392} \quad SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\sim_u X_{0,100} \mid \leq X_{0,947}$$

$$A_{ua} X \frac{M_{ua}^y}{s_u d_{st}} X \frac{675,88 \times 10^3}{0,947 \mid 97,5 \mid 348} X_{21,03 cm^2 / ml}$$

Soit 4HA20+(4HA16+2HA14) chap/ml = 23,69 cm² avec un espacement de 10[cm].

) **En travée :**

$$\sim_u X \frac{M_{ut}^y}{bd^2 f_{bu}} X \frac{774,35 \mid 10^3}{50 \mid (97,5)^2 \mid 14,2} X_{0,114} \Phi_{\sim_l} X_{0,392} \quad SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\sim_u X_{0,114} \mid \leq X_{0,939}$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}^y}{s_u d_{st}} X \frac{774,35 \mid 10^3}{0,939 \mid 97,5 \mid 348} X_{24,30 cm^2 / ml}$$

Soit 4HA20+(4HA16+4HA14) chap/ml = 26,75 cm² avec un espacement de **10 [cm]**.

VI.7.6 Vérifications à l'ELU :

➤ **Condition de non fragilité (BAEL 91 / Art. A.4.2.1)**

$$A_{min} \mid 0,23.b_0.d.\frac{f_{c28}}{f_e} X 0,23.f_{50} A_f \frac{2,1}{400} X 5,88 cm^2.$$

Toutes les sections d'armatures adoptées sont supérieures à A_{min}. La condition est donc vérifiée.

➤ **Vérification au cisaillement (BAEL 91/ Art A.5.1 ,211)**

La fissuration est peu préjudiciable, d'où :

$$\tau_u \times \frac{V_{\max}}{b.d} \Phi \tau_u \times \min\left\{\frac{0,07 f_{c28}}{\alpha_b}; 4Mpa\right\} \times 2,5Mpa$$

) **Sens des petites portées**

$$\tau_u \times \frac{954,54 \mid 10^3}{500 \mid 975} \times 1,95Mpa \Phi \tau_u \times 2,5Mpa.$$

) **Sens des grandes portées**

$$\tau_u \times \frac{532,76 \mid 10^3}{500 \mid 975} \times 1,09Mpa \Phi \tau_u \times 2,5Mpa.$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement.

➤ **Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91 / Art A.6.1 ,3)**

$$\tau_{se} \times \xi_s \cdot f_{t28}$$

Où :

ξ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)

$\xi_s = 1,5$ (Barres de haute adhérence).

Donc :

$$\tau_{se} \times 1,5 \mid 2,1 \times 3,15 Mpa$$

$$\tau_{se} \times \frac{V_{\max}}{0,9d \mu_i}$$

Où :

μ_i : Somme des périmètres utiles des barres.

) **Sens des petites portées**

$$\mu_i \times n f \{ \times 8 \mid 3,14 \mid 20 \times 502,40mm .$$

$$\tau_{se} \times \frac{954,54 \mid 10^3}{0,9 \mid 975 \mid 502,40} \times 2,16Mpa \Phi \tau_{se} \times 3,15 Mpa$$

) **Sens des grandes portées**

$$\mu_i \times n f \{ \times 6 \mid 3,14 \mid 20 \times 376,80mm$$

$$\tau_{se} \times \frac{532,76 \mid 10^3}{0,9 \mid 975 \mid 376,82} \times 1,61Mpa \Phi \tau_{se} \times 3,15 Mpa$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Calcul des armatures transversales (BAEL91 Art. A.7.2,2)**

$$s_t^{TM} \min \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; s_t \times \min f 2,86 ; 5,00 ; 4 \times \alpha_n$$

En guise d'armatures transversales, le choix se porte sur un cadre et un étrier en 10 (A_t= 1,54 cm²).

➤ **Armatures transversales minimales (Art. 7.5.2.2 du RPA 99)**

$A_{tmin} \geq 0,003 \cdot b \cdot d \geq 10 \cdot 50 \cdot 1,54 \text{ cm}^2 \geq A_{t adoptée} = 1,54 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée.

➤ **Espacement des armatures transversales**

) **Zone nodale**

$$S_{tmin} \leq \frac{h}{4} ; 12 \cdot \phi ; 24 \cdot \phi ; 24 \text{ cm} .$$

$$| \quad S_t \leq 20 \text{ cm} .$$

) **Zone courante**

$$S_{tmax} \leq \frac{h}{2} \cdot \frac{100}{2} \leq 50 \text{ cm} .$$

$$| \quad S_t \leq 20 \text{ cm} .$$

➤ **Espacement maximal des armatures transversales (BAEL 91 / Art. A.5.1 ,22)**

$$S_{tmax} \leq 0,9d ; 40 \text{ cm} \leq S_{tmax} \leq 87,75 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \leq S_{tmax} \leq 40 \text{ cm}$$

$$S_{tmax adoptée} = 20 \text{ cm} \leq S_{tmax} \leq 40 \text{ cm} . \quad | \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ **Délimitation de la zone nodale**

La zone nodale pour le cas des poutres (nervures) est délimitée dans la figure 7.2 du RPA 99 en page 63 (Zone nodale) comme suit :

$$l' \leq 2 \cdot h$$

Avec :

l' : Longueur de la zone nodale.

h : Hauteur de la poutre.

D'où :

$$l' \leq 2 \cdot 100 = 200 \text{ cm} .$$

➤ **Armatures de peau (BAEL 91 / Art. A.8.3)**

« Des armatures dénommées "armatures de peau" sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. ». D'où :

$$A_{\text{peau}} = 2 \cdot h \cdot A_s = 3,08 \text{ cm}^2 .$$

VI.7.7 Vérification des contraintes à l'ELS :

Le calcul des moments fléchissant à l'ELS se fait à l'aide du logiciel ETABS. Les résultats sont illustrés dans les diagrammes suivants :

) Sens des grandes portées :

ELS : $q_s \times 90,15 \text{ KN / ml}$

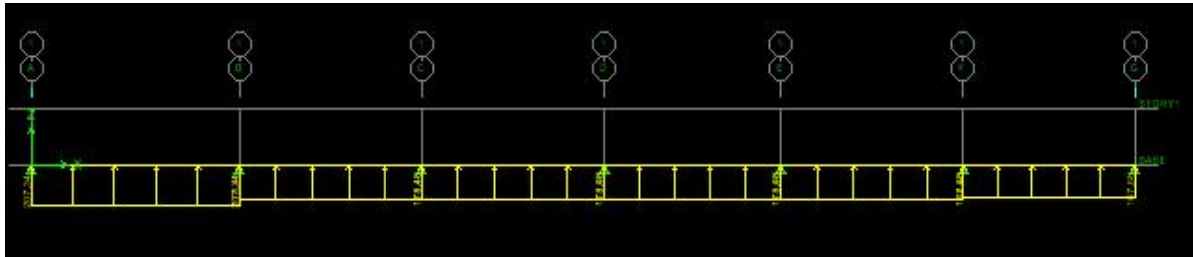


Figure VI.12: Le chargement à l'ELS (KN/m)

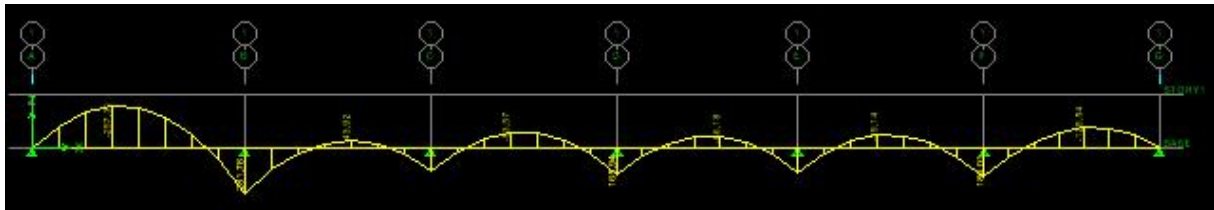


Figure VI.13: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (KN /m)

) Sens des petites portées :

ELS : $q_s = 90,15 \text{ KN/ml}$

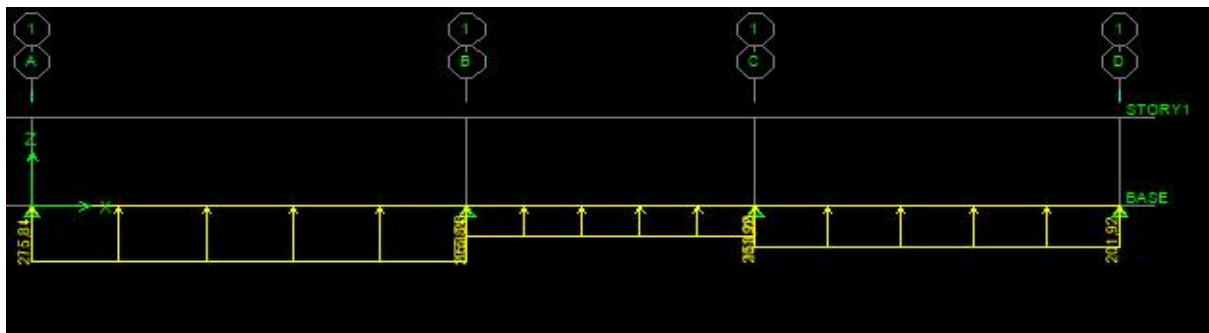


Figure VI.14: Le chargement à l'ELS (KN/m)

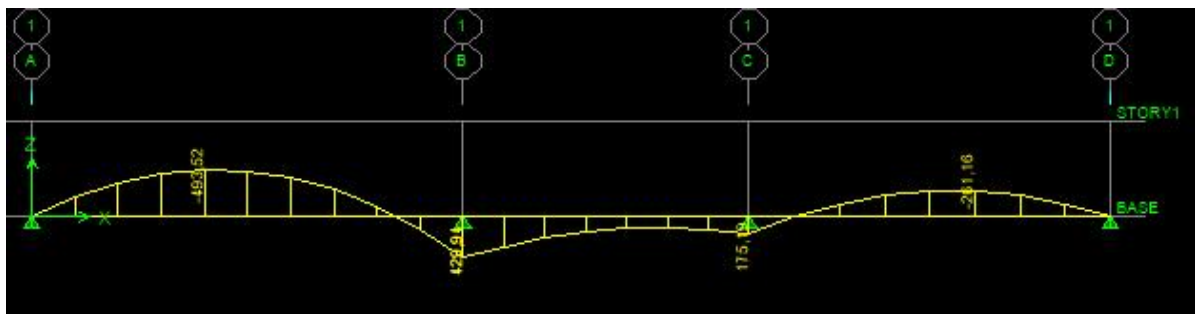


Figure VI.15 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (KN /m)

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable. **Donc :**

a. Contraintes dans les aciers

$$\bar{\sigma}_{st} \leq 348 \text{ Mpa} \quad | \quad \sigma_{st} \leq \frac{M_s}{S_d \cdot A}$$

b. Contraintes dans le béton

$$\bar{\sigma}_{bc} \leq 0,6 f_{c28} \leq 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ Mpa} \quad | \quad \sigma_{bc} \leq \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

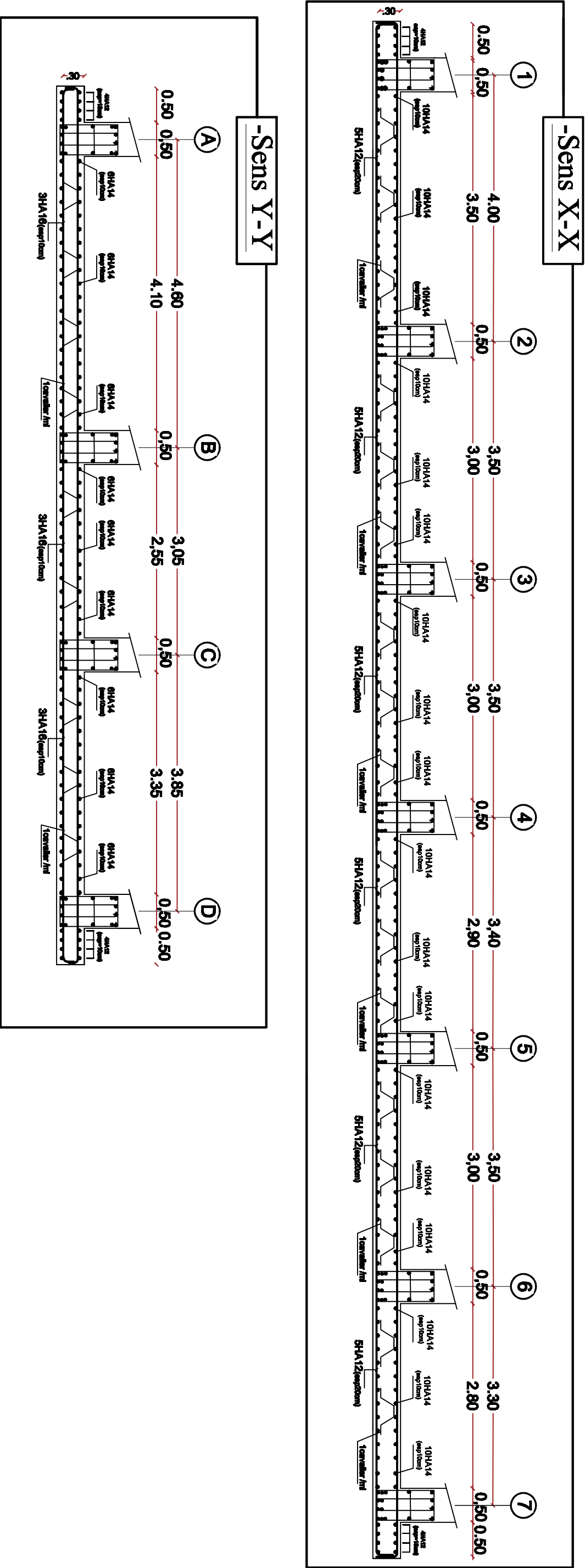
Où : K_1 et σ_{st} sont déterminés à l'aide d'abaques en fonction de $\dots \propto \frac{100 \cdot A}{b \cdot d}$.

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.7 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les nervures.

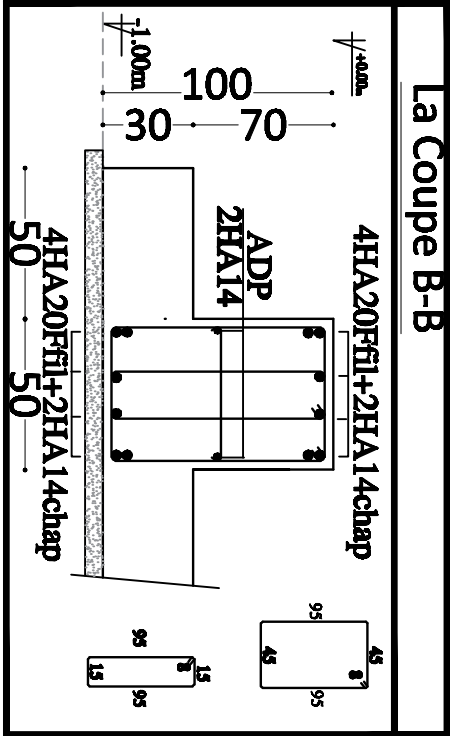
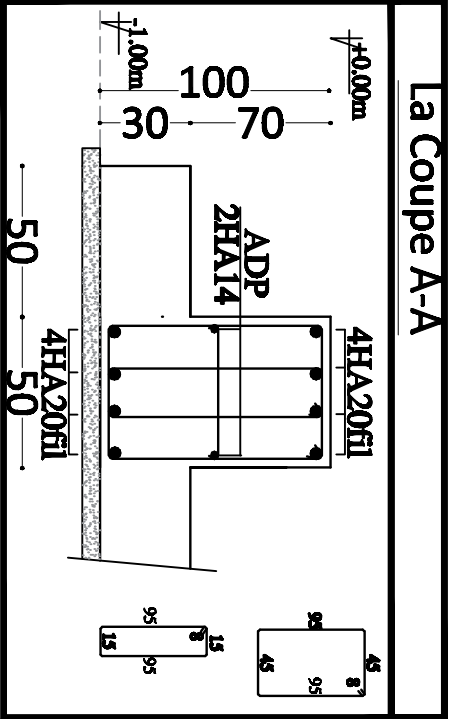
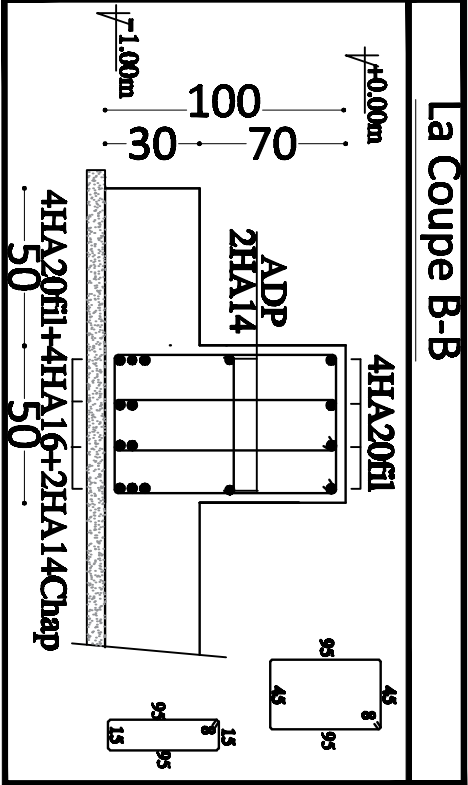
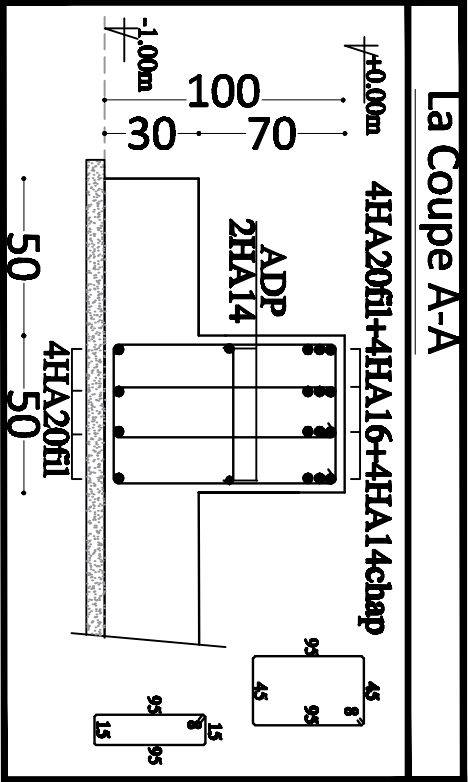
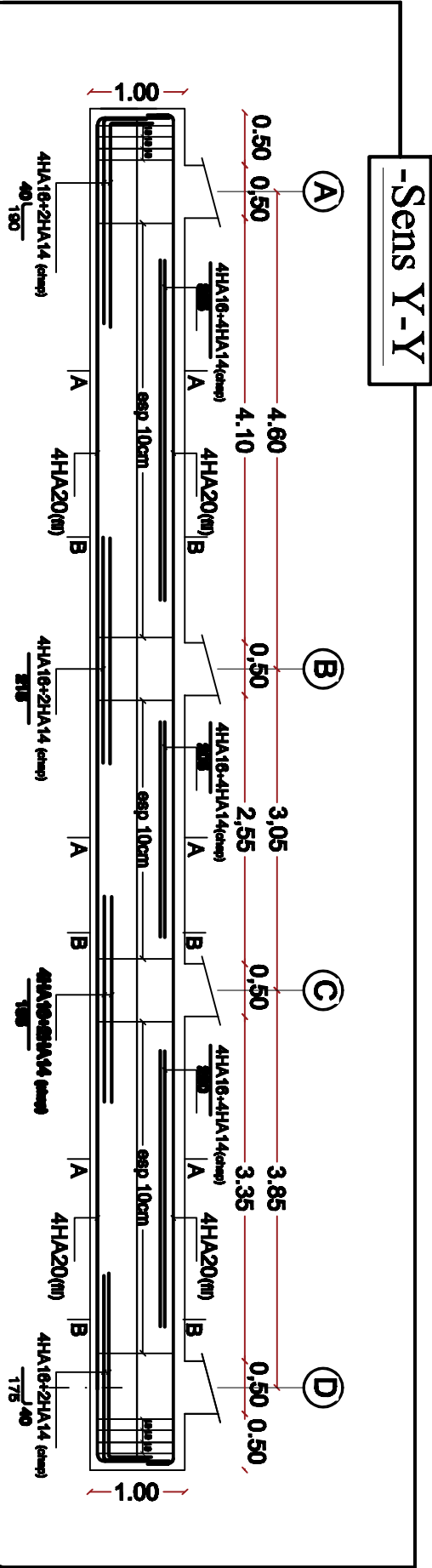
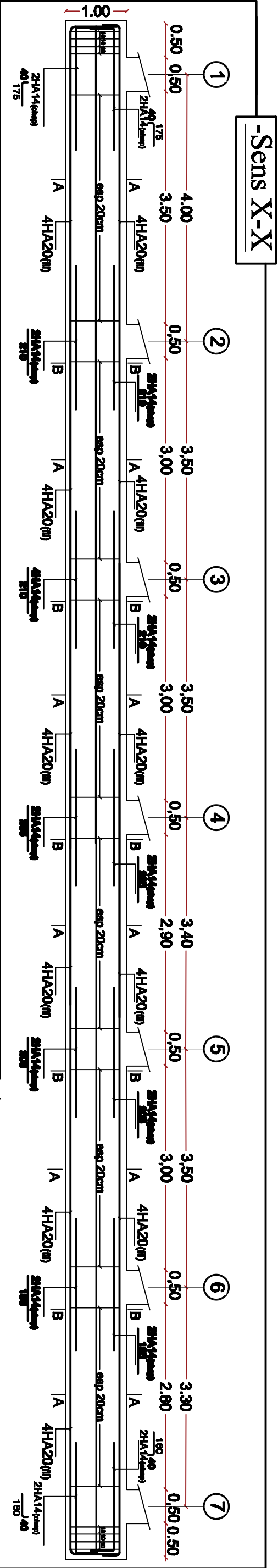
Sens	Zone	M_s [KN.m]	A [cm ²]		σ_{st}	K_1	σ_{st}^{bc} [MPa]	σ_{bc}^{bc} [MPa]	σ_{st}^{st} [MPa]	σ_{bc}^{bc} [MPa]	Obs
Petites portées	En travée	-493,52	26,75	0,548	0,890	30,45	212,61	6,98	348	15	C.V
	Aux appuis	429,94	23,69	0,485	0,895	32,62	207,97	6,37			C.V
Grandes portées	En travée	-257,31	12,57	0,257	0,920	47,50	228,21	4,80			C.V
	Aux appuis	281,78	15,65	0,321	0,911	41,18	202,70	4,92			C.V

FERRAILLAGE DE LA DALLE DU RADIER EP=30cm:



<u>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</u>			
<i>Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</i>			
<u>Etudié par :</u>		<u>Titre :</u>	
-M ^{elle} SMAIL Mélissa			
-M ^{elle} SGHOULANE Lynda		-ferrailage de la dalle du radier	
<u>Dirigé par :</u>			
-M ^r LOUZAI.A		<u>Echelle°:1/50</u>	
		<u>Plan N°:10</u>	
		<u>Promotion:</u>	
		2019	

FERRAILLAGE DES NERVURES (50X100) :



<u>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</u>			
<i>Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</i>			
<u>Etudié par :</u> -M ^{lle} SMAIL Mélissa -M ^{lle} SGHOUANE Lynda	<u>Titre :</u> -ferraillage des nervures	<u>Echelle°:1/50</u>	
<u>Dirigé par :</u> -M ^r LOUZALA		<u>Plan N°:09</u>	
		<u>Promotion:</u> 2019	

Conclusion Générale

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de mettre en application les acquis théoriques assimilés tout au long de notre cursus et d'affiner nos connaissances.

Il convient de signaler que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul ETABS 9.6), que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet.

La disposition optimale des voiles est un facteur important pour avoir un bon contreventement.

Une quantité importantes de voiles n'implique pas un bon comportement de la structure, mais la disposition optimale de ces derniers, c'est-à-dire le rapprochement maximal du centre des masses avec le centre d'inerties (excentricité presque nulle) donne des résultats satisfaisants qui se traduisent par une économie sur l'utilisation du béton et de l'acier, en infrastructure et en superstructure, tout en respectant la réglementation en vigueur et sans oublier que la longévité d'un ouvrage dépend, avant toute autre considération, de la qualité de sa fondation.

Bibliographie



BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limitent.



Règle parasismiques Algérienne (RPA 99 Version 2003).



DTR B-C 2-2 charges permanentes et charges d'exploitation.



Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).



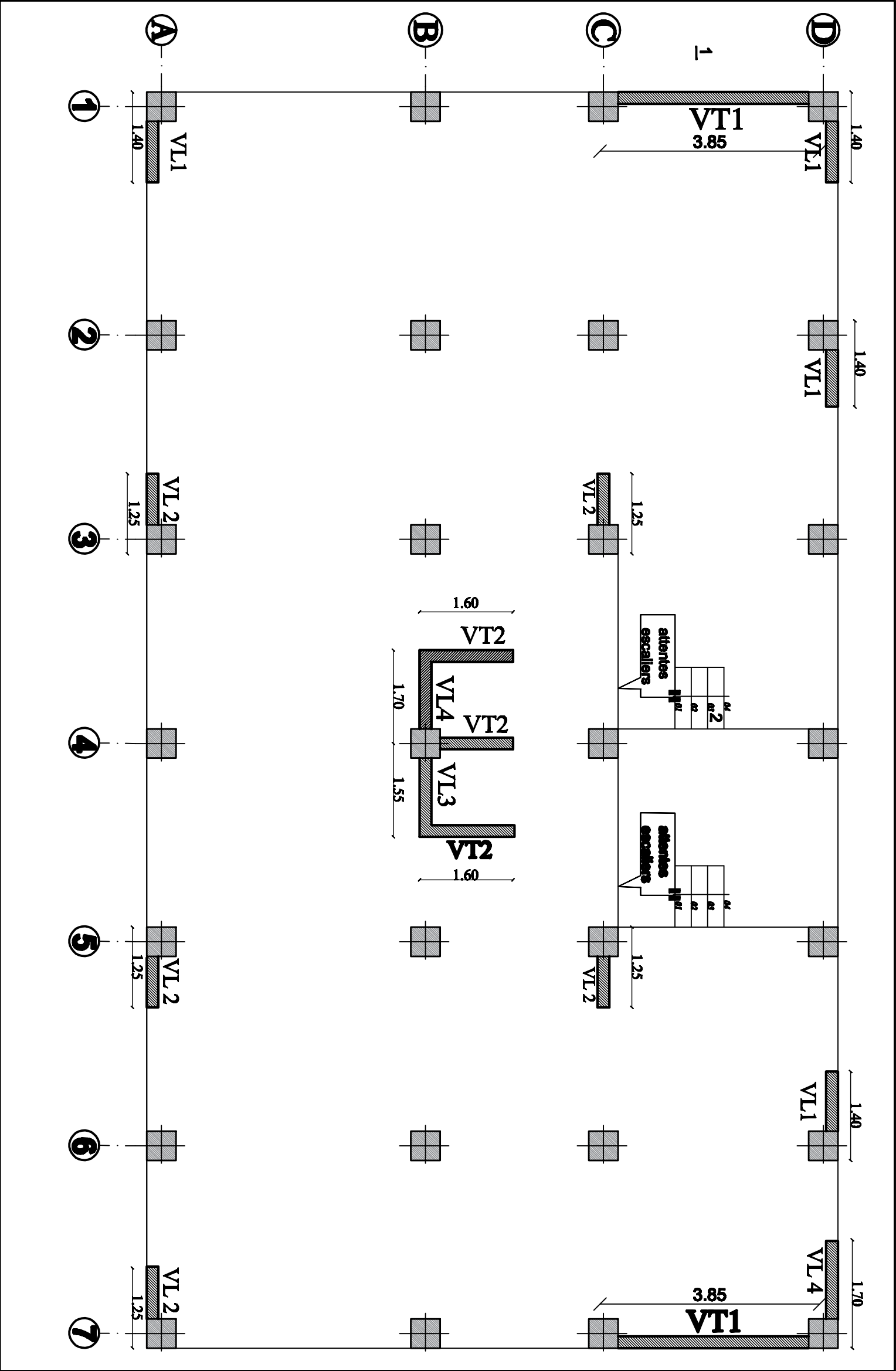
Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.



Les cours et TD du cursus de l'Université M.M.T.O. (Département G.C)



Tables de Pigeaud et table de calcul à l'ELU et l'ELS.



***Les Voiles Longitudinal:**

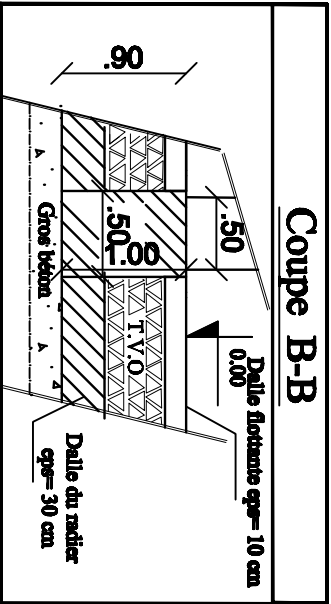
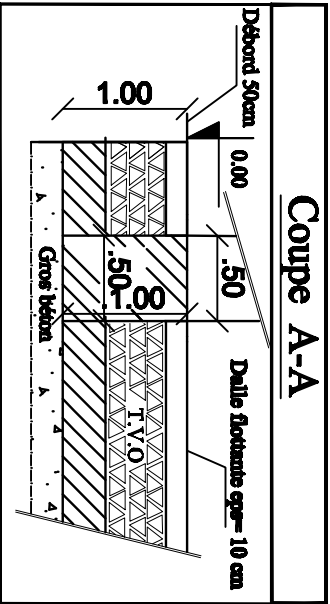
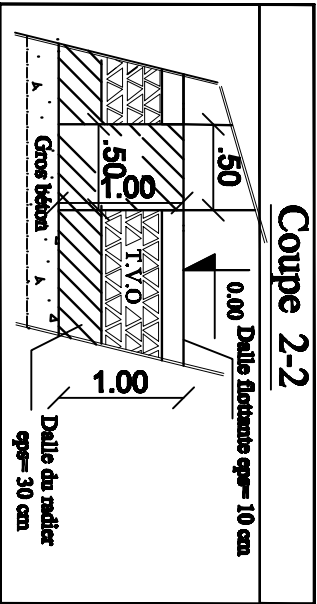
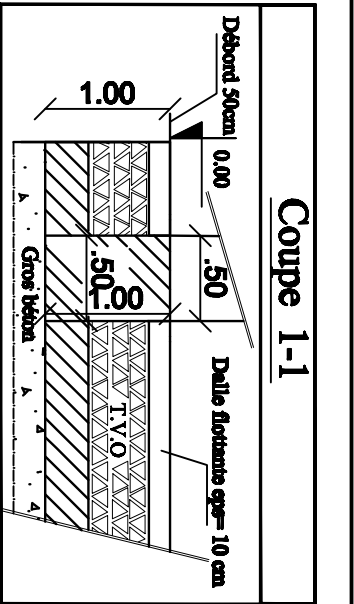
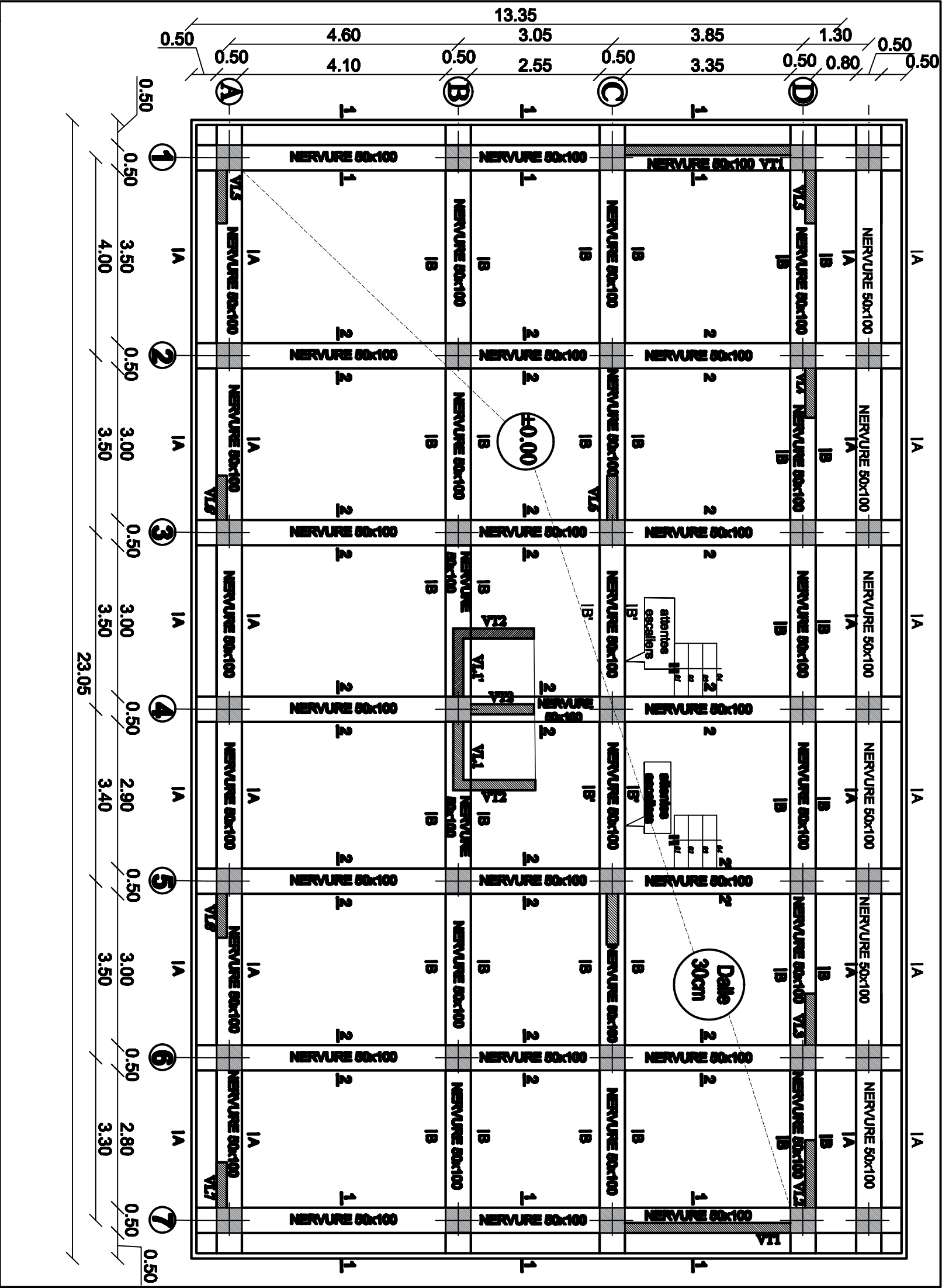
- VL 01 =1.40 m
- VL 02 =1.25m
- VL 03 =1.55m
- VL 03 =1.70m

***Les Voiles Transversal :**

- VT 01 =3.85 m
- VT 02 =1.60m

LA DISPOSITION DES VOILES

<u>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</u>			
<i>Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</i>			
<u>Etudié par :</u> -M ^{elle} SMAIL Méliissa -M ^{elle} SGHOUANE Lynda		<u>Titre :</u> La disposition des voiles	
<u>Dirigé par :</u> -M ^r LOUZAL.A			
		<u>Echelle°:</u> 1/50	
		<u>Plan N°:</u> 02	
		<u>Promotion:</u> 2019	

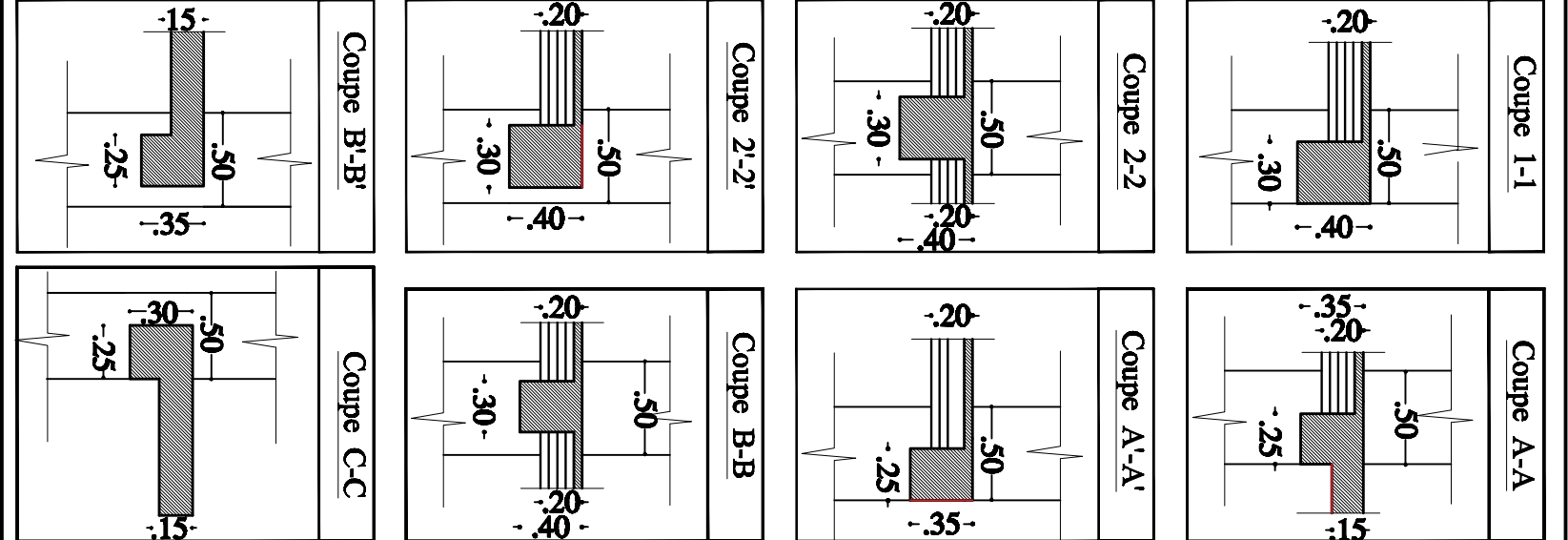
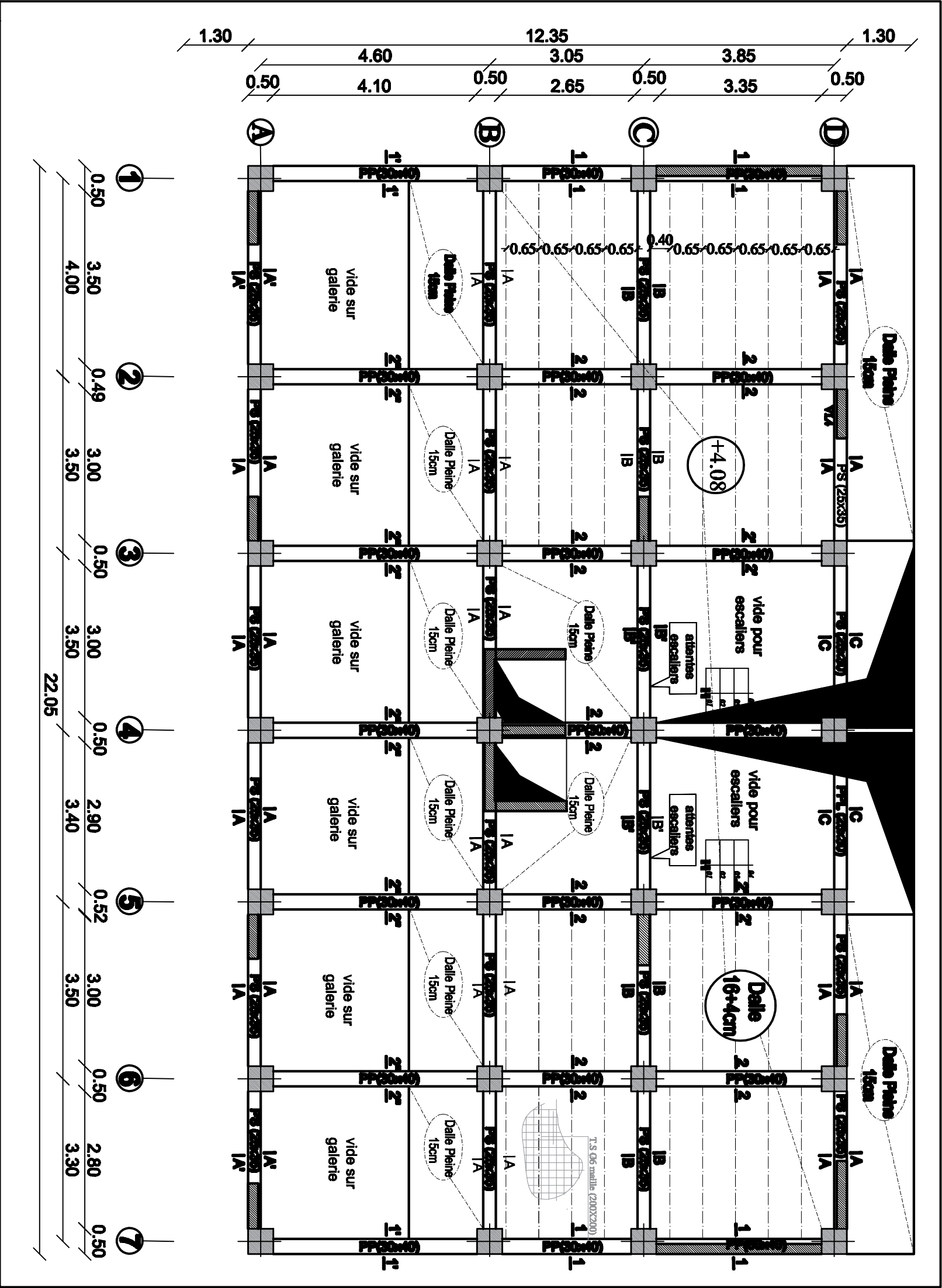


Zone: (I)

- Poteaux: (50X50)
- Nervure :(50X100)
- Débord :50cm
- Dalle flottante: ep=10cm
- Dalle de radier: ep=30cm

PLAN DE FONDATIONS
NIV ±0.00 (RDC)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE			
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil			
Etudié par :		Titre :	
-M ^{lle} SMAIL Méliissa		PLAN DE FONDATIONS	
-M ^{lle} SGHOULANE Lynda		NIV ±0.00 (RDC)	
Dirigé par :		Promotion:	
-M ^r LOUZAI.A		2019	



Zone: (I)

-Poteaux: (50X50)

-Poutres principales:(30X40)

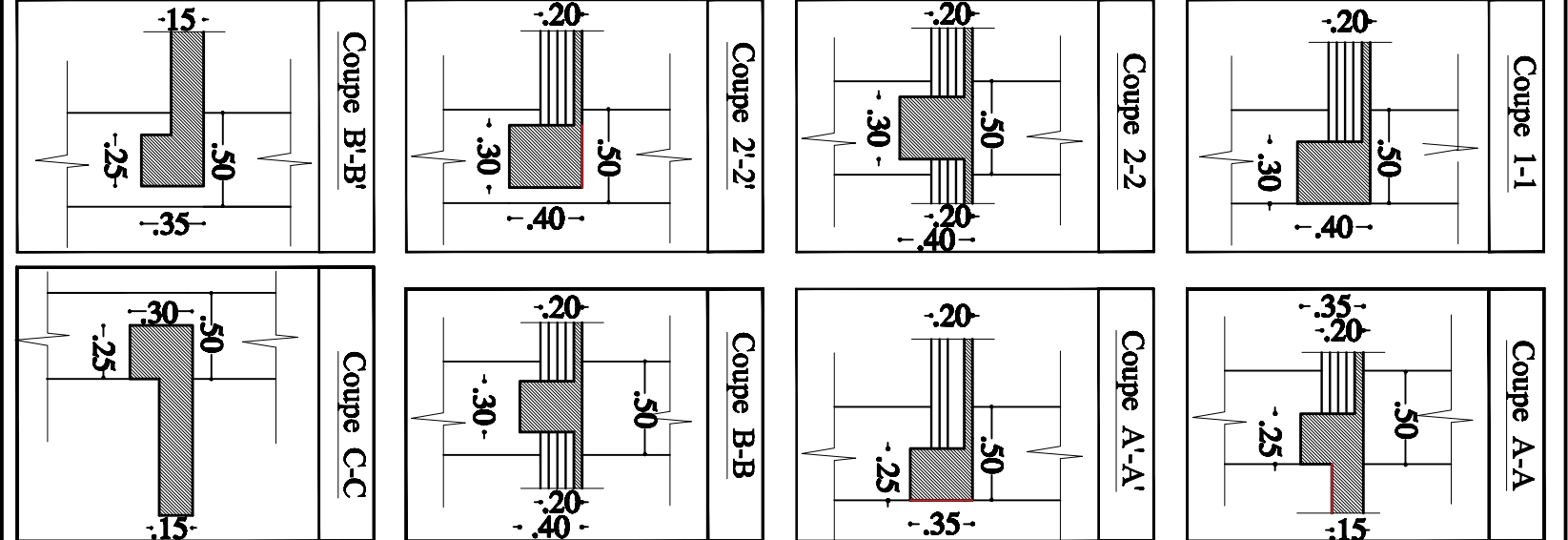
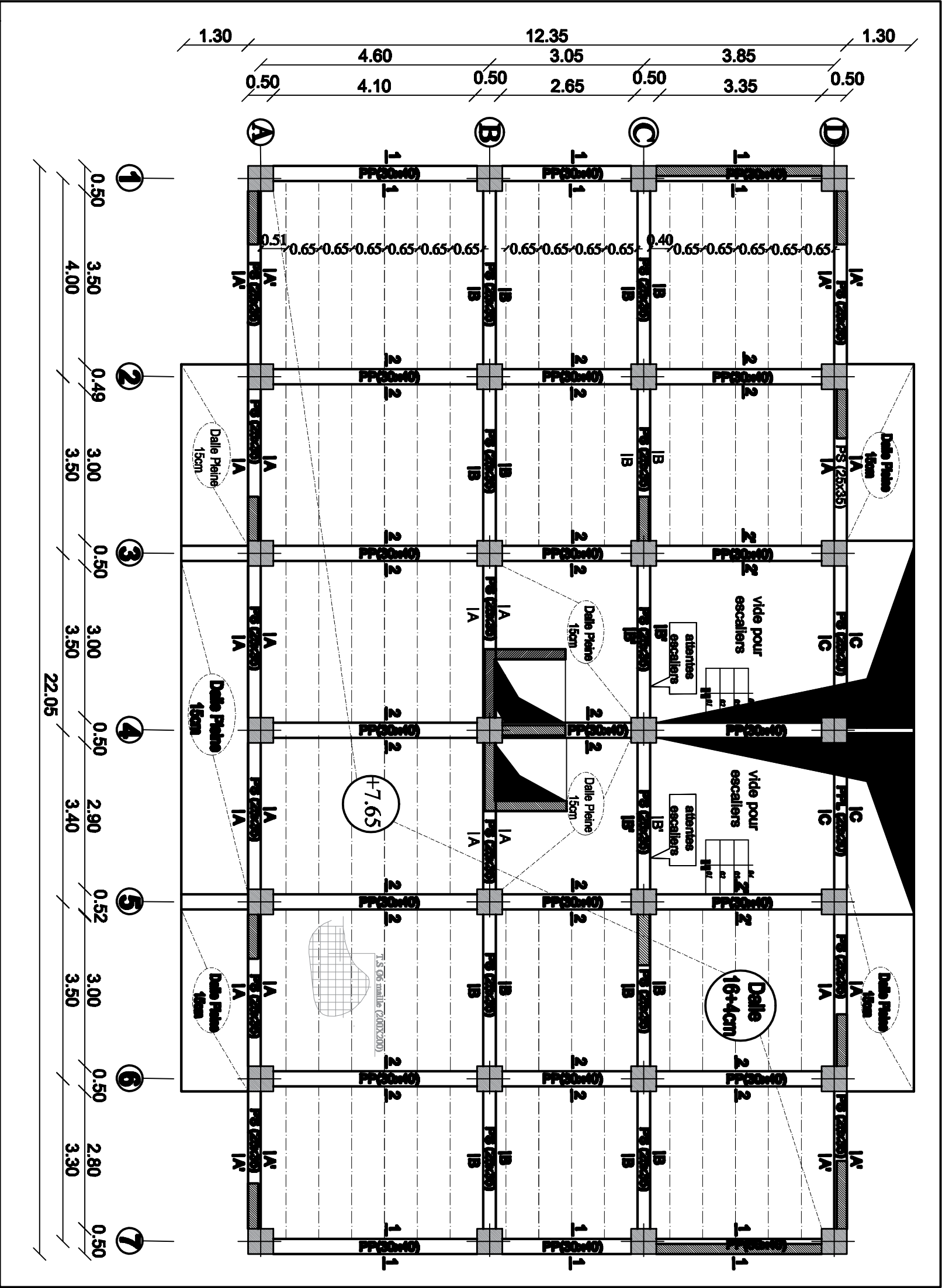
-Poutres secondaires:(25X35)

-Dalle (CC) :ep=20cm

PLAN DE COFFRAGE

(ETAGE SERVICE) NTV +4.08

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Etudié par : M ^{lle} SMAIL MELLASSA		
M ^{lle} SCHOULANE LYNDIA		
Dirigé par : M ^l LOUZALA		
Titre : PLAN DE COFFRAGE (ETAGE SERVICE) NTV +4.08		Echelle: 1/50
		Plan N°: 03
		Promotion: 2019



Zone: (I)

-Poteaux: (50X50)

-Poutres principales:(30X40)

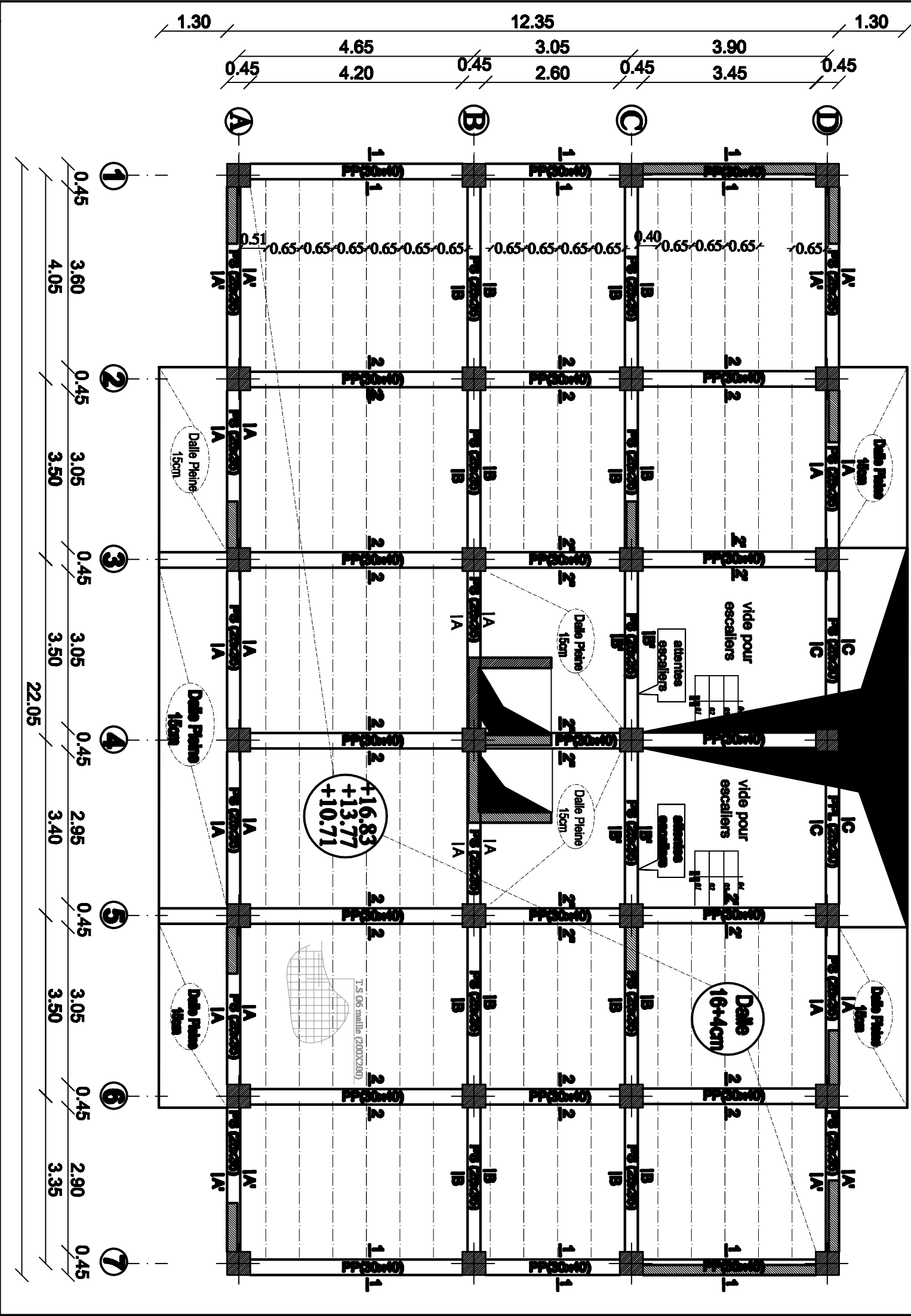
-Poutres secondaires:(25X35)

-Dalle (CC): ep=20cm

PLAN DE COFFRAGE

NIV +7.65(1^{er} ETAGE)

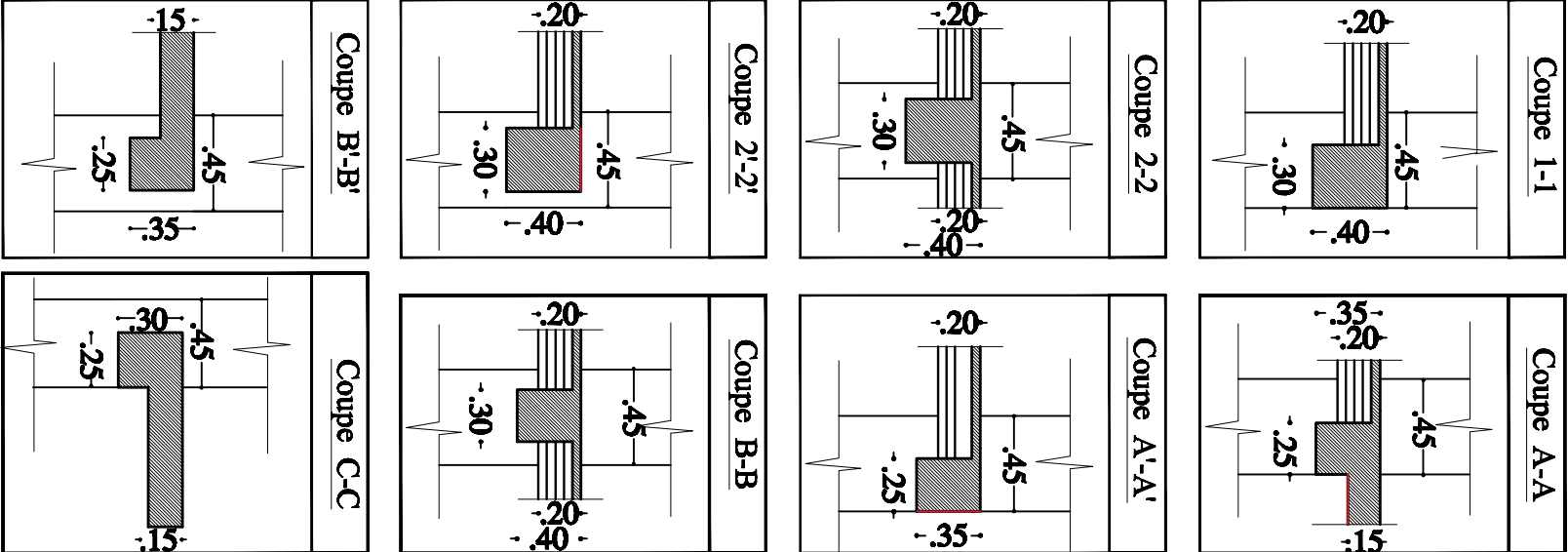
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Etudié par :		
M ^{lle} SMAIL M ^{lle} SCHOULANE Lynda		
Dirigé par :		
M ^l LOUZALA		
Titre :		Echelle: 1/50
PLAN DE COFFRAGE		Plan N°: 04
NIV +4.05(1 ^{er} ETAGE)		Promotion:
SERVICE		2019



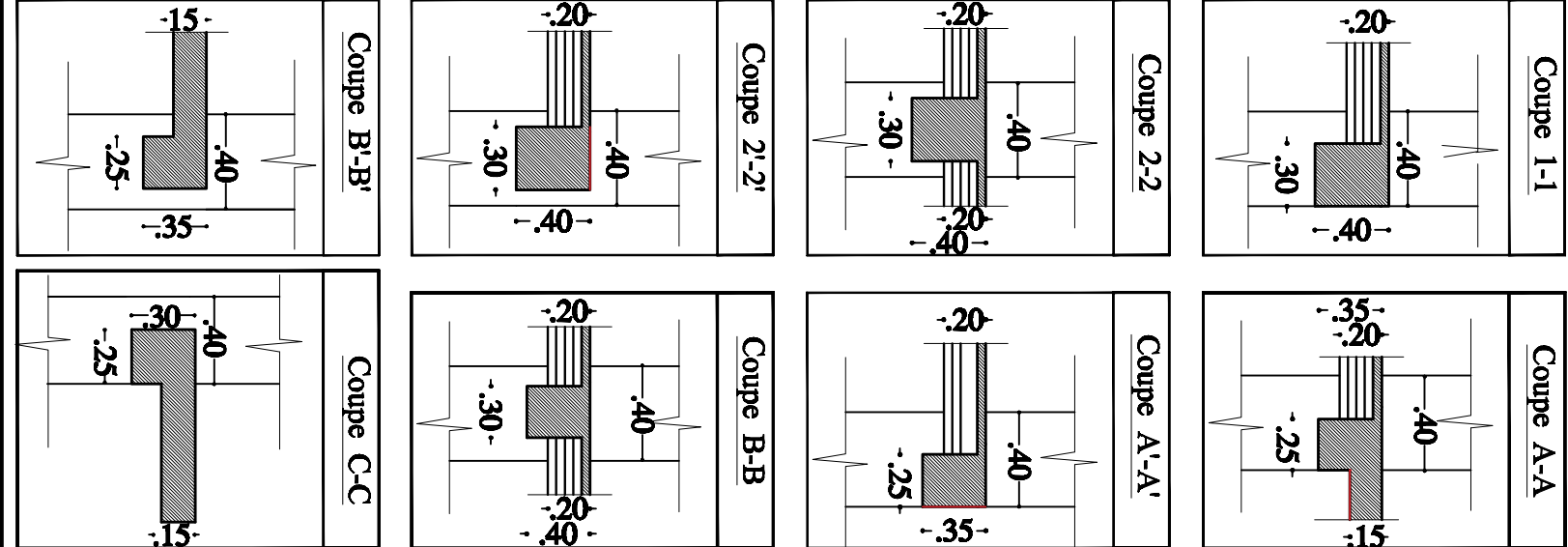
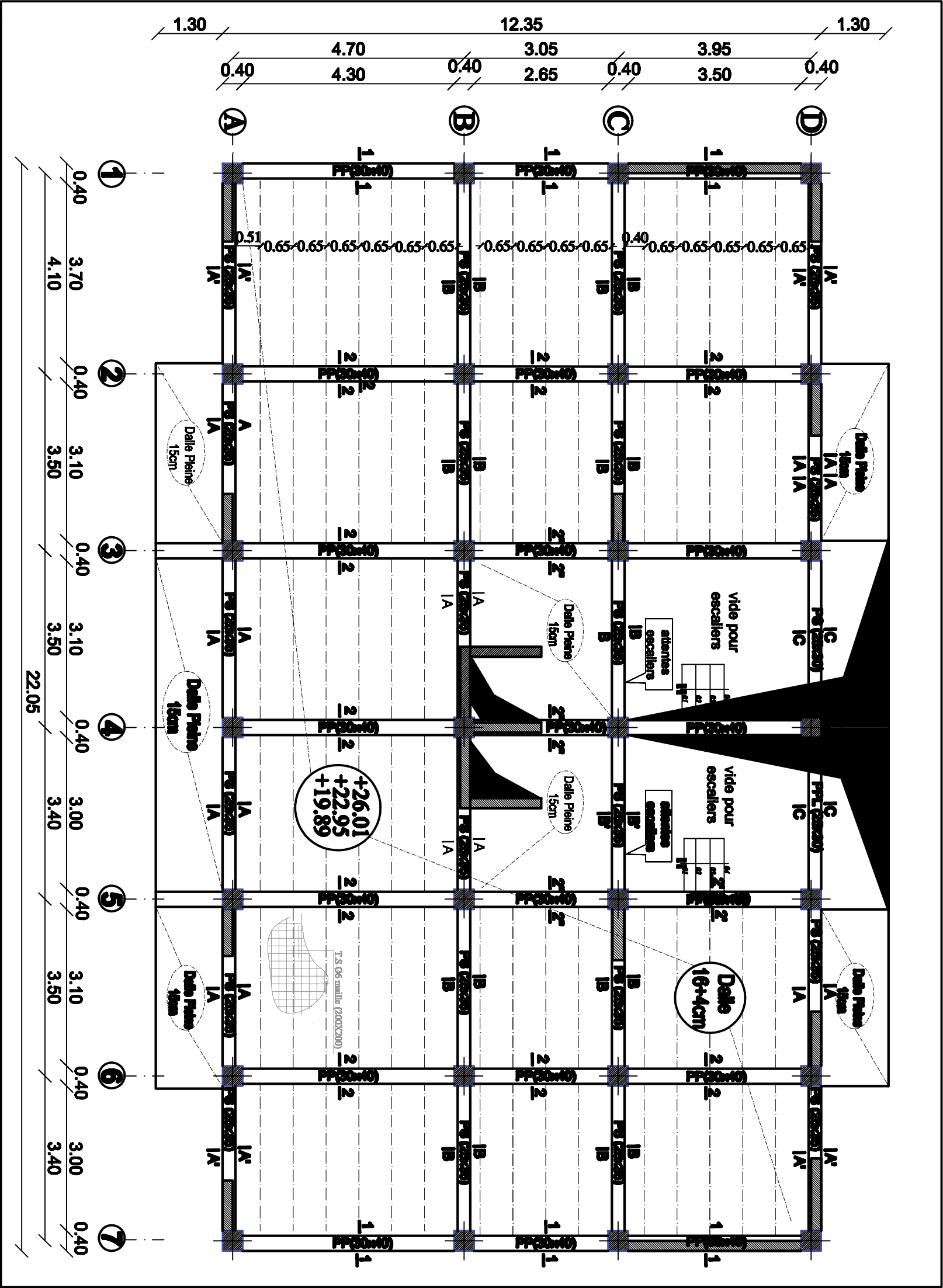
Zone: (II)

- Poteaux: (45X45)
- Poutres principales:(30X40)
- Poutres secondaires:(25X35)
- Dalle (CC) :ep=20cm

PLAN DE COFFRAGE
NIV +10.71,+13.77 ET 16.83
(2^{eme} ,3^{eme} ET 4^{eme} ETAGE)



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Etudié par : M^{lle} SMAIL Melissa		
M^{lle} SCHOULANE Lynda		
Titre : PLAN DE COFFRAGE		Echelle: 1/50
NIV +10.71,+13.77 ET 16.83 (2 ^{eme} ,3 ^{eme} ET 4 ^{eme} ETAGE)		
Dirigé par : M LOUZALA		Plan N°: 05
		Promotion: 2019



Zone: (III)

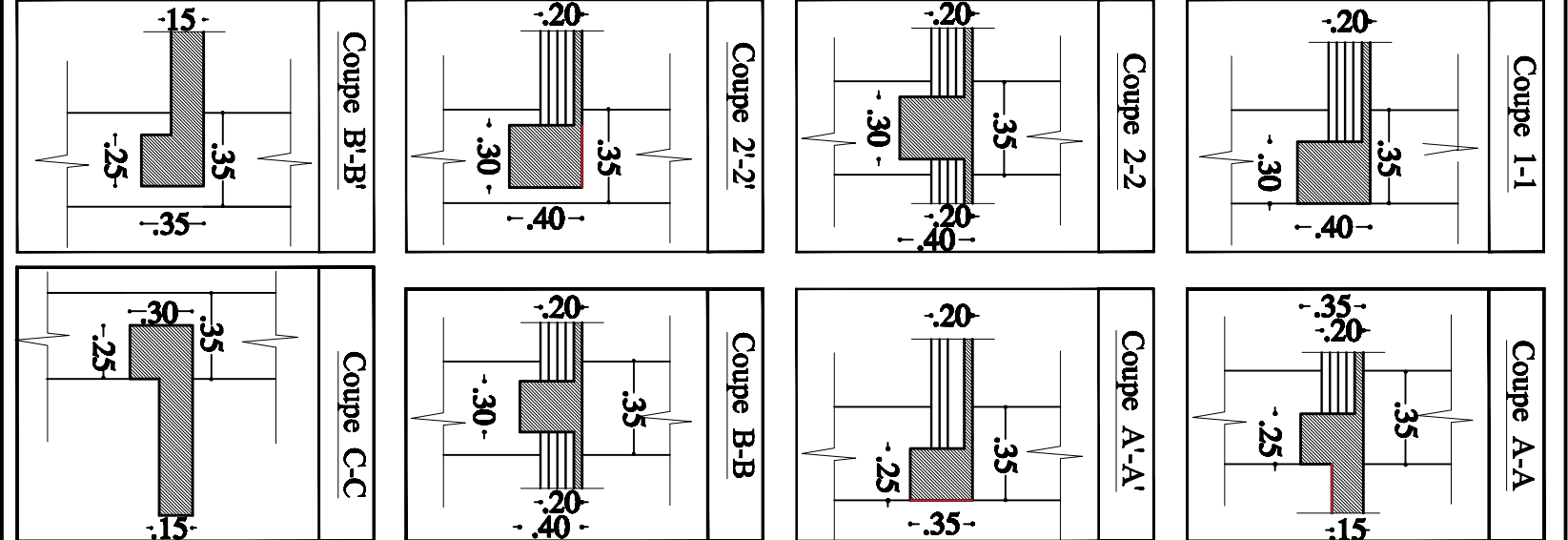
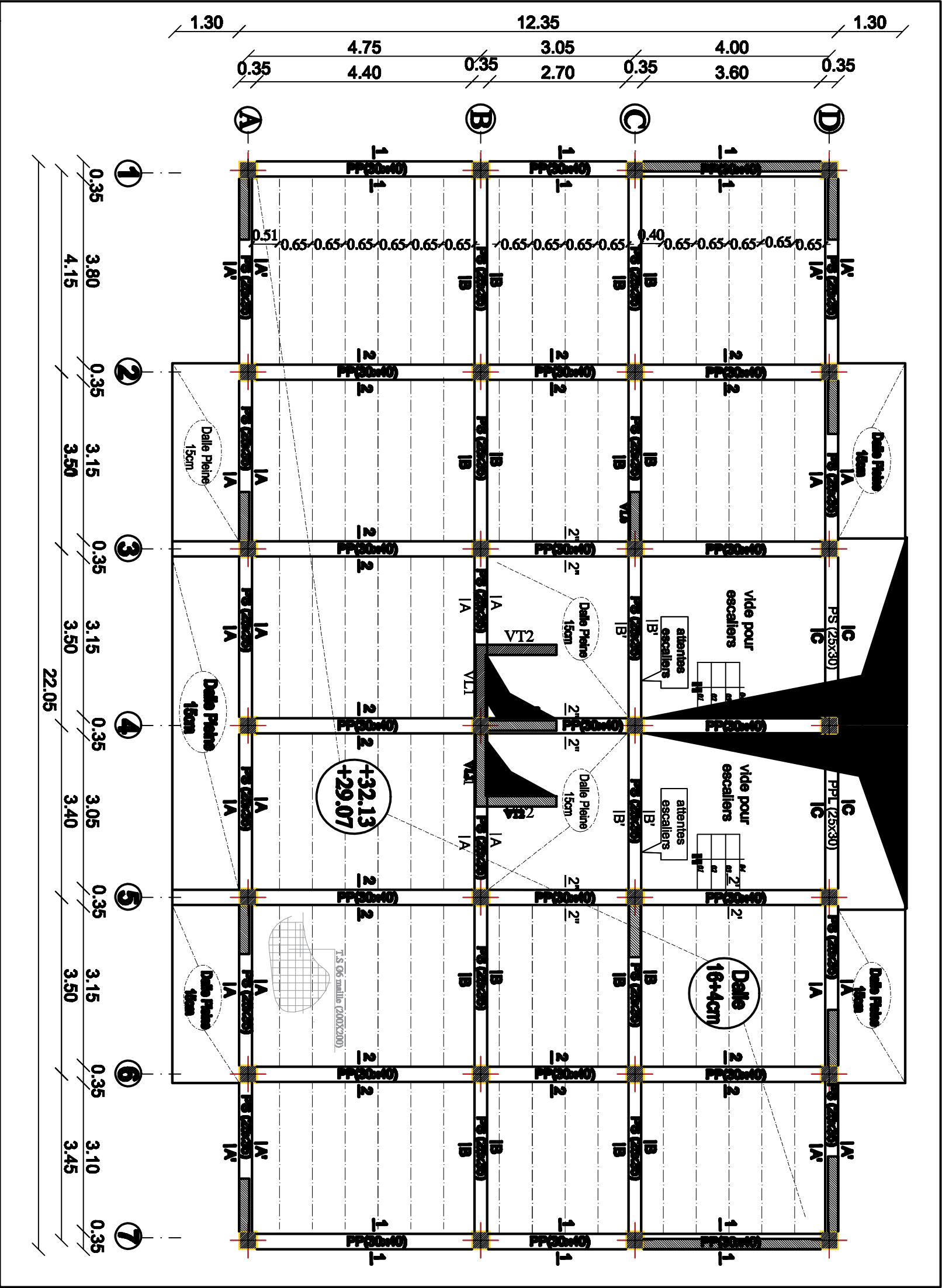
- Poteaux: (40X40)
- Poutres principales:(30X40)
- Poutres secondaires:(25X35)
- Dalle (CC) : ep=20cm

PLAN DE COFFRAGE

NIV +19.89,+22.95 ET 26.01

(5eme ,6eme ET 7eme ETAGE)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Etudié par :	Titre :	
M ^{lle} SMAIL Melissa	PLAN DE COFFRAGE	
M ^{lle} SCHOULANE Lynda	NIV +19.89,+22.95 ET 26.01	
Dirigé par :	(5eme ,6eme ET 7eme ETAGE)	
M ^l LOUZALA	Promotion:	
	2019	
	Echelle: 1/50	
	Plan N°: 06	



Zone: (IV)

-Poteaux: (35X35)

-Poutres principales:(30X40)

-Poutres secondaires:(25X35)

-Dalle (CC) : ep=20cm

PLAN DE COFFRAGE

NIV +29.07 ET 32.13

(8eme ET 9eme ETAGE)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

M^{lle} SMAIL Melissa

M^{lle} SCHOULANE Lynda

Dirigé par :

M^l LOUZALA

Titre :

PLAN DE COFFRAGE

NIV +29.07 ET 29.13

(8eme ET 9eme ETAGE)

Echelle: 1/50

Plan N°: 07

Promotion:

2019