

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOD MAMMERI, TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Mémoire de fin d'études

En vue de l'Obtention du Diplôme d'Ingénieur d'Etat
En Génie Civil
Option Construction Civile Et Industrielle

Thème

*Etude D'un bâtiment (R+9) à usage multiple en
B.A avec un contreventement mixte*



Dirigé par :
Mr IDDIR

Réalisé par :
Boufnar dehia
Boudjema kenza

Promotion 2018-2019

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier le bon dieu le tout puissant de nous voir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.

Nous adressons nos remerciements à notre promoteur Mr IDIR pour son aide, ses conseils durant toute la période de notre projet.

Nous remercions également les membres du jury qui nous ont fait l'honneur d'examiner notre travail.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience et leur encouragement.

Dehbia
kenza

Dédicaces

Pour que ma réussite soit complète je tiens à la partager avec les gens que j'aime.

Je dédie cet humble travail avec un grand amour, sincérité et fierté :

À mes très chers parents, source de tendresse, de noblesse et d'affection.

À mes frères et sœur, en témoignage de la fraternité, avec mes souhaites bonheur, de santé, et de succès et à tous les membres de familles.

*À tous mes amis, tous mes professeurs ;
A ma très chère collègue Malika et sa famille ;*

Kenza







Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin,

Ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie,

*Et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis,
merci mes parents.*

-  *A mon très cher frère **YOUCEF**.*
-  *A mes adorables sœurs « **OURDIA, KAHINA, ZINA et SAMIRA** »*
-  *A tout la famille « **BOUFNAR** »*
-  *A tout mes amis : **MALIK BELARIF, ASMA ZAIDI, DEHIA ZERROUK, YATAGHANE KENZA, TAHROUR KHALIDOUN et TAMANI LYSA.***
-  *A mon binôme **BOUDJEMA KENZA.***
-  *A toute la promotion de **GENIE CIVIL 2019.***

DEHBIA

« MALIKA »

SOMMAIRE

- ✚ Introduction général.

Chapitre I : Généralités.

- ✚ **I.1.** Présentation de l'ouvrage. 01
- ✚ **I.2.** Caractéristique géométrique de l'ouvrage. 01
- ✚ **I.3.** Description technique du bâtiment. 01
- ✚ **I.4.** Les éléments de l'ouvrage. 01
- ✚ **I.5.** caractéristiques des matériaux. 04
 - ✓ **I.5.1.** Le béton. 04
 - ✓ **I.5.2.** Les aciers. 08

Chapitre II : Pré-Dimensionnement des éléments.

- ✚ **II-1.** Introduction. 11
- ✚ **II.2.** Pré dimensionnement des planchers. 11
- ✚ **II.3.** Pré dimensionnement des éléments principaux. 12
 - ✓ **II.3.1.** Poutres principales. 13
 - ✓ **II.3.2.** Poutres secondaires 13
 - ✓ **II.3.3.** Pré-dimensionnement des poteaux. 14
- ✚ **II.4.** Evaluation des charges et surcharges. 15
 - ✓ **II.4.1.** Les charge d'exploitations. 17
- ✚ **II.5.** Loi dégression des charges. 19
- ✚ **II.6.** Vérifications relatives aux exigences de RPA. 21
- ✚ **II.7.** Pré-dimensionnement des voiles. 23

Chapitre III : Etude des éléments secondaires.

- ✚ **III.1.** Etude de l'Acrotère. 25
- ✚ **III.2.** Calcul des balcons. 32
- ✚ **III.3.** Calcul des planchers. 39
- ✚ **III.4.** Etude de la salle machine. 65
- ✚ **III.5.** Calcul des escaliers. 75
- ✚ **III.6.** Calcul de la poutre palière. 95

Chapitre IV: Etude de contreventement.

- ✚ **IV.1.** Introduction. 104
- ✚ **IV.2.** Etude des portiques. 104
- ✚ **IV.3.** Etude des refends. 111
- ✚ Conclusion. 122



Chapitre V : Modélisation et vérification RPA.

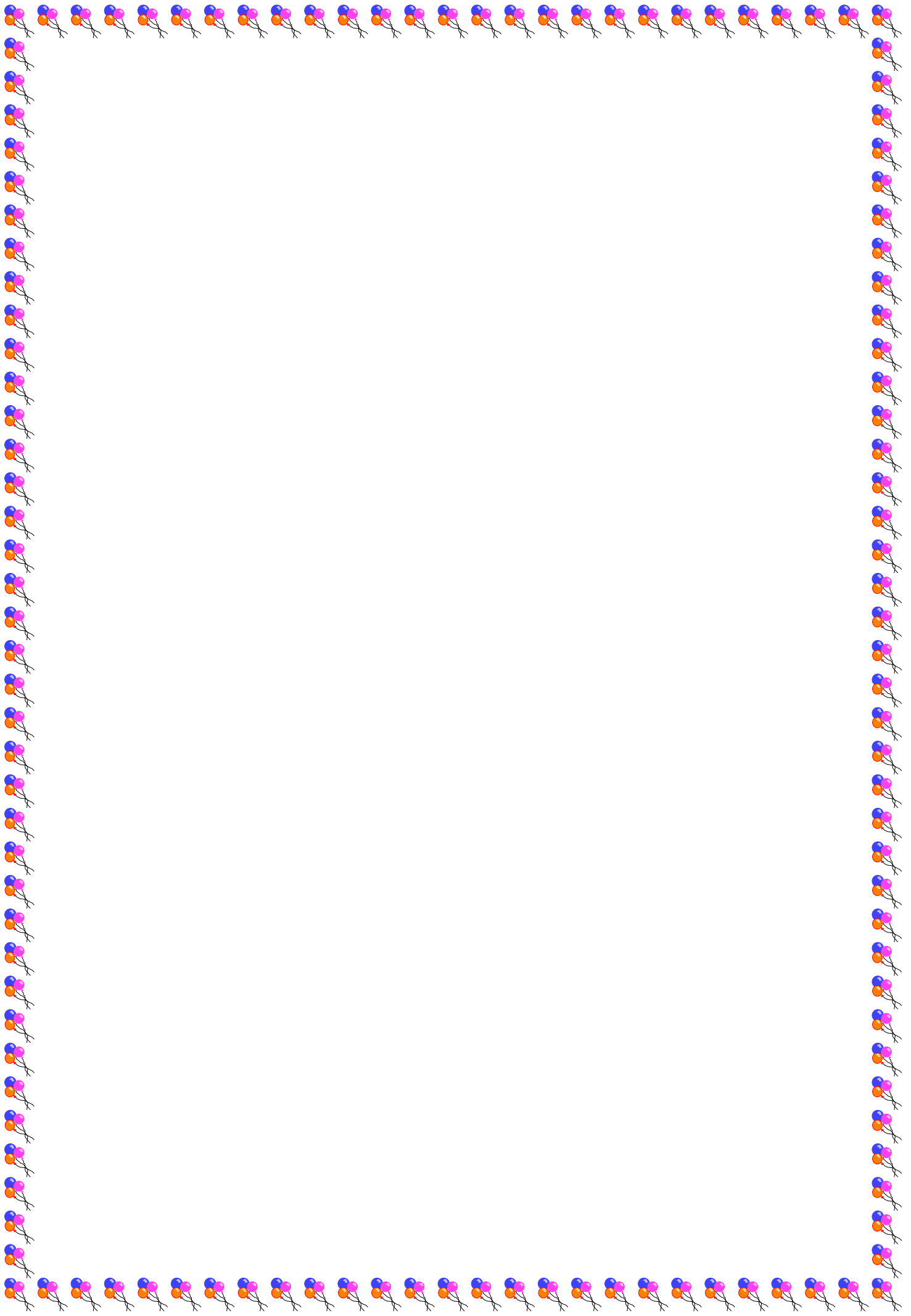
✚ V.1. Etude dynamique.	123
✚ V.2. Classification de l'ouvrage selon RPAA99/2003.	123
✚ V.3. Etude sismique.	124
✚ V.5. Vérifications selon les exigences du RPA.	127
✚ Conclusion.	151

Chapitre VI : Ferrailage des éléments.

✚ VI.1. Ferrailage des poteaux.	152
✚ VI.2. Ferrailage des poutres.	169
✚ VI.3. Ferrailage des voiles.	176

Chapitre VII: Etude de l'infrastructure.

✚ VII.1. Introduction.	197
✚ VII.2. Choix du type des fondations.	197
✚ VII.3. Etude du radier général.	202
✚ Conclusion générale.	



Liste des tableaux










✚ Tab I.1: Caractéristique des aciers utilisés.	09
✚ Tab II.1: Charge permanente du plancher (terrasse inaccessible).	15
✚ Tab II.2: Charges permanentes du plancher d'étage courant.	16
✚ Tab II.3: Charges permanentes des murs extérieurs.	17
✚ Tab II.4: Charges permanentes des murs intérieurs.	17
✚ Tab II.5: Récapitulatif de la descente de charge.	21
✚ Tab III.1: Charges permanentes du balcon.	33
✚ Tab III.2: Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde corps.	33
✚ Tab III.3: moment aux appuis a l'ELU.	45
✚ Tab III.4: moment en travée a l'ELU.	46
✚ Tab III.5: L'effort tranchant à L' ELU.	49
✚ Tab III.7: efforts tranchants à ELU cas N°2.	51
✚ Tab III.8: efforts tranchants à ELU cas N°3.	51
✚ Tab III.9: efforts tranchants à ELS cas N°1.	59
✚ Tab III.10: efforts tranchants à ELS cas N°2.	60
✚ Tab III.11: efforts tranchants à ELU cas N°3.	60
✚ Tab III.12: Charges permanentes de la volée.	78
✚ Tab III. 13 : Charges permanentes de palier.	78
✚ Tab IV.1 : rigidité des poutres principales.	105
✚ Tab IV.2 : rigidité des poutres secondaire.	106
✚ Tab IV.3 : rigidité des poteaux dans les deux sens.	107
✚ Tab IV.4 : Les rigidités par niveau des portiques.	109
✚ Tab IV.5 : Les rigidités par niveau des portiques.	111
✚ Tab IV.6 : Inertie des voiles sens transversal.	112
✚ Tab IV.7 : Inertie des voiles sens longitudinale.	113
✚ Tab IV.8 : Les rigidités des voiles parallèles à l'axe yy.	113
✚ Tab IV.9 : Les rigidités des voiles parallèles à l'axe xx.	114
✚ Tab IV.10 : Les rigidités relatives par niveau de l'ensemble (portiques + voile).	114
✚ Tab IV.11 : récapitulatif des flèches d'un voile de « $I = 1 \text{ m}^4$ ».	116
✚ Tab IV.12 : Inertie fictive des portiques parallèles à (yy).	120
✚ Tab IV.13 : Inertie fictive des portiques parallèles à (xx).	122
✚ Tab V.1 : Vérification de l'excentricité suivant x-x.	133
✚ Tab V.2 : Vérification de l'excentricité suivant y-y.	133
✚ Tab V.3 : Vérification du pourcentage de participation de la masse modale.	135
✚ Tab V.4 : Vérification de vibration des modes.	136
✚ Tab V.5 : Déplacements relatifs sous l'action E_x et E_y .	143
✚ Tab V.6: valeurs des pénalités P_q .	145

✚ Tab V.7: récapitulatif des résultats.	146
✚ Tab V.8: vérification de l'effet p- Δ .	148
✚ Tab VI.1: Caractéristique mécanique des matériaux.	152
✚ Tab VI.2: Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.	153
✚ Tab VI.3: sollicitations dans les poteaux.	154
✚ Tab VI.4: Calcul des armatures pour les poteaux.	158
✚ Tab VI.5: les armatures transversales minimales.	161
✚ Tab VI.6: délimitation de la zone nodale.	162
✚ Tab VI.7: vérification des contraintes tangentielles pour les poteaux.	163
✚ Tab VI.8: Vérification des contraintes à l'ELS.	165
✚ Tab VI.9: vérification condition de non fragilité.	166
✚ Tab VI.10: Section des armatures longitudinales.	169
✚ Tab VI.11: ferrailage des poutres principales.	171
✚ Tab VI.13: ferrailage des poutres secondaires.	171
✚ Tab VI.12: Vérifications armatures longitudinales à l'ELU.	172
✚ Tab VI.14: Vérifications armatures longitudinales à l'ELU.	172
✚ Tab VI.15: Vérification au cisaillement.	173
✚ Tab VI.16: Influence de l'effort tranchant sur le béton.	173
✚ Tab VI.17: Condition de non fragilité du béton de la section minimale.	175
✚ Tab VI.18: Moments à l'ELS.	176
✚ Tab VI.19: Vérifications des contraintes à l'ELS.	176
✚ Tab VI.20: Calcul des armatures verticales.	181
✚ Tab VI.21: ferrailage adopté pour le voile VL1.	186
✚ Tab VI.22: Ferrailage des voiles longitudinales de VL1.	189
✚ Tab VI.23: Ferrailage des voiles longitudinales de VL2.	191
✚ Tab VI.24: Ferrailage des voiles longitudinales de VL3.	192
✚ Tab VI.25: Ferrailage des voiles transversales de VT1.	193
✚ Tab VI.26: Ferrailage des voiles transversales de VT2.	195
✚ Tab VI.27: Ferrailage des voiles transversales de VT3.	196
✚ Tab VII.1: Surface de la semelle filante sous voiles longitudinaux.	199
✚ Tab VII.2: Surface de la semelle filante sous voiles transversal.	199
✚ Tab VII.3 : résultats du calcul d'une semelle filante sous poteaux.	201
✚ Tab VII.4: vérification la stabilité du radier.	208
✚ Tab VII.5: Tableau récapitulatif des sections d'armatures de la dalle.	214
✚ Tab VII.6: Vérification de la condition de non fragilité.	215
✚ Tab VII.7: Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).	222
✚ Tab VII.8: Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinale).	223
✚ Tab VII.9: les efforts interne dans les nervures.	227
✚ Tab VII.10: ferrailage adopté pour la nervure.	228
✚ Tab VII.11: Vérification des contraintes à l'ELS.	231

Liste des figures

✚ Fig I.1: Plancher en corps creux.	02
✚ Fig I.2: dalle pleine en béton armé.	02
✚ Fig I.3: Murs intérieur et extérieur.	03
✚ Fig I.4: « diagramme contrainte – déformation du béton ».	06
✚ Fig I.5: Diagramme contrainte déformation du béton (ELS).	07
✚ Fig I.6: Diagramme de calcul contraintes –déformation de l'acier.	10
✚ Fig II.1: coupe d'un plancher à corps creux.	11
✚ Fig II.2: Coupe verticale du plancher terrasse.	15
✚ Fig II.3: schématisation du plancher en corps creux.	16
✚ Fig II.4: Coupe verticale d'un mur extérieur.	16
✚ Fig II.5: Coupe horizontale d'un mur intérieur.	17
✚ Fig II.6: Surface revenant au poteau D3.	18
✚ Fig II.7: Loi de dégression des surcharges.	20
✚ Fig II.8: Coupe de voile en élévation.	23
✚ Fig II.9: Coupe des voiles en plan.	24
✚ Fig III.1: Coupe verticale de l'acrotère.	25
✚ Fig III.2: schéma statique de calcul et diagrammes des efforts.	25
✚ Fig III.3: Schéma de calcul de l'acrotère.	26
✚ Fig III.4: Plan de ferrailage de l'acrotère.	31
✚ Fig III.5: Schéma statique du balcon.	32
✚ Fig III.6: Coupe verticale détaillant la liaison balcon poutre.	32
✚ Fig III.7: schéma ferrailage du balcon.	38
✚ Fig III.8: Ferrailage de la dalle de compression.	40
✚ Fig III.9: Surfaces revenant aux poutrelles.	40
✚ Fig III.10: schéma statique de la poutrelle.	41
✚ Fig III.11: section de la poutrelle.	41
✚ Fig III.12: schémas statique de la travée 1.	45
✚ Fig III.13: diagramme des moments fléchissant à ELU.	46
✚ Fig III.12: schémas statique de la travée cas N°1.	47
✚ Fig III.14: Diagramme des moments fléchissant cas N°1.	47
✚ Fig III.15: schémas statique de la travée cas N° 2.	48
✚ Fig III.16: Diagramme des moments fléchissant cas N°2.	48
✚ Fig III.17: schémas statique de la travée cas N°3.	48
✚ Fig III.18: Diagramme des moments fléchissant cas N°3.	49
✚ Fig III.19: diagramme des efforts tranchant à ELU cas N°2.	50
✚ Fig III.20: Diagramme des efforts tranchants à ELU cas N°1.	50
✚ Fig III.21: Diagramme des efforts tranchants à ELU cas N°2.	51
✚ Fig III.22: Diagramme des efforts tranchants à ELU cas N°3.	51
✚ Fig III.23: diagramme des moments fléchissant à ELS cas N°1.	56
✚ Fig III.24: diagramme des moments fléchissant à ELS.	57
✚ Fig III.25: Diagramme des moments fléchissant à L'ELS cas N°1.	58
✚ Fig III.26: Diagramme des moments fléchissant à L'ELS cas N°2.	58
✚ Fig III.27: Diagramme des moments fléchissant à L'ELS cas N°3.	58

✚ Fig III.28: Diagramme des efforts tranchant à L'ELS cas N°1.	59
✚ Fig III.29: Diagramme des efforts tranchant à L'ELS cas N°2.	59
✚ Fig III.30: Diagramme des efforts tranchant à L'ELS cas N°3.	60
✚ Fig III.31: ferrailage de la poutrelle.	64
✚ Fig III.32: schéma statique de la salle machine.	65
✚ Fig III.33: Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine.	74
✚ Fig III.34: Principaux termes relatifs à un escalier.	75
✚ Fig III.35: Schéma statique de l'escalier.	77
✚ Fig III.36: Schéma statique de l'escalier à (ELU) d'étage courant.	79
✚ Fig III.37: Diagramme des efforts internes à l'ELU.	81
✚ Fig III.38: Section droite de la paillasse à étudié.	82
✚ Fig III.37: Schéma statique à l'ELS.	85
✚ Fig III.40: Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS.	88
✚ Fig III.41: section droite des escaliers.	91
✚ Fig III.42: schéma de ferrailage d'escalier.	94
✚ Fig III.43: schéma statique de la poutre palière.	95
✚ Fig III.44: section de la poutre palière.	95
✚ Fig III.45: charge de la poutre à l'ELU.	96
✚ Fig III.46: Diagramme des efforts internes à l'ELU.	97
✚ Fig III.47: charge de la poutre a L'ELS.	100
✚ Fig III.48: Diagramme des efforts internes.	101
✚ Fig III.49: Schéma de ferrailage de la poutre palière.	103
✚ Fig IV.1: Identification des paramètres.	104
✚ Fig IV.2: Refend longitudinal.	112
✚ Fig IV.3: Refend transversal.	112
✚ Fig IV.4: Diagramme des moments des aires.	115
✚ Fig V.1 : modèle 3D de la structure après modélisation.	129
✚ Fig VI.2: schéma de ferrailage des poteaux.	168
✚ Fig VI.3: Ferrailage en travée d'une poutre principale.	177
✚ Fig VI.4: Ferrailage sur appuis d'une poutre principale.	177
✚ Fig VI.5: Ferrailage en travée d'une poutre secondaire.	178
✚ Fig VI.6: Ferrailage sur appuis d'une poutre secondaire.	178
✚ Fig VI.8: Disposition des voiles dans notre structure.	179
✚ Fig VI.9: Disposition des armatures verticales dans les voiles.	182
✚ Fig VII.1: Dimensions d'une fondation.	198
✚ Fig VII.2: Diagramme des contraintes.	206
✚ Fig VII.3: Périmètre utile des voiles et des poteaux.	209
✚ Fig VII.4: le panneau le plus sollicité.	211
✚ Fig VII.5: Schéma statique du débord.	217
✚ Fig VII.6: Présentation du chargement simplifié.	220
✚ Fig VII.7: Répartition triangulaire.	220
✚ Fig VII.8: diagramme de chargements des nervures à l'ELU.	224
✚ Fig VII.10: diagramme de chargements des nervures à l'ELS.	224
✚ Fig VII.9 : diagramme des moments fléchissant à l'ELU.	224
✚ Fig VII.11: diagramme des moments fléchissant à l'ELS.	224
✚ Fig VII.12: diagramme de chargements des nervures à l'ELU.	225
✚ Fig VII.13: diagramme de l'effort tranchant a l'ELU.	225
✚ Fig VII.14: diagramme de chargements l'effort tranchant a l'ELS.	225

 Fig VII.15: diagramme de l'effort tranchant a l'ELS.	225
 Fig VII.16: diagramme de chargements des nervures à l'ELU.	225
 Fig VII.17: diagramme des moments fléchissant à l'ELU.	226
 Fig VII.19: diagramme des moments fléchissant a l'ELS.	226
 Fig VII.18: diagramme de chargements des nervures à l'ELS.	226
 Fig VII.20: diagramme de chargements des nervures à l'ELU.	226
 Fig VII.21: diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.	226
 Fig VII.22: diagramme de chargements des nervures à l'ELS.	227
 Fig VII.23: diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.	227

Introduction

Le Génie Civil est un ensemble de techniques portant sur l'art de bâtir en général, notamment des bâtiments et constructions civiles. Tout en assurant la sécurité, la résistance et la tenue au service des structures, les ingénieurs de Génie Civil s'occupent du calcul, du suivi et de la réhabilitation des différents types des bâtisses, et ce, afin de répondre aux besoins de la société.

D'après les expériences pratiques, les ouvrages sont vulnérables face à des aléas divers tel que les séismes, les dégradations dues à l'exploitation ou à l'environnement d'implantation, la fatigue ou encore des malfaçons de réalisation.

C'est pour ces raisons que tout calcul en Génie Civil doit être conforme aux règlements en vigueur, à l'exemple du RPA 99 version 2003 qui régit le calcul sismique en Algérie, ainsi que le BAEL 91 modifié 99, utilisé pour le calcul du béton armé aux états limites, etc.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment comportant un RDC plus 9 étages dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques avec une justification de l'interaction portiques voiles. Dans cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis ETABS (Version 9.6) particulièrement efficace dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages. Il nous a permis non seulement la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure, mais aussi les efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont ensuite utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le BAEL91 et les Règles Parasismiques Algériennes "RPA99/Version 2003".

IV.1. Introduction :

Dans ce chapitre, nous étudierons le système structurel et les caractéristiques géométriques des éléments de contreventement. La fonction de contreventement consiste à parer la structure contre les sollicitations horizontales ; vent et séisme. Le contreventement peut être assuré par :

- Des voiles ou murs appelés couramment refends entrant dans la composition de l'ouvrage.
- Du système « poteaux poutres » formant des portiques d'étage.
- Des cages d'escalier et d'ascenseurs ou gaines représentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.
- Une combinaison de portiques et refends rigidement liés travaillant conjointement pour faire face au séisme.

Sous l'action des forces horizontales, un refend et un portique présentent des déformés fondamentalement différentes, la déformation du refend étant régie par la flexion d'ensemble (dans le cas des refend à faible élancement, la déformation est due à l'effort tranchant), et celle du portique par la flexion des barres (due à l'effort tranchant de l'ensemble), la liaison entre le portique et le refend a pour résultat de créer une structure mixte.

Le comportement de ce genre de structure devient très complexe s'il on fait intervenir l'interaction refend portique. Le but de ce chapitre est justement de déterminer la répartition des efforts horizontaux entre les refends et les portiques. Pour cela on va comparer l'inertie des voiles à celle des portiques auquel nous allons attribuer une inertie fictive.

IV.2. Etude des portiques

IV.2.1. Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres

a. Détermination des longueurs de calcul des poteaux et poutres :

La rigidité des portiques sera déterminée à l'aide de la méthode de MUTO, utilisé pour le calcul des portiques sous charges horizontales. Elle utilise des rigidités relatives de niveau.

Ainsi la rigidité des poteaux est multipliée par un coefficient correcteur pour tenir compte de la flexibilité des poutres arrivant aux nœuds.

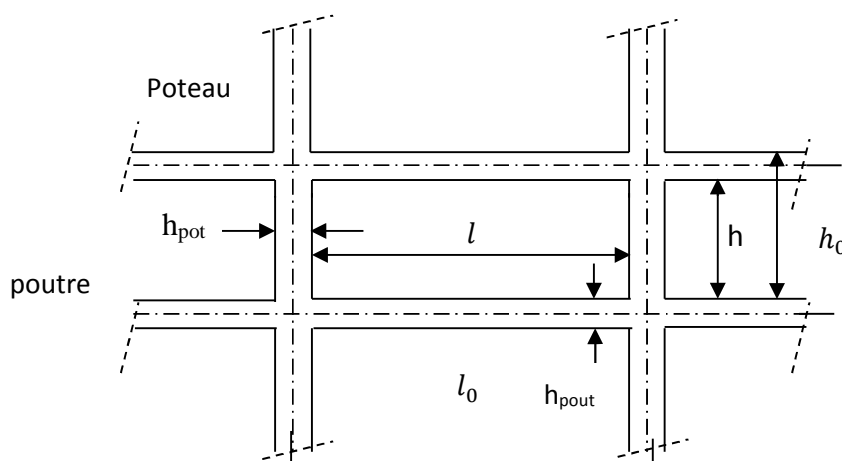


Fig IV.1 : Identification des paramètres.

Avec :

h : Hauteur entre nus des poutres égale à $h_0 - h_{poutre}$

l : Longueur entre nus des poteaux égale à $l_0 - h_{pot}$.

h_0 : Hauteur entre faces supérieures des planchers successifs.

l_0 : Longueur entre axe des poteaux

$$l_c = l + \frac{1}{2} h_{pout} \leq l_0$$

$$h_c = h + \frac{1}{2} h_{pot} \leq h_0$$

l_c : Longueur de calcul de la poutre ;

h_c : Hauteur de calcul de poteau.

a. Calcul des rigidités

Poutre :

$$K_{pout} = \frac{I_{pout}}{l_c} \quad I_{pout} : \text{le moment d'inertie de la poutre.}$$

A-sens transversal:

- **Poutre principale (30x45) cm²**

	Poutre AB						Poutre BC				
Niveau	7,8,9	6	4,5	2,3	RDC ,1	Niveau	7,8,9	6	4,5	2,3	RDC ,1
L0	4,30	4,30	4,,30	4,30	4,30	L0	4,10	4,10	4,10	4,10	4,10
L	4	3,95	3,9	3,85	3,8	L	3,8	3,75	3,7	3,65	3,6
h_{ptr}	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	h_{ptr}	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
LC	4,225	4,175	4,125	4,075	4,025	LC	4,025	3,975	3,925	3,875	3,825
Kptr	539,201	545,658	552,272	559,049	565,993	Kptr	565,993	573,113	580,414	587,903	595,588
	Poutre CD						Poutre DE				
Niveau	7,8,9	6	4,5	2,3	RDC,1	Niveau	7,8,9	6	4,5	2,3	RDC ,1
L0	5,35	5,35	5,35	5,35	5,35	L0	5	5	5	5	5
L	5,05	5	4,95	4,9	4,85	L	4,7	4,65	4,6	4,55	4,5
h_{ptr}	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	h_{ptr}	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
LC	5,275	5,225	5,175	5,125	5,075	LC	4,925	4,875	4,825	4,775	4,725
Kptr	431,872	436,004	440,217	444,512	448,892	Kptr	462,563	467,307	472,15	477,094	482,143

Tab IV.1 : rigidité des poutres principales.

B- sens longitudinal :

- **Les poutres secondaires (30X40) cm²**

Poutre (1-2), (9-10)						Poutre (2-3), (8-9)					
Niveau	7,8,9	6	4,5	2,3	RDC, 1	Niveau	7,8,9	6	4,5	2,3	RDC, 1
L0	2	2	2	2	2	L0	3,2	3,2	3,2	3,2	3,2
L	1,7	1,65	1,6	1,55	1,5	L	2,9	2,85	2,8	2,75	2,7
h _{ptr}	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	h _{ptr}	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
LC	1,9	1,85	1,8	1,75	1,7	LC	3,1	3,05	3	2,95	2,9
K _{poutre} [cm ³]	842,105	864,865	888,889	914,286	941,176	K _{poutre} [cm ³]	516,129	524,59	533,333	542,373	551,724
Poutre (3-4), (7-8)						Poutre (4-5), (6-7)					
Niveau	7,8,9	6	5, 4	2,3	RDC, 1	Niveau	7,8,9	6	4,5	2,3	RDC, 1
L0	4,1	4,1	4,1	4,1	4,1	L0	4,8	4,8	4,8	4,8	4,8
L	3,8	3,75	3,7	3,65	3,6	L	4,5	4,45	4,4	4,35	4,3
h _{ptr}	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	h _{ptr}	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
LC	4	3,95	3,9	3,85	3,8	LC	4,7	4,65	4,6	4,55	4,5
K _{poutre} [cm ³]	400	405,063	410,256	415,584	421,053	K _{poutre} [cm ³]	340,425	344,086	347,826	351,648	355,556

Poutre (5-6)					
Niveau	7,8,9	6	4,5	2,3	RDC, 1
L0	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15
L	2.85	2.8	2.75	2.7	2.65
h _{ptr}	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
LC	3.05	3	2.95	2.9	2.85
K _{ptr}	524.590	533.333	542.373	551.724	561.404

Tab IV.2 : rigidité des poutres secondaire.

✓ poteau :

$$K_{pot} = \frac{I_{pot}}{h_c} I_{pot} : \text{le moment d'inertie du poteau.}$$

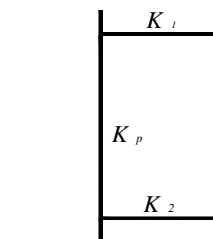
	Sens transversal						Sens longitudinal				
Niveau	7,8,9	6	4,5	2,3	RDC ,1	Niveau	7,8,9	6	4,5	2,3	RDC ,1
$h_0(m)$	3.06	3.06	3.06	3.06	3.06	h_0	3.06	3.06	3.06	3.06	3.06
$H(m)$	2,61	2,61	2,61	2,61	2,61	H	2,66	2,66	2,66	2,66	2,66
$h_{pot}(m)$	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	h_{pot}	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45
$H_c(m)$	2,73	2,76	2,78	2,81	2,83	H_c	2,78	2,81	2,83	2,86	2,88
$I_{pot}(m^4 \cdot 10^{-4})$	3.25	6.75	12.51	21.33	34.17	$I_{pot}(m^4 \cdot 10^{-4})$	3.25	6.75	12.51	21.33	34.17
$K_{pot}(cm^3)$	119.04	244.56	449.19	759.07	1205.29	K_{pot}	116.90	240.21	442.04	745.8	1186.45

Tab IV.3 : rigidité des poteaux dans les deux sens.

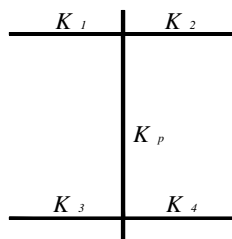
a. Calcul des coefficients \bar{K} relatifs aux portiques

➤ Cas d'étage courant :

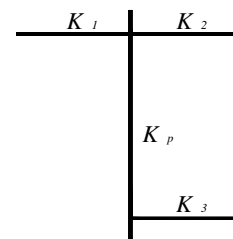
$$\bar{K} = \frac{\sum K_i (\text{poutres sup} + \text{poutres inf})}{2K_{pot}} = \frac{\sum K_i}{2K_{pot}}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{2K_p}$$



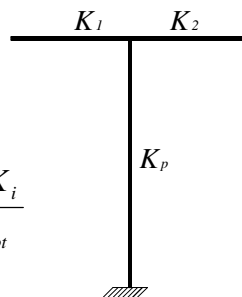
$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2K_p}$$



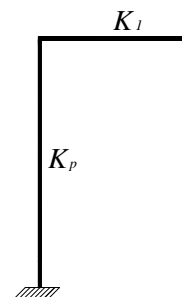
$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{2K_p}$$

➤ Cas du RDC :

$$\bar{K} = \frac{\sum K_i (\text{poutres superieures})}{K_{pot}} = \frac{\sum K_i}{K_{pot}}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_p}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1}{K_p}$$

b. Calcul des coefficients correcteurs a_j^i du poteau «i» au niveau «j» :

➤ Cas d'étage courant : $a_j^i = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$

➤ Cas du RDC : $a_j^i = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$ (poteau encasté)

$a_j^i = \frac{0.5 + \bar{K}}{1 + 2\bar{K}}$ (poteau articulé)

c. Calcul de rigidité corrigée du poteau «i» au niveau «j» :

$$r_j^i = \frac{12E}{h_c^3} a_j^i I_p E : \text{module de déformation instantanée du béton}$$

$$E = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa.}$$

d. Calcul de la rigidité d'un portique au niveau «j» :

$$R_{jx} = \sum r_{jx}^{(i)} \text{ pour chaque niveau dans le sens longitudinal.}$$

$$R_{jy} = \sum r_{jy}^{(i)} \text{ pour chaque niveau dans le sens transversal}$$

IV.2.2. Rigidité totale des portiques par niveau :

Le calcul des rigidités des poteaux des différents niveaux dans les deux sens considérés est résumé dans les tableaux suivants :

a. Sens transversale :

Rigidité des portiques transversaux											
	Pot	Hc (cm)	IpotY 10 ⁴ (cm ⁴)	k pot (cm ³)	kp _{ptr} (cm ³)	\bar{K} Cm ³	A _{ij}	a _{ij} *I _{pot}	r _{ij} daN/cm	R _{ijy} daN/cm	
RDC	A	283	34.17	1205.29	565,993	0,46959072	0,39261191	134155,488	22845,63	95600,6254	
	B	283	34.17	1205.29	595,588	0,49414498	0,3985915	136198,714	23193,5753		
	C	283	34.17	1205.29	448,892	0,86657983	0,47672833	162898,072	27740,267		
	D	283	34.17	1205.29	482,143	0,4000224	0,37500583	128139,493	21821,1531		
1	A	283	34.17	1205.29	565,993	0,46959072	0,19014921	64973,9845	11064,5612	49882,3854	
	B	283	34.17	1205.29	595,588	0,49414498	0,19812199	67698,2855	11528,4883		
	C	283	34.17	1205.29	448,892	0,86657983	0,30230445	103297,429	17590,7439		
	D	283	34.17	1205.29	482,143	0,4000224	0,16667444	56952,6578	9698,59199		
2,3	A	281	21.33	759,07	559,049	0,73649202	0,26913728	57406,9821	9986,18843	44235,3637	
	B	281	21.33	759,07	587,903	0,77450433	0,27915052	59542,8061	10357,7241		
	C	281	21.33	759,07	444,512	1,36010513	0,40478053	86339,6867	15019,1553		
	D	281	21.33	759,07	477,094	0,62852438	0,23911682	51003,6167	8872,29582		
4,5	A	278	12.51	449.19	552,272	1,22948418	0,38070605	47626,3275	8555,91982	37071,7339	
	B	278	12.51	449.19	580,414	1,29213473	0,39249145	49100,6803	8820,78266		
	C	278	12.51	449.19	440,217	2,27215877	0,53185261	66534,7609	11952,7604		
	D	278	12.51	449.19	472,15	1,05111423	0,34450176	43097,1704	7742,27101		
6	A	276	6.75	244.56	545,658	2,23118253	0,5273189	35594,026	6534,37217	27620,9259	
	B	276	6.75	244.56	573,113	2,34344537	0,53953605	36418,6836	6685,7633		
	C	276	6.75	244.56	436,004	4,12625532	0,6735363	45463,7	8346,25273		
	D	276	6.75	244.56	467,307	1,91080716	0,48859662	32980,2719	6054,53767		
7.8.9	A	273	3.25	119.04	539,201	4,58382056	0,69622501	22627,313	4292,3887	17720,8646	
	B	273	3.25	119.04	565,993	4,81445733	0,70650634	22961,4562	4355,77547		
	C	273	3.25	119.04	431,872	8,47712534	0,80910794	26296,0082	4988,33814		
	D	273	3.25	119.04	462,563	3,92563004	0,66248315	21530,7023	4084,36226		

Tab IV.4 : Les rigidités par niveau des portiques.

b. Sens longitudinale :

Rigidité des portiques longitudinale										
	pot	Hc (cm)	IpotY (10 ⁴ cm ⁴)	k pot	kp _{tr} (cm ³)	\bar{K} Cm ³	a _{ij}	a _{ij} *I _{pot}	r _{ij} daN/cm	R _{ijx} daN/cm
RDC	1	288	34.17	1186.45	941,176	0,79327068	0,46299512	158205,431	25562,1821	235547,6644
	2	288	34.17	1186.45	551,724	1.25829154	0,53963604	184393,635	29793,5642	
	3	288	34.17	1186.45	421,053	0.8199056	0,4680673	159938,596	25842,2199	
	4	288	34.17	1186.45	355,556	0.6545653	0,43493573	148617,539	24013,0101	
	5	288	34.17	1186.45	561,404	0.77286021	0,45904233	156854,764	25343,947	
	6	288	34.17	1186.45	355,556	0.77286021	0,45904233	156854,764	25343,947	
	7	288	34.17	1186.45	421,053	0.6545653	0,43493573	148617,539	24013,0101	
	8	288	34.17	1186.45	551,724	0.8199056	0,4680673	159938,596	25842,2199	
	9	288	34.17	1186.45	941,176	1.25829154	0,53963604	184393,635	29793,5642	
1	1	288	34.17	1186.45	941,176	0.79327068	0,28399349	97040,5746	15679,4165	148432,1153
	2	288	34.17	1186.45	551,724	1.25829154	0,38618139	131958,179	21321,2593	
	3	288	34.17	1186.45	421,053	0.8199056	0,2907564	99351,4619	16052,8001	
	4	288	34.17	1186.45	355,556	0.6545653	0,24658098	84256,7192	13613,8538	
	5	288	34.17	1186.45	561,404	0.77286021	0,27872311	95239,6856	15388,4362	
	6	288	34.17	1186.45	355,556	0.77286021	0,27872311	95239,6856	15388,4362	
	7	288	34.17	1186.45	421,053	0.6545653	0,24658098	84256,7192	13613,8538	
	8	288	34.17	1186.45	551,724	0.8199056	0,2907564	99351,4619	16052,8001	
	9	288	34.17	1186.45	941,176	1.25829154	0,38618139	131958,179	21321,2593	
2,3	1	286	21.33	745.8	914,286	1,22591311	0,3800205	81058,3726	13373,7679	126129,7927
	2	286	21.33	745.8	542,373	1,95314964	0,4940743	105386,048	17387,5751	
	3	286	21.33	745.8	415,584	1,28446903	0,39107357	83415,9924	13762,75	
	4	286	21.33	745.8	351,648	1,02873693	0,33965873	72449,2063	11953,3472	
	5	286	21.33	745.8	551,724	1,21127916	0,37719522	80455,7413	13274,3401	
	6	286	21.33	745.8	351,648	1,21127916	0,37719522	80455,7413	13274,3401	
	7	286	21.33	745.8	415,584	1,02873693	0,33965873	72449,2063	11953,3472	

	8	286	21.33	745.8	542,373	1,28446903	0,39107357	83415,9924	13762,75	
	9	283	21.33	745.8	914,286	1,95314964	0,4940743	105386,048	17387,5751	
4,5	1	283	12.51	442.04	888,889	2,01087911	0,5013562	62719,6606	10680,6674	99998,30496
	2	283	12.51	442.04	533,333	3,21740566	0,61666772	77145,132	13137,2123	
	3	283	12.51	442.04	410,256	2,13462356	0,51628003	64586,6313	10998,598	
	4	283	12.51	442.04	347,826	1,71496245	0,46163655	57750,7324	9834,49785	
	5	283	12.51	442.04	542,373	2,01384264	0,50172436	62765,7177	10688,5106	
	6	283	12.51	442.04	347,826	2,01384264	0,50172436	62765,7177	10688,5106	
	7	283	12.51	442.04	410,256	1,71496245	0,46163655	57750,7324	9834,49785	
	8	283	12.51	442.04	533,333	2,13462356	0,51628003	64586,6313	10998,598	
	9	283	12.51	442.04	888,889	3,21740566	0,61666772	77145,132	13137,2123	
6	1	281	6.75	240.21	864,865	3,60045377	0,64288608	43394,8104	7548,71163	69964,80449
	2	281	6.75	240.21	524,59	5,78433454	0,74307373	50157,4771	8725,10624	
	3	281	6.75	240.21	405,063	3,87016777	0,65929424	44502,3609	7741,37475	
	4	281	6.75	240.21	344,086	3,11872528	0,60927772	41126,2463	7154,08527	
	5	281	6.75	240.21	533,333	3,65271637	0,6461878	43617,6767	7587,48017	
	6	281	6.75	240.21	344,086	3,65271637	0,6461878	43617,6767	7587,48017	
	7	281	6.75	240.21	405,063	3,11872528	0,60927772	41126,2463	7154,08527	
	8	281	6.75	240.21	524,59	3,87016777	0,65929424	44502,3609	7741,37475	
	9	281	6.75	240.21	864,865	5,78433454	0,74307373	50157,4771	8725,10624	
7 8 9	1	278	3.25	116.90	842,105	7,20363559	0,78269457	25437,5735	4569,78001	41902,07231
	2	278	3.25	116.90	516,129	11,6187682	0,85314384	27727,1748	4981,09968	
	3	278	3.25	116.90	400	7,83686056	0,7966831	25892,2007	4651,45236	
	4	278	3.25	116.90	340,425	6,33383234	0,76001437	24700,467	4437,36116	
	5	278	3.25	116.90	524,59	7,39961506	0,78722533	25584,8232	4596,23296	
	6	278	3.25	116.90	340,425	7,39961506	0,78722533	25584,8232	4596,23296	
	7	278	3.25	116.90	400	6,33383234	0,76001437	24700,467	4437,36116	
	8	278	3.25	116.90	516,129	7,83686056	0,7966831	25892,2007	4651,45236	
	9	278	3.25	116.90	842,105	11,6187682	0,85314384	27727,1748	4981,09968	

Tab IV.5 : Les rigidités par niveau des portiques.

IV.3. Etude des refends:

1. Calcul des inerties :

❖ Sens longitudinal :

$$I_y = \frac{eL^3}{12} \quad \text{et} \quad I_x = \frac{Le^3}{12}$$

$I_x \lll I_y$ ($e \lll L$), I_x est négligeable devant I_y

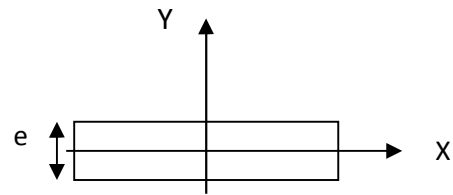


Fig IV.2: Refend longitudinal.

❖ Sens transversal

$$I_y = \frac{Le^3}{12} \quad I_x = \frac{eL^3}{12}$$

$I_y \lll I_x$ ($e \lll L$), I_y est négligeable devant I_x

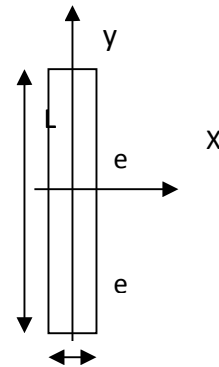


Fig IV.3: Refend transversal.

2. Calcul de la rigidité des voiles

$$R_{vx} = \frac{12 \times E_i \times I_y}{h_{étage}^3}$$

$$R_{vy} = \frac{12 \times E_i \times I_x}{h_{étage}^3}$$

Avec : I_x et I_y , inerties des voiles transversaux et longitudinaux respectivement.

$h_{étage}$, hauteur d'étage.

Les résultats de toutes les formules ci-dessus sont donnés dans les tableaux ci-dessous.

a. Les inerties des voiles sens transversal (parallèles à Y) $I_x = \frac{a \times L^3}{12}$

Voiles	VT1	VT2	VT3	VT4	VT5	VT6
Longueurs [cm]	500	430	250	250	430	500
Épaisseurs [cm]	15	15	15	15	15	15
Inerties [cm ⁴]10 ⁸	1.563	0.994	0.195	0.195	0.994	1.563

Tab IV.6 : Inertie des voiles sens transversal.

b. Sens longitudinal (les voiles parallèles à X) $I_y = \frac{a \times L^3}{12}$

Voiles	VL1	VL2	VL3	VL4	VL5
Longueurs [cm]	200	320	190	320	200
Épaisseurs [cm]	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
Inerties [cm^4] 10^8	0.10	0.4096	0.0857	0.4096	0.10

Tab IV.7 : Inertie des voiles sens longitudinale.

Niveaux	Voiles	I_x [cm^4] 10^8	hétage[cm]	r_{vx} [daN/cm]	R_{vx} [daN/cm]
RDC,1	VT1	1.563	306	21054682.59	74142657.05
	VT2	0.994	306	13389862.12	
	VT3	0.195	306	2626783.816	
	VT4	0.195	306	2626783.816	
	VT5	0.994	306	13389862.12	
	VT6	1.563	306	21054682.59	
2,3	VT1	1.563	306	21054682.59	74142657.05
	VT2	0.994	306	13389862.12	
	VT3	0.195	306	2626783.816	
	VT4	0.195	306	2626783.816	
	VT5	0.994	306	13389862.12	
	VT6	1.563	306	21054682.59	
4,5	VT1	1.563	306	21054682.59	74142657.05
	VT2	0.994	306	13389862.12	
	VT3	0.195	306	2626783.816	
	VT4	0.195	306	2626783.816	
	VT5	0.994	306	13389862.12	
	VT6	1.563	306	21054682.59	
6, 7, 8,9	VT1	1.563	306	21054682.59	74142657.05
	VT2	0.994	306	13389862.12	
	VT3	0.195	306	2626783.816	
	VT4	0.195	306	2626783.816	
	VT5	0.994	306	13389862.12	
	VT6	1.563	306	21054682.59	

Tab IV.8 : Les rigidités des voiles parallèles à l'axe yy .

Niveaux	Voiles	I_y [cm ⁴] 10^8	h étage [cm]	r_{vy} [daN/cm]	R_{vy} [daN/cm]
RDC, 1	VL1	0.10	306	1347068.624	14883761.22
	VL2	0.4096	306	5517593.083	
	VL3	0.0857	306	1154437.81	
	VL4	0.4096	306	5517593.083	
	VL5	0.10	306	1347068.624	
2,3	VL1	0.10	306	1347068.624	14883761.22
	VL2	0.4096	306	5517593.083	
	VL3	0.0857	306	1154437.81	
	VL4	0.4096	306	5517593.083	
	VL5	0.10	306	1347068.624	
4,5	VL1	0.10	306	1347068.624	14883761.22
	VL2	0.4096	306	5517593.083	
	VL3	0.0857	306	1154437.81	
	VL4	0.4096	306	5517593.083	
	VL5	0.10	306	1347068.624	
6, 7, 8,9	VL1	0.10	306	1347068.624	14883761.22
	VL2	0.4096	306	5517593.083	
	VL3	0.0857	306	1154437.81	
	VL4	0.4096	306	5517593.083	
	VL5	0.10	306	1347068.624	

Tab IV.9 : Les rigidités des voiles parallèles à l'axe xx.

c. Récapitulatif des rigidités pour chaque niveau suivant les deux directions

Niveaux	Portiques [[daN/cm]]		Voiles [daN/cm]		Portiques + Voiles [daN/cm]	
	R _{jx}	R _{jy}	R _{vx}	R _{vy}	R _x	R _y
RDC	235547,664	95600,6254	74142657,1	14883761,2	74378204,7	14979361,8
1	148432,115	49882,3854	74142657,1	14883761,2	74291089,2	14933643,6
2	126129,793	44235,3637	74142657,1	14883761,2	74268786,8	14927996,6
3	126129,793	44235,3637	74142657,1	14883761,2	74268786,8	14927996,6
4	99998,305	37071,7339	74142657,1	14883761,2	74242655,4	14920833
5	99998,305	37071,7339	74142657,1	14883761,2	74242655,4	14920833
6	69964,8045	27620,9259	74142657,1	14883761,2	74212621,9	14911382,1
7	41902,0723	17720,8646	74142657,1	14883761,2	74184559,1	14901482,1
8	41902,0723	17720,8646	74142657,1	14883761,2	74184559,1	14901482,1
9	41902,0723	17720,8646	7414265705	14883761,2	7414307607	14901482,1

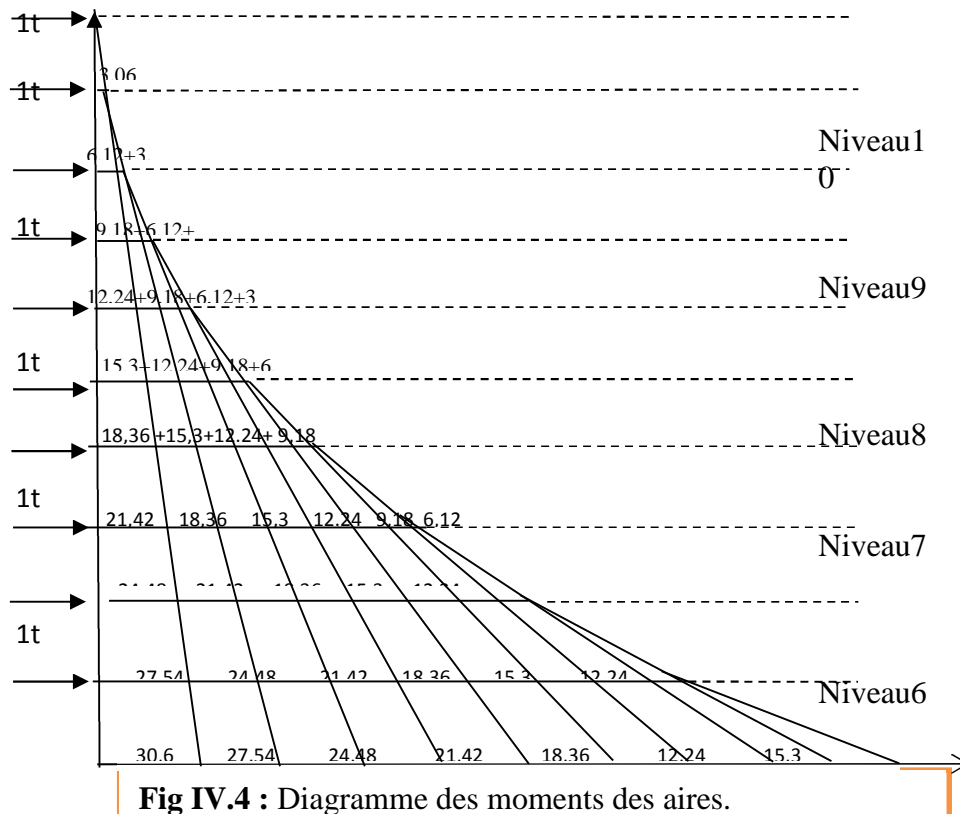
Tab IV.10 : Les rigidités relatives par niveau de l'ensemble (portiques + voile).

2. Détermination de la répartition des efforts horizontaux entre portiques et

➤ Calcul des flèches du refend :

Le calcul des flèches du refend dont l'inertie est $I = 1 \text{ m}^4$, soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque niveau), sera obtenu par la méthode des « Moments des aires ».

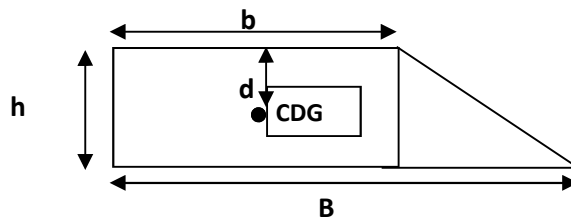
Le diagramme des moments fléchissant engendrés par la série de forces horizontales égales à 1 tonne, est une série de sections de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure



La flèche est donnée par la relation suivante : $f_i = \frac{\sum S_i \times X_i}{E_i}$;

Avec : S_i : Surface du trapèze.

X_i : Distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.



Rappel sur le centre de gravité et la surface d'un trapèze :

$$S_i = \frac{(B+b) \times h}{2} \quad ; \quad X_i = \frac{(2B+b)}{3(B+b)} \times h$$

Le tableau suivant donne les aires « S_i » et la position du centre de gravité « X_i » par diagramme des moments

Niveaux	h (m)	B (m)	b (m)	Si (m ²)	Xi (m)	Si x Xi	∑Si x Xi
9	3,06	3,06	0	4,6818	2,04	9,550872	2889,26363
8	3,06	9,18	3,06	18,7272	1,785	33,428052	2879,71276
7	3,06	18,36	9,18	42,1362	1,7	71,63154	2846,2847
6	3,06	30,6	18,36	74,9088	1,6575	124,161336	2774,65316
5	3,06	45,9	30,6	117,045	1,632	191,01744	2650,49183
4	3,06	64,26	45,9	168,5448	1,615	272,199852	2459,47439
3	3,06	85,68	64,26	229,4082	1,60285714	367,708572	2187,27454
2	3,06	110,2	85,68	299,6964	1,59384113	477,668448	1819,56596
1	3,06	137,7	110,16	379,2258	1,58666667	601,704936	1341,89752
Rdc	3,06	168,3	137,7	468,18	1,581	740,19258	740,19258

Tab IV.11 : récapitulatif des flèches d'un voile de « I = 1 m⁴ »

➤ **Calcul des flèches par niveau :**

$$f_{RDC} = 740.19258 / EI \quad f_1 = 1341.89752 / EI \quad f_2 = 1819.56596 / EI$$

$$f_3 = 2187.27454 / EI \quad f_4 = 2459.47439 / EI \quad f_5 = 2650.49183 / EI$$

$$f_6 = 2774.65316 / EI \quad f_7 = 2846.2847 / EI \quad f_8 = 2879.71276 / EI$$

$$f_9 = 2889.26363 / EI$$

➤ **Calcul du déplacement des portiques au droit de chaque plancher**

1. Etapes de calcul

a. calcul de la rotation d'étage : Eθ

Pour les niveaux supérieurs :

$$E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_m}$$

Où : $M_n = T_n \cdot h_n$

$M_{n+1} = T_{n+1} \cdot h_{n+1}$

Pour le 1^{er} niveau :

-Poteaux encastrés : $E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1} + 2 \sum K_{p1}}$

-Poteaux articulés : $E\theta_1 = \frac{2M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1}}$

b. Calcul du déplacement :

$$E\psi_n = \frac{M_n}{12 \sum K_{cn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}$$

$$\Delta_n = \psi_n \cdot h$$

c. Calcul de l'inertie fictive : I_e

$$I_{ei} = \frac{F_{in}}{\Delta_i}$$

Avec : $\sum K_m$: Somme des raideurs des poutres du n^{ème} niveau ;

$\sum K_{pn}$: Somme des raideurs des poteaux du n^{ème} niveau ;

K_{tm} : Raideur des poutres : $K = \frac{I_m}{L}$

K_{pn} : Raideur des poteaux : $K = \frac{I_{pn}}{h}$

h : Hauteur d'étage.

L : Portée libre de la poutre.

h : hauteur libre d'étage ;

E : module d'élasticité ;

Δ_i : Déplacement du portique au niveau i.

F_i : Flèche du niveau i.

3. Calcul des inerties fictives des portiques

Dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'ALBERT FUETES « Calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé ».

Pour déterminer cette inertie fictive, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de forces égales à « 1 tonne » et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend équivalent à l'ensemble des refends disposés dans la même direction sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne à chaque niveau).

En fixant l'inertie du refend à 1 m^4 , il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

Le calcul des inerties fictives se fera pour tous les portiques, dans les deux directions orthogonales.

a. Sens transversal

Niveaux	portique	Raideurs et moments			Rotations et déplacements				Refends	Inerties fictives	
		$\sum K_p$ (10 ⁻⁴)	$\sum K_i$ (10 ⁻⁴)	M _n	Eθ _n	Eψ _n	EΔ _i	$\sum E\Delta_i$	Ef _i	f _i	$\sum I_{fictif}$
9	(1-1)(10-10)	3,57	9,98	3,06	127,755511	778,16347	2381,18022	399698,064	2889,26363	0,00722862	0,06275163
	(2-2)(9-9)	5,95	20	3,06	63,75	460,446429	1408,96607	211654,343	2889,26363	0,01365086	
	(3-3)(8-8)	5,95	20	3,06	63,75	460,446429	1408,96607	211654,343	2889,26363	0,01365086	
	(4-4)(7-7)	5,95	20	3,06	63,75	460,446429	1408,96607	211654,343	2889,26363	0,01365086	
	(5-5)(6-6)	3,57	9,98	3,06	127,755511	778,16347	2381,18022	399698,064	2889,26363	0,00722862	
8	(1-1)(10-10)	3,57	9,98	6,12	383,266533	1684,08245	10306,5846	397316,884	2879,71276	0,0072479	0,06474032
	(2-2)(9-9)	5,95	20	6,12	191,25	984,642857	6026,01429	210245,377	2879,71276	0,01369691	
	(3-3)(8-8)	5,95	20	6,12	191,25	984,642857	6026,01429	210245,377	2879,71276	0,01369691	
	(4-4)(7-7)	5,95	20	6,12	191,25	544,507359	3332,38504	207551,747	2879,71276	0,01387467	
	(5-5)(6-6)	3,57	9,98	6,12	383,266533	1684,08245	10306,5846	397316,884	2879,71276	0,0072479	
7	(1-1)(10-10)	3,57	9,98	9,18	638,777555	2653,87919	24362,6109	387010,3	2846,2847	0,00735455	0,0668572
	(2-2)(9-9)	5,95	20	9,18	318,75	1540,71429	14143,7571	204219,362	2846,2847	0,01393739	
	(3-3)(8-8)	5,95	20	9,18	318,75	880,511038	8083,09133	199259,361	2846,2847	0,01428432	
	(4-4)(7-7)	5,95	20	9,18	318,75	880,511038	8083,09133	199259,361	2846,2847	0,01428432	
	(5-5)(6-6)	3,57	9,98	9,18	638,777555	1553,25638	14258,8935	376906,582	2846,2847	0,0075517	
6	(1-1)(10-10)	7,34	10,09	12,24	884,539148	2151,30413	26331,9625	362647,689	2774,65316	0,0076511	0,07067314
	(2-2)(9-9)	12,23	20,22	12,24	441,394659	1214,08705	14860,4255	191176,27	2774,65316	0,01451359	
	(3-3)(8-8)	12,23	20,22	12,24	441,394659	834,213024	10210,7674	190075,605	2774,65316	0,01459763	
	(4-4)(7-7)	12,23	20,22	12,24	441,394659	834,213024	10210,7674	190075,605	2774,65316	0,01459763	
	(5-5)(6-6)	7,34	10,09	12,24	884,539148	1518,33491	18584,4193	354900,145	2774,65316	0,00781812	
5	(1-1)(10-10)	13,47	10,2	15,3	1125	1951,31746	29855,1571	336315,726	2650,49183	0,00788096	0,07209773
	(2-2)(9-9)	22,45	20,45	15,3	561,124694	1069,18841	16358,5826	179864,838	2650,49183	0,01473602	
	(3-3)(8-8)	22,45	20,45	15,3	561,124694	837,228056	12809,5893	176315,844	2650,49183	0,01503264	
	(4-4)(7-7)	22,45	20,45	15,3	561,124694	837,228056	12809,5893	176315,844	2650,49183	0,01503264	
	(5-5)(6-6)	13,47	10,2	15,3	1125	1564,71687	23940,1682	330400,737	2650,49183	0,00802205	
4	(1-1)(10-10)	13,47	10,2	18,36	1375	2385,85746	43804,343	306460,569	2459,47439	0,00802542	0,06275163

	(2-2)(9-9)	22,45	20,45	18,36	685,819071	1304,98636	23959,5496	163506,255	2459,47439	0,01504208	
	(3-3)(8-8)	22,45	20,45	18,36	685,819071	1026,63394	18848,9991	154665,64	2459,47439	0,01590188	
	(44)(7_7)	22,45	20,45	18,36	685,819071	1026,63394	18848,9991	158395,705	2459,47439	0,01552741	
	(5-5)(6-6)	13,47	10,2	18,36	1375	1921,93676	35286,7589	297942,985	2459,47439	0,00825485	
3	(11)(10-10)	22,77	10,32	21,42	1606,10465	2274,47854	48719,3304	262656,226	2187,27454	0,00832752	0,06474032
	(2-2)(9-9)	37,95	20,69	21,42	801,111648	1213,82109	26000,0478	139546,706	2187,27454	0,01567414	
	(3-3)(8-8)	37,95	20,69	21,42	801,111648	1039,68176	22269,9832	135816,641	2187,27454	0,01610461	
	(4-4)(7-7)	37,95	20,69	21,42	801,111648	1039,68176	22269,9832	135816,641	2187,27454	0,01610461	
	(5-5)(6-6)	22,77	10,32	21,42	1606,10465	1984,19171	42501,3863	256438,282	2187,27454	0,00852944	
2	(1-1)(10-10)	22,77	10,32	24,48	1853,19767	2625,56684	64273,8763	213936,896	1819,56596	0,00850515	0,0668572
	(2-2)(9-9)	37,95	20,69	24,48	924,359594	1400,28503	34278,9775	113546,658	1819,56596	0,01602483	
	(3-3)(8-8)	37,95	20,69	24,48	924,359594	1201,26865	29407,0564	108674,737	1819,56596	0,01674323	
	(4-4)(7-7)	37,95	20,69	24,48	924,359594	1201,26865	29407,0564	108674,737	1819,56596	0,01674323	
	(5-5)(6-6)	22,77	10,32	24,48	1853,19767	2293,81046	56152,4799	205815,499	1819,56596	0,00884076	
1	(1-1)(10-10)	36,15	10,44	27,54	2076,14943	2599,52832	71591,01	149663,019	1341,89752	0,00896613	0,07067314
	(2-2)(9-9)	60,26	20,93	27,54	1035,59484	1360,82687	37477,172	79267,6804	1341,89752	0,01692868	
	(3-3)(8-8)	60,26	20,93	27,54	1035,59484	1232,03653	33930,2859	75720,7943	1341,89752	0,01772165	
	(4-4)(7-7)	60,26	20,93	27,54	1035,59484	1232,03653	33930,2859	75720,7943	1341,89752	0,01772165	
	(5-5)(6-6)	36,15	10,44	27,54	2076,14943	2384,7724	65676,6318	143748,641	1341,89752	0,00933503	
Rdc	(1-1)(10-10)	36,15	10,44	30,6	1800,780524	1605,784453	49137,00426	49137,00426	740,19258	0,0094809	0,07209773
	(2-2)(9-9)	60,26	20,93	30,6	933,4660587	889,8993088	27230,91885	27230,91885	740,19258	0,01771198	
	(3-3)(8-8)	60,26	20,93	30,6	933,4660587	889,8993088	27230,91885	27230,91885	740,19258	0,01771198	
	(4-4)(7-7)	60,26	20,93	30,6	933,4660587	889,8993088	27230,91885	27230,91885	740,19258	0,01771198	
	(5-5)(6-6)	36,15	10,44	30,6	1800,780524	1605,784453	49137,00426	49137,00426	740,19258	0,0094809	

Tab IV.12 : Inertie fictive des portiques parallèles à (yy).

b. Sens longitudinal

Niveau	portique	Raideurs et moments			Rotations et déplacements des portiques				Refends	Inerties fictives	
		$\sum K_p$ (10 ⁻⁴)	$\sum K_t$ (10 ⁻⁴)	M _n	Eθ _n	Eψ _n	EΔ _i	$\sum E\Delta_i$	Ef _i	f _i	$\sum I_{fictif}$ m ⁴
9	(A-A)	7,01	18,32	3,06	69,5960699	398,564083	1219,6061	194768,277	2889,26363	0,01483436	0,12295961
	(B-B)	11,69	47,21	3,06	27,00699	231,638653	708,814279	92911,4463	2889,26363	0,03109696	

	(C-C)	11,69	47,21	3,06	27,00699	231,638653	708,814279	92911,4463	2889,26363	0,03109696	
	(D-D)	11,69	47,21	3,06	27,00699	231,638653	708,814279	92911,4463	2889,26363	0,03109696	
	(E-E)	7,01	18,32	3,06	69,5960699	398,564083	1219,6061	194768,277	2889,26363	0,01483436	
8	(A-A)	7,01	18,32	6,12	208,78821	866,724237	5304,35233	193548,671	2879,71276	0,01487849	0,12345429
	(B-B)	11,69	47,21	6,12	81,0209701	490,284297	3000,5399	92202,632	2879,71276	0,03123244	
	(C-C)	11,69	47,21	6,12	81,0209701	490,284297	3000,5399	92202,632	2879,71276	0,03123244	
	(D-D)	11,69	47,21	6,12	81,0209701	490,284297	3000,5399	92202,632	2879,71276	0,03123244	
	(E-E)	7,01	18,32	6,12	208,78821	866,724237	5304,35233	193548,671	2879,71276	0,01487849	
7	(A-A)	7,01	18,32	9,18	347,980349	1369,68242	12573,6847	188244,319	2846,2847	0,01512016	0,12596514
	(B-B)	11,69	47,21	9,18	135,03495	762,433435	6999,13893	89202,0921	2846,2847	0,03190827	
	(C-C)	11,69	47,21	9,18	135,03495	762,433435	6999,13893	89202,0921	2846,2847	0,03190827	
	(D-D)	11,69	47,21	9,18	135,03495	762,433435	6999,13893	89202,0921	2846,2847	0,03190827	
	(E-E)	7,01	18,32	9,18	347,980349	1369,68242	12573,6847	188244,319	2846,2847	0,01512016	
6	(A-A)	14,41	18,59	12,24	480,096826	1121,88036	13731,8157	175670,634	2774,65316	0,01579463	0,13285034
	(B-B)	24,02	48,11	12,24	185,512367	584,919787	7159,41819	82202,9532	2774,65316	0,03375369	
	(C-C)	24,02	48,11	12,24	185,512367	584,919787	7159,41819	82202,9532	2774,65316	0,03375369	
	(D-D)	24,02	48,11	12,24	185,512367	584,919787	7159,41819	82202,9532	2774,65316	0,03375369	
	(E-E)	14,41	18,59	12,24	480,096826	1121,88036	13731,8157	175670,634	2774,65316	0,01579463	
5	(A-A)	26,52	18,87	15,3	608,108108	1024,8717	15680,537	161938,818	2650,49183	0,01636724	0,13869265
	(B-B)	44,2	49,03	15,3	234,040383	498,237914	7623,04008	75043,535	2650,49183	0,03531939	
	(C-C)	44,2	49,03	15,3	234,040383	498,237914	7623,04008	75043,535	2650,49183	0,03531939	
	(D-D)	44,2	49,03	15,3	234,040383	498,237914	7623,04008	75043,535	2650,49183	0,03531939	
	(E-E)	26,52	18,87	15,3	608,108108	1024,8717	15680,537	161938,818	2650,49183	0,01636724	
4	(A-A)	26,52	18,87	18,36	743,243243	1252,59875	22997,7131	146258,281	2459,47439	0,01681597	0,14307081
	(B-B)	44,2	49,03	18,36	286,049358	606,198717	11129,8084	67420,4949	2459,47439	0,03647963	
	(C-C)	44,2	49,03	18,36	286,049358	606,198717	11129,8084	67420,4949	2459,47439	0,03647963	
	(D-D)	44,2	49,03	18,36	286,049358	606,198717	11129,8084	67420,4949	2459,47439	0,03647963	
	(E-E)	26,52	18,87	18,36	743,243243	1252,59875	22997,7131	146258,281	2459,47439	0,01681597	
3	(A-A)	44,74	19,16	21,42	865,083507	1203,13521	25771,1563	123260,568	2187,27454	0,01774513	0,15206058
	(B-B)	74,58	49,99	21,42	331,566313	548,148141	11741,3332	56290,6865	2187,27454	0,03885678	
	(C-C)	74,58	49,99	21,42	331,566313	548,148141	11741,3332	56290,6865	2187,27454	0,03885678	
	(D-D)	74,58	49,99	21,42	331,566313	548,148141	11741,3332	56290,6865	2187,27454	0,03885678	
	(E-E)	44,74	19,16	21,42	865,083507	1203,13521	25771,1563	123260,568	2187,27454	0,01774513	
2	(A-A)	44,74	19,16	24,48	998,173278	1387,59621	33968,3551	97489,4121	1819,56596	0,01866424	0,15985996
(B-B)	74,58	49,99	24,48	382,576515	630,603192	15437,1661	44549,3533	1819,56596	0,04084382		

	(C-C)	74,58	49,99	24,48	382,576515	630,603192	15437,1661	44549,3533	1819,56596	0,04084382	
	(D-D)	74,58	49,99	24,48	382,576515	630,603192	15437,1661	44549,3533	1819,56596	0,04084382	
	(E-E)	44,74	19,16	24,48	998,173278	1387,59621	33968,3551	97489,4121	1819,56596	0,01866424	
1	(A-A)	71,18	19,46	27,54	1113,82323	1378,42028	37961,6945	63521,057	1341,89752	0,02112524	0,18053252
	(B-B)	118,64	51	27,54	425	597,230604	16447,7308	29112,1871	1341,89752	0,04609401	
	(C-C)	118,64	51	27,54	425	597,230604	16447,7308	29112,1871	1341,89752	0,04609401	
	(D-D)	118,64	51	27,54	425	597,230604	16447,7308	29112,1871	1341,89752	0,04609401	
	(E-E)	71,18	19,46	27,54	1113,82323	1378,42028	37961,6945	63521,057	1341,89752	0,02112524	
rdc	(A-A)	71,18	19,46	30,6	954,053167	1392,1849	42600,8578	42600,8578	740,19258	0,01737506	0,23325885
	(B-B)	118,64	51	30,6	397,87036	626,371121	19166,9563	19166,9563	740,19258	0,03861816	
	(C-C)	118,64	51	30,6	397,87036	626,371121	19166,9563	19166,9563	740,19258	0,03861816	
	(D-D)	118,64	51	30,6	397,87036	626,371121	19166,9563	19166,9563	740,19258	0,03861816	
	(E-E)	71,18	19,46	30,6	954,053167	1392,1849	42600,8578	42600,8578	740,19258	0,01737506	

Tab IV.13 : Inertie fictive des portiques parallèles à (xx).

✓ Inerties moyennes des portiques :

➤ Sens longitudinal :

NIVEAU	RDC	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$I_{ey}(m^4)$	0,2332	0.1805	0.1598	0.1521	0.1431	0.1387	0.1329	0.1260	0.1235	0.1230

$I_{moy} = 1.51m^4$ (portiques).

➤ Sens transversal :

NIVEAU	RDC	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$I_{ex}(m^4)$	0.1116	0.0844	0.0748	0.0712	0.0673	0.0653	0.0628	0.0598	0.0587	0.0585

$I_{moy} = 0.715 m^4$ (portiques).

- **Interprétation des résultats**

- **Sens longitudinal :**

La moyenne des inerties des portiques : 1.51 m^4 .

La moyenne des inerties des voiles :

$$I = \frac{\sum_{i=rdc}^9 I_y}{10} = \frac{(0.10x2 + 0.4096x2 + 0.0857)x10}{10} = 1.1049 \text{ m}^4$$

Inertie totale (voiles + portiques) : 2.64 m^4 .

Portiques → 58%.

Voiles → 42%.

- **Sens transversal :**

La moyenne des inerties des portiques : 1.43 m^4 .

La moyenne des inerties des voiles :

$$I = \frac{\sum_{i=rdc}^9 I_x}{10} = \frac{(1.563x2 + 0.994x2 + 0.195x2)x10}{10} = 5.504 \text{ m}^4$$

Inertie totale (voiles+ portiques) : 6.934 m^4 .

Portiques → 21%.

Voiles → 79%.

Calcul des charges verticales :

On a pris exemple d'étudier le plancher de l'étage courant :

- La charge permanente du plancher : $G = 5.68 \text{ KN/m}^2$
- La surcharge d'exploitation : $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$
- La charge totale : $G_t = 5.68 + 1.5 = 7.18 \text{ KN/m}^2$
- La surface d'un panneau $S_p = 4.80 \times 5.35 = 25.68 \text{ m}^2$
- La surface totale du plancher :
 $S_t = L_x \times L_y = 578.81 \text{ m}^2$
- La charge verticale totale du plancher :
 $Ch_{vt \text{ plancher}} = S_t \times G_t = 578.81 \times 7.18 = 4155.85 \text{ KN}$
- La charge verticale totale d'un panneau :

$$Ch_{vt \text{ panneau}} = Sp \times G_t = 25.68 \times 7.18 = 184.38 \text{ KN}$$

- La charge reprise par un voile : $Ch_{r \text{ voile}} = \frac{ch_{vt \text{ panneau}}}{2} = 92.19 \text{ KN}$

- La charge totale reprise par les voiles :

$$Ch_{tr \text{ voiles}} = Ch_{r \text{ voile}} \times 6 = 92.19 \times 6 = 553.14 \text{ KN}$$

$$\left. \begin{array}{l} Ch_{vt \text{ plancher}} = 4155.85 \text{ KN} \implies 100\% \\ Ch_{tr \text{ voile}} = 533.14 \text{ KN} \implies X \end{array} \right\} X = \frac{533.14 \times 100}{4155.85} = 12.83\%$$

➤ Le pourcentage des charges verticales reprise par les voiles est : 12.83%

Conclusion :

On compare les deux résultats, notre système de contreventement est mixte assuré par des voiles et des portiques

Le RPA prescrit pour ce système de contreventement, les recommandations suivantes :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Donc : dans ce cas de système de contreventement mixte, la valeur du coefficient de comportement est égale à (R=5).

Chapitre V : Modélisation et vérifications selon les exigences du RPA.**V.1. Etude dynamique :****Introduction:**

La construction parasismique regroupe l'étude du comportement des bâtiments structures sujettes à un chargement dynamique du type sismique.

- Les objectifs principaux de la construction parasismique sont :
- comprendre l'interaction entre les bâtiments ou autres infrastructures de génie civil et le sol.
 - prévoir les conséquences potentielles des tremblements de terre ;
 - construire des structures résistantes aux séismes, conformément aux normes de construction locales.

Prendre tous ces paramètres en considération, va permettre aux concepteurs de concevoir des ouvrages qui sauraient faire face aux actions sismiques et de limiter les dommages.

Dans ce chapitre nous allons voir les principaux paramètres qui vont intervenir lors d'une étude sismique d'un bâtiment ; tel que le choix de la méthode de calcul, l'ensemble des vérifications à effectuer.

V.2. Classification de l'ouvrage selon le règlement parasismique algérienne RPAA99/2003

Des classification nécessaire à la définition de la situation sismique étudier et au choix de la méthode et des paramètres de calcul des forces sismique .à savoir la zone sismique ,groupe d'usage ,site, le système de contreventement et la régularité de la structure .

V.2.1. Zone sismique (A 3.1./RPA99/2003) :

Selon la carte des zones sismique de l'Algérie et le zonage globale de différentes wilayas (l'annexe I), la wilaya de TIZI OUZOU est classée comme une zone de **moyenne sismicité (II a)**.

V.2 .2. Importance de l'ouvrage (A3.2/RPA99/2003)

Pour les bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m (notre cas : $H = 30.6$ m) sont classées comme des **ouvrages courants ou d'importance moyenne (groupe 2)**.

V.2.3. Site (A3.3/RPA99/2003)

Selon le rapport de sol, le site de notre projet est classé comme **site meuble (S3)**

Tableau 4.7 : Valeurs de T1 et T2

site	S1 (site rocheux)	S2 (site ferme)	S3 (site meuble)	S4 (site très meuble)
T1 _{sec}	0,15	0,15	0,15	0,15
T2 _{sec}	0,30	0,40	0,50	0,7
S3	T1 _{sec} = 0,15 / T2 _{sec} = 0,5			

V.2.4. Système de contreventement (A3.4/RPA99/2003) :

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R (voir tableau 4.3.).

Le coefficient de comportement correspondant est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique.

Le règlement parasismique algérien RPA99/2003 a classé trois types de système de contreventement pour les structures en béton contreventé par portique et voiles :

- **Système 2** : contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé
- **Système 4.a** : contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles
- **Système 4.b** : contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé.

En fonction de pourcentage des charges verticales et horizontale, on peut fixer une valeur pour R (voir page 30 RPA).

V.2.5. Configuration du bloc (A3.5/RPA99/2003) :

Un bâtiment est classé s'il est à la fois régulier en plan et en élévation :

Un bâtiment est classé régulier en plan si tous les critères de régularité en plan (a1 à a4) de Article RPA sont respecté ; par contre, il est irrégulier en plan si l'un de ces critère n'est pas satisfait.

V.3. Etude sismique

*Choix de la méthode de calcul :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques algériennes proposent trois méthodes de calcul :

- 1) la méthode statique équivalente,
- 2) la méthode d'analyse modale spectrale,
- 3) la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

V.3.1. Méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée si les conditions suivantes sont réunies

a. Condition sur la hauteur :

Les bâtiments qui peuvent être calculés par la MSE sont limités en hauteur tels que :

$$H \leq 65\text{m en zone IIa.} \rightarrow \text{CV}$$

b. Condition sur la régularité :

Les bâtiments calculés par la MSE doivent être classés régulier plan et en élévation. \rightarrow CNV

c. Condition complémentaires :

Les bâtiments irréguliers peuvent être calculés par la méthode statique dans le respect des conditions suivantes :

Les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser (07) niveaux ou 23 mètres en zone (IIa) pour les groupes d'usages 2. \rightarrow CNV

En conclusion :

La méthode statique équivalente n'est pas applicable, donc on applique la méthode modale spectrale.

V.3.2. Méthode Dynamique Modale Spectrale :

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.

❖ Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

V.4. Logiciel utilisé pour la modélisation:

L'analyse dynamique nécessite la création d'un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination des modes propres de vibration et des efforts engendrés par l'action sismique.

ETABS (Extended Tridimensionnel Analysis of Building Structures) est un logiciel de calcul et de conception conçu pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Dans notre travail, on a utilisé la version (ETABS v 9.7).

a. Etapes de modélisation:

Le calcul dynamique est réalisé sur un modèle tridimensionnel de la structure, avec 10 niveaux (RDC+9 étages) encastrée à sa base. Dans ce modèle, on ne modélisera que

les éléments structuraux (voiles, portiques et dalles pleines), les éléments secondaires sont introduits comme charges.

b. Les différentes étapes de modélisation sont :

1. Introduction de la géométrie du modèle.
2. Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
4. Introduction des directions principales de l'étude sismique EX, EY
5. Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version2003.

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse donnée par le RPA.

Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélération (S_a/g) ou (l'accélération / pesanteur) pour un système de degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de période T.

6. Définition des charges statiques (G, Q).
7. Définition de la charge sismique E.
8. Introduction des combinaisons d'actions.

Combinaisons du BAEL :

- $1.35G + 1.5Q$ (l'ELU)
- $G + Q$ (l'ELS)

Combinaisons du RPA 99 modifié 2003 (combinaisons accidentelles) :

- $G+Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

9. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).

- Les poteaux sont supposés encastés dans les fondations.
- Diaphragme : comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équation à résoudre par le logiciel.
- La masse des planchers est supposée concentrée en leur centres de masse qui sont désignés par la notation de (masse – source)

10. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

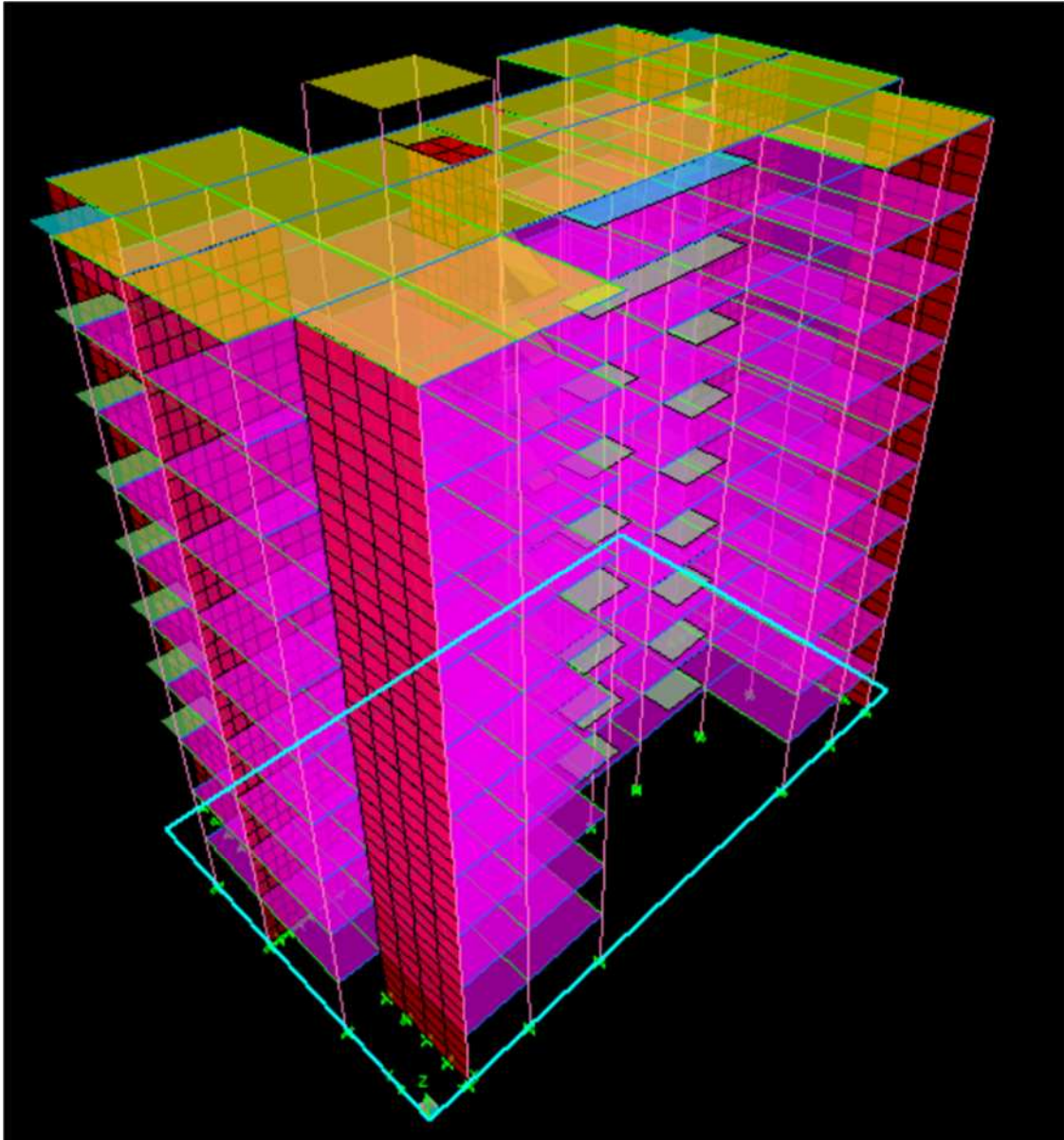


Fig V.1 : modèle 3D de la structure après modélisation.

V.5. Vérifications selon les exigences du RPA

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

- ✓ Vérification de la période
- ✓ Vérification de l'effet de la torsion d'axe (excentricité)
- ✓ Vérification de la participation de la masse modale
- ✓ Justifications du système de contreventement

- ✓ Vérification des déplacements relatifs
- ✓ Vérifications du déplacement maximal de la structure
- ✓ Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure
- ✓ Vérification de l'effet du 2^{ème} ordre (l'effet P-Δ)
- ✓ Spécifications pour les poteaux.

a. Vérification de la période empirique :

➤ Calcul de la période empirique

$$T = C_T \times (h_N)^{3/4}$$

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

- C_T : coefficient, 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)

$$T = 0,05 \times (30,6)^{3/4} = 0,65 \text{ s}$$

➤ Calcul de la période empirique majorée

$$T_{\text{maj}} = T + 30\%T = 0,65 + 0,3 \times 0,65 = 0,845 \text{ s}$$

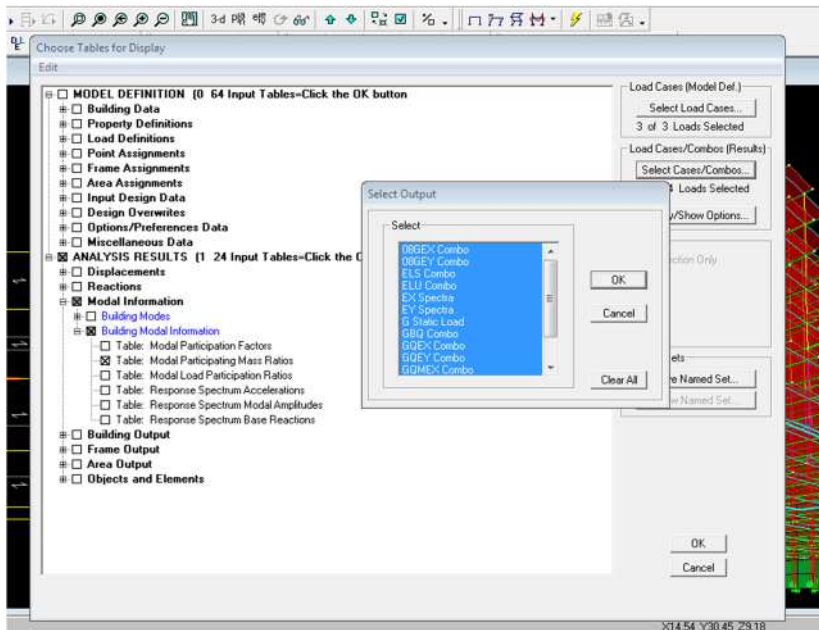
➤ Détermination de la période par le logiciel ETABS :

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après : **Display** —→ **show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

Analyse results —→ **modal information** —→ **Building Modal Information**
 —→ **Modal Participating Mass Ratios**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur : **Select cases/combos**



Puis on clique : **OK** → **OK**

Les résultats s'afficheront comme suit :

Modal Participating Mass Ratios									
	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	0,722125	67,6313	0,0078	0,0000	67,6313	0,0078	0,0000	0,0105
	2	0,612721	0,0089	67,3772	0,0000	67,6402	67,3850	0,0000	98,2985
	3	0,525825	0,4654	0,0375	0,0000	68,1056	67,4225	0,0000	0,0591
	4	0,192672	18,5783	0,0079	0,0000	86,6839	67,4303	0,0000	0,0001
	5	0,157706	0,0133	19,0149	0,0000	86,6972	86,4452	0,0000	1,3339
	6	0,137387	0,1327	0,0155	0,0000	86,8299	86,4607	0,0000	0,0011
	7	0,090143	6,6373	0,0030	0,0000	93,4672	86,4637	0,0000	0,0001
	8	0,072290	0,0046	6,8925	0,0000	93,4719	93,3562	0,0000	0,2435
	9	0,063696	0,0355	0,0101	0,0000	93,5073	93,3663	0,0000	0,0004
	10	0,056634	2,9723	0,0010	0,0000	96,4796	93,3672	0,0000	0,0000
	11	0,050292	0,0859	0,0001	0,0000	96,5656	93,3673	0,0000	0,0000
	12	0,049331	0,0004	0,1533	0,0000	96,5660	93,5207	0,0000	0,0012

Ensuite, on relève la valeur de la période en fonction du premier mode

Mode 1=0.722s

❖ **Comparaison des résultats**

On a :

- La période calculée $T = 0,65s$
- La période majorée $T_{maj} = 0,845s$
- La période ETABS $T_{etabs} = 0,72s$

On remarque que : $T < T_{etabs} < T_{maj}$

Donc : La période est vérifiée

b. Vérification de l'effet de la torsion d'axe (excentricité) :

D'après (Art 4.3.7RPA99V2003), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité additionnelle égale à $\pm 5\%L$ (L : étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

On doit vérifier que: $|C_M - C_R| \leq 5\% L$

Tel que : CM : centre de masse.
CR : centre de rigidité.

➤ **Excentricité calculé :**

✓ Sens longitudinale (x-x) :

$$e_x \leq 5\% L_x = 0,05 \times 31.35 = 1,56m$$

✓ Sens transversal (y-y) :

$$e_y \leq 5\% L_y = 0,05 \times 18.75 = 0.96m$$

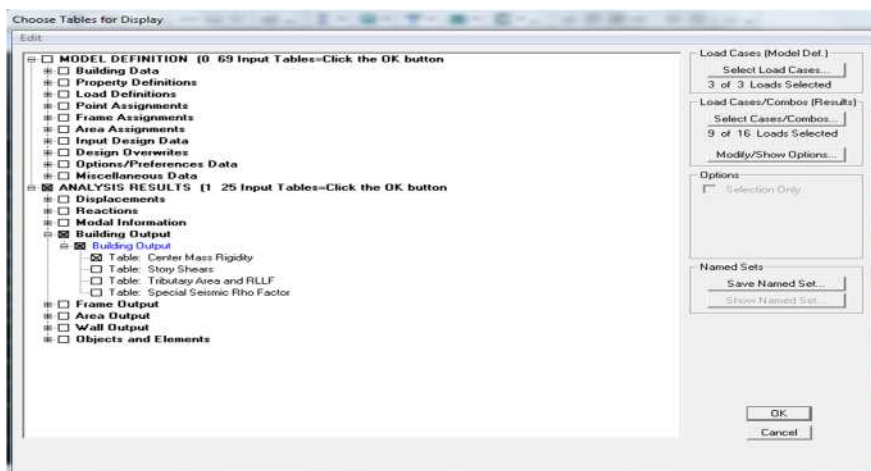
➤ **Détermination de l'excentricité à partir du logiciel ETABS :**

Pour cela on suit cheminement ci-après : **Display** ———> **show tables**

Un tableau s'affichera et on coche les cases suivantes :

Analyse results ———> **building output** ———> **Table: center mass rigidity**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur : **Select cases/combos**



Puis on clique : **OK** ———> **OK**

Après avoir tiré les valeurs de centre du masse et rigidité on copiera les résultats dans l'Excel on suivant le chemin :

Edit —————> **copy** —————> **collé dans l'Excel**

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion) puis on calcule leur écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

$$\text{Avec: } \begin{cases} e_x = |X_{CCM} - X_{CR}| \\ e_y = |Y_{CCM} - Y_{CR}| \end{cases}$$

Suivant x-x :

Story	XCM	XCR	Ex	5%lx	vérification
RDC	15.628	15.352	0.276	1.56	Cv
ET1	15.625	15.437	0.188	1.56	Cv
ET2	15.651	15.474	0.177	1.56	Cv
ET3	15.651	15.489	0.162	1.56	Cv
ET4	15.651	15.493	0.158	1.56	Cv
ET5	15.650	15.495	0.155	1.56	Cv
ET6	15.650	15.494	0.156	1.56	Cv
ET7	15.650	15.492	0.158	1.56	Cv
ET8	15.646	15.491	0.155	1.56	Cv
ETT	15.482	15.490	0.008	1.56	Cv
TERRASSE	11.700	11.758	0.058	1.56	Cv

Tab V.1 : Vérification de l'excentricité suivant x-x.

Suivant y-y :

Story	YCM	YCR	Ey	5%ly	Vérification
RDC	9.580	10.519	0.93	0.96	Cv
ET1	9.580	10.540	0.96	0.96	Cv
ET2	9.585	10.528	0.943	0.96	Cv
ET3	9.582	10.512	0.93	0.96	Cv
ET4	9.580	10.499	0.919	0.96	Cv
ET5	9.578	10.484	0.906	0.96	Cv
ET6	9.573	10.475	0.902	0.96	Cv
ET7	9.572	10.469	0.897	0.96	Cv
ET8	9.522	10.465	0.943	0.96	Cv
ETT	9.651	10.458	0.807	0.96	Cv
TERRASSE	12.400	12.357	0.043	0.96	Cv

Tab V.2 : Vérification de l'excentricité suivant y-y.

On voit que les conditions sont vérifiées pour chaque étage et dans les deux sens

⇒ L'excentricité est vérifiée

c. Vérification de la participation de la masse modale (Art 4.3.4 RPA99V2003) :

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.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

➤ **Détermination de la participation de la masse modale**

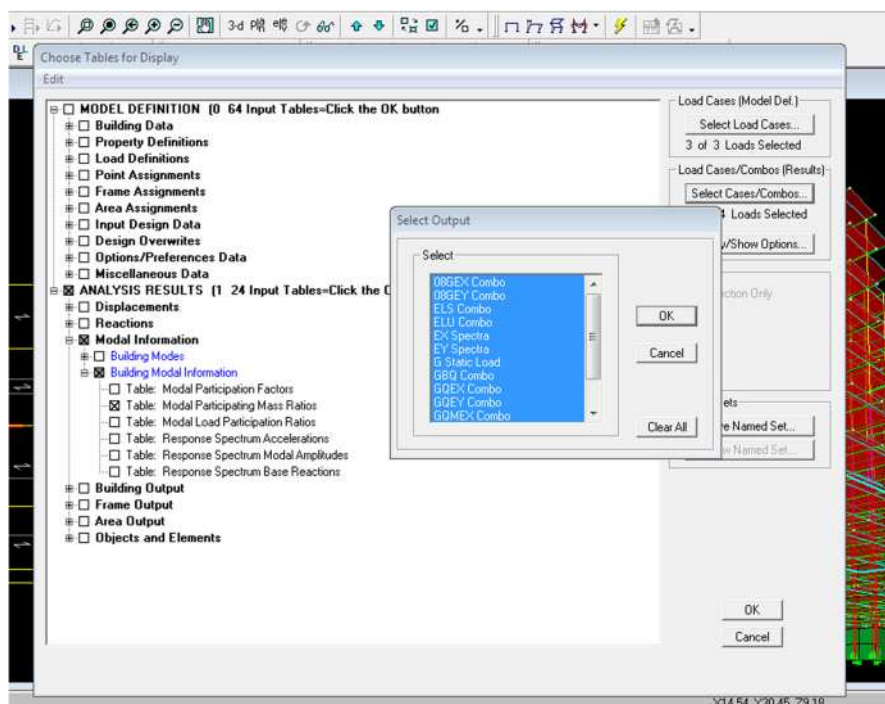
On l'a détermine en suivant le cheminement ci-après :

Display → **show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

Analyse results → **modal information** → **Building Modal Information**
 → **Modal Participating Mass Ratios**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :



Select cases/combos

Puis on clique : **OK** → **OK**

Les résultats s'afficheront comme suit :

Modal Participating Mass Ratios									
	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	0,722125	67,6313	0,0078	0,0000	67,6313	0,0078	0,0000	0,0105
	2	0,612721	0,0089	67,3772	0,0000	67,6402	67,3850	0,0000	98,2985
	3	0,525825	0,4654	0,0375	0,0000	68,1056	67,4225	0,0000	0,0591
	4	0,192672	18,5783	0,0079	0,0000	86,6839	67,4303	0,0000	0,0001
	5	0,157706	0,0133	19,0149	0,0000	86,6972	86,4452	0,0000	1,3339
	6	0,137387	0,1327	0,0155	0,0000	86,8299	86,4607	0,0000	0,0011
	7	0,090143	6,6373	0,0030	0,0000	93,4672	86,4637	0,0000	0,0001
	8	0,072290	0,0046	6,8925	0,0000	93,4719	93,3562	0,0000	0,2435
	9	0,063696	0,0355	0,0101	0,0000	93,5073	93,3663	0,0000	0,0004
	10	0,056634	2,9723	0,0010	0,0000	96,4796	93,3672	0,0000	0,0000
	11	0,050292	0,0859	0,0001	0,0000	96,5656	93,3673	0,0000	0,0000
	12	0,049331	0,0004	0,1533	0,0000	96,5660	93,5207	0,0000	0,0012

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes.

Mode	Période	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,722125	67,6313	0,0078	0
2	0,612721	67,6402	67,385	0
3	0,525825	68,1056	67,4225	0
4	0,192672	86,6839	67,4303	0
5	0,157706	86,6972	86,4452	0
6	0,137387	86,8299	86,4607	0
7	0,090143	93,4672	86,4637	0
8	0,07229	93,4719	93,3562	0
9	0,063696	93,5073	93,3663	0
10	0,056634	96,4796	93,3672	0
11	0,050292	96,5656	93,3673	0
12	0,049331	96,566	93,5207	0

Tab V.3 : Vérification du pourcentage de participation de la masse modale.

Le nombre de mode 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 mois de la masse totale de la structure → le nombre de modes de vibration retenus est de 08 modes.

❖ Les modes de vibrations sont montrés sur le tableau :

Mode	Période	UX	UY	RZ
1	0,722125	67,6313	0,0078	0,4579
2	0,612721	0.0089	67,377	0.0364
3	0,525825	0.4654	0.0375	66.7781

Tab V.4 : Vérification de vibration des modes.

1^{er} mode : translation suivant x avec un taux de participation massique de 67 ,63%

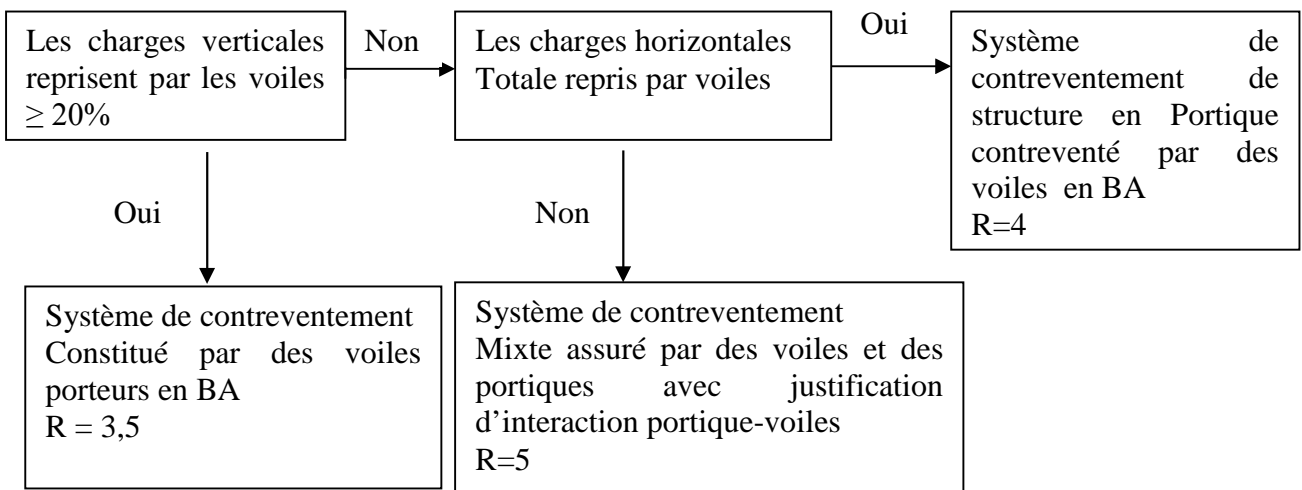
2^{ème} mode : translation suivant y avec un taux de participation massique de 67 ,37%

3^{ème} mode : rotation suivant z avec un taux de participation massique de 66.77%

d. Justifications du système de contreventement :

Cette vérification a pour objectif la détermination des pourcentages relatifs des charges verticales et horizontales reprises par les voiles et les portiques afin de justifier la valeur de R à prendre.

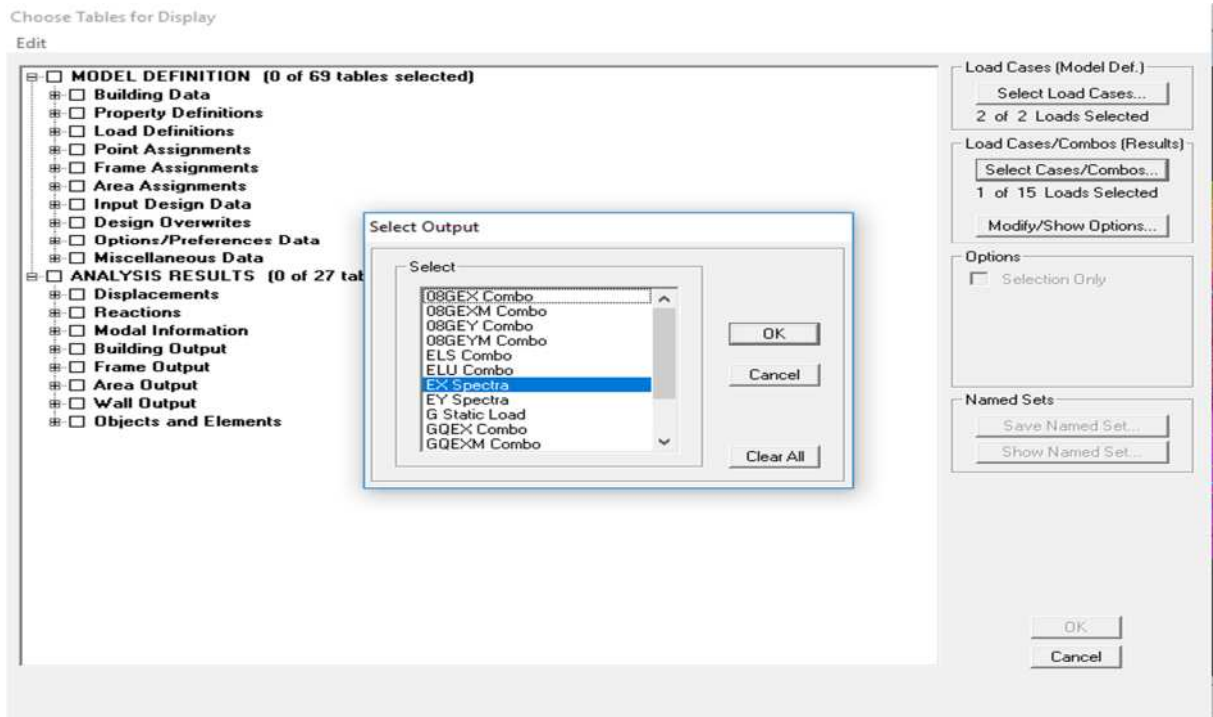
Nous avons :



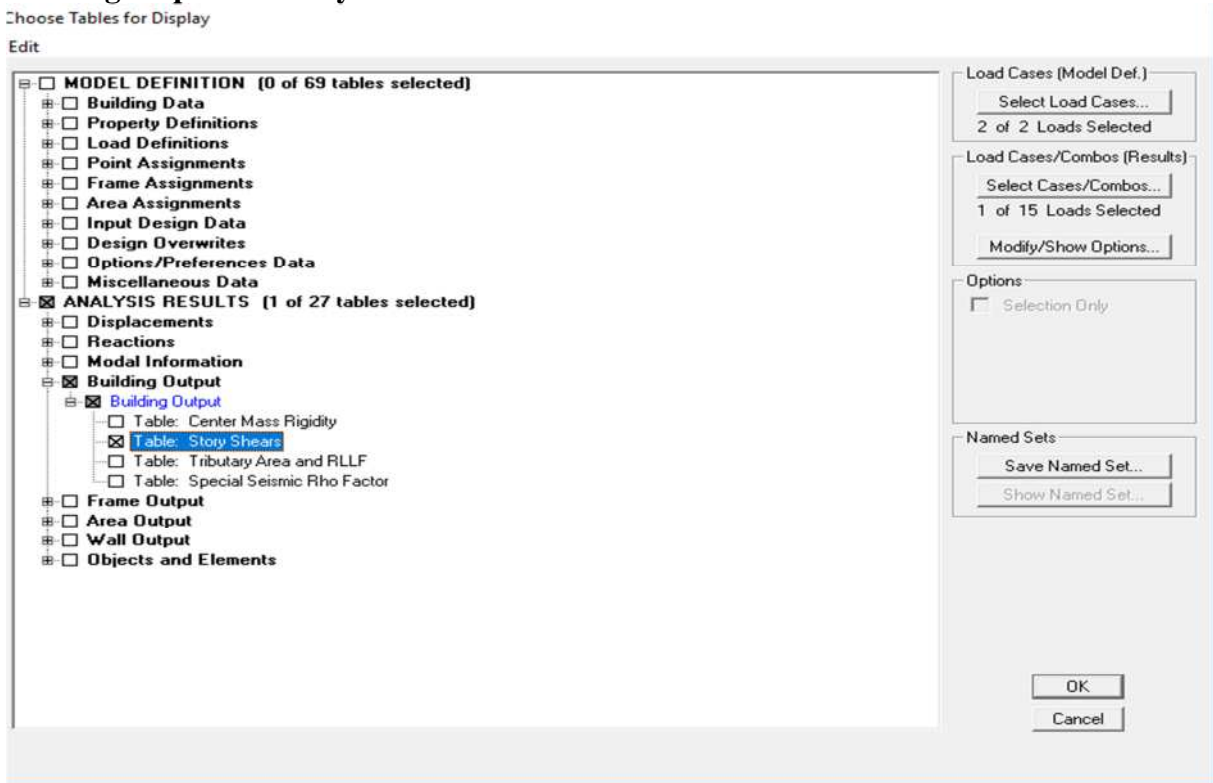
Pour déterminer les charges verticales et horizontales repris par les voiles dans Etabs on suit les étapes ci-après :

1. les charges horizontales repris par les voiles :

Display → show Tables → select cases / combo → Ex spectra → OK



Building output → story shears → ok



Les résultats s'afficheront comme suit :

Story Shears

Edit View

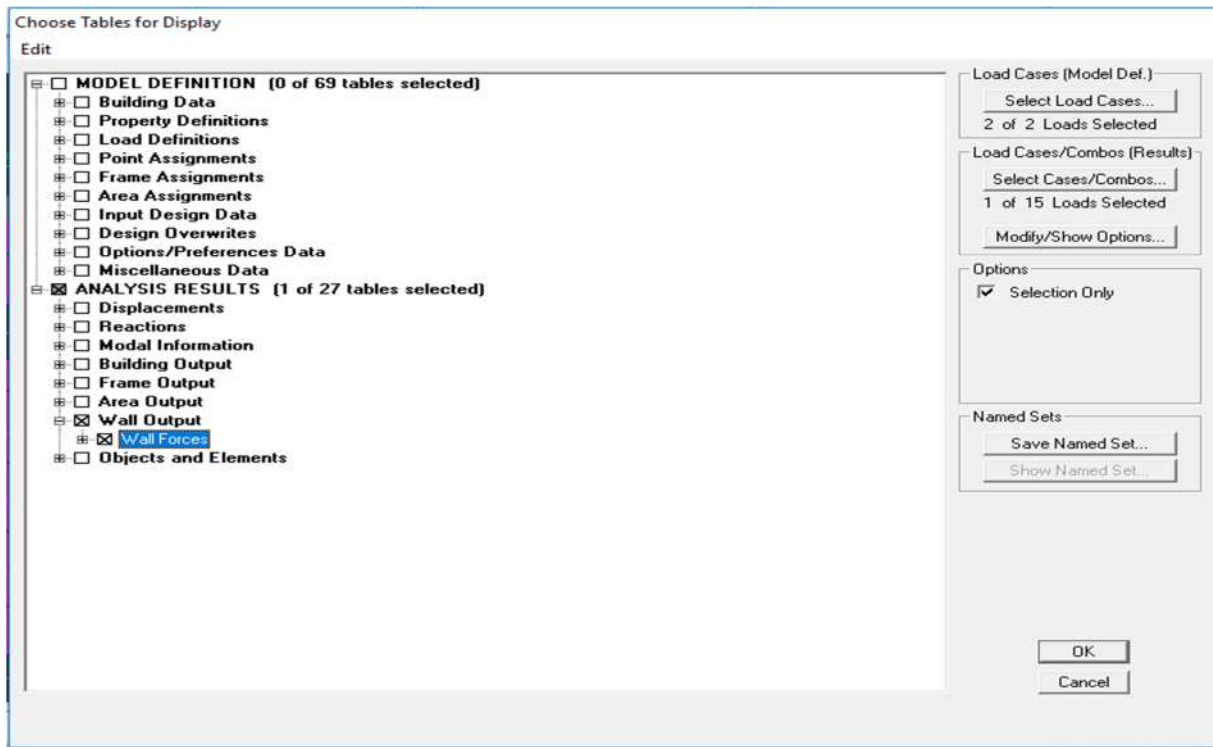
	Story	Load	Loc	P	VX
▶	TERASSE	EX	Top	0,00	3,04
	TERASSE	EX	Bottom	0,00	3,04
	ETT	EX	Top	0,00	422,38
	ETT	EX	Bottom	0,00	422,38
	ET8	EX	Top	0,00	1015,79
	ET8	EX	Bottom	0,00	1017,90
	ET7	EX	Top	0,00	1455,37
	ET7	EX	Bottom	0,00	1457,02
	ET6	EX	Top	0,00	1813,62
	ET6	EX	Bottom	0,00	1814,98
	ET5	EX	Top	0,00	2115,81
	ET5	EX	Bottom	0,00	2116,95
	ET4	EX	Top	0,00	2377,05
	ET4	EX	Bottom	0,00	2378,02
	ET3	EX	Top	0,00	2598,04
	ET3	EX	Bottom	0,00	2598,82
	ET2	EX	Top	0,00	2778,17
	ET2	EX	Bottom	0,00	2778,79
	ET1	EX	Top	0,00	2914,61

Edit → copy → collé dans l'Excel

On tire la somme de $V_x = 15860.07 \text{ KN}$

Select → by pier ID → on sélectionne tout les voiles longitudinales → ok

Display → show Tables



OK

Les résultats s'afficheront comme suit :

Pier Forces				
	Story	Pier	Load	V2
▶	RDC	VL1/01	EX	346,11
	RDC	VL1/01	EX	327,56
	ET1	VL1/02	EX	308,99
	ET1	VL1/02	EX	316,05
	RDC	VL1/03	EX	346,21
	RDC	VL1/03	EX	327,43
	ET1	VL1/04	EX	309,06
	ET1	VL1/04	EX	315,89
	ET2	VL1/05	EX	272,25
	ET2	VL1/05	EX	281,13
	ET3	VL1/06	EX	211,33
	ET3	VL1/06	EX	218,75
	ET2	VL1/07	EX	272,30
	ET2	VL1/07	EX	280,93
	ET3	VL1/08	EX	211,35
	ET3	VL1/08	EX	218,53
	ET4	VL1/09	EX	198,19
	ET4	VL1/09	EX	206,38
	ET5	VL1/10	EX	110,24

Edit → copy → collé dans l'Excel

On tire $V2 = 9632.85\text{KN}$.

❖ On tire le pourcentage des charges horizontales repris par les voiles longitudinales

$$\%VL = \frac{V_{voil}}{V_x} \times 100 = \frac{9632.85}{15860.07} \times 100 = 60.7\%$$

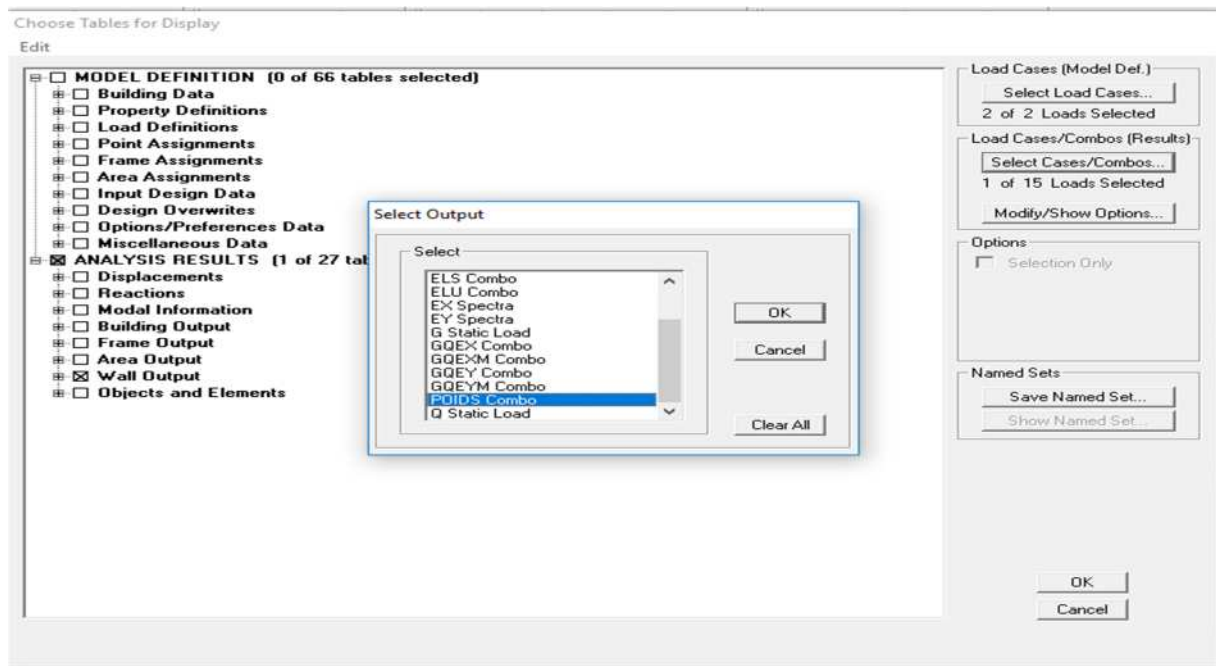
On suit les mêmes étapes pour déduire le pourcentage des charges horizontal repris par les voiles transversales il suffit de changer la combinaison Ex par Ey et relever respectivement les valeurs $V_2 = 12727.68 \text{ KN}$ et $V_y = 17502.32 \text{ KN}$

❖ On tire le pourcentage des charges horizontales repris par les voiles transversales :

$$\%VT = \frac{V_{voile}}{V_y} \times 100 = \frac{12727.68}{17502.32} \times 100 = 72\%$$

2. les charges verticales repris par les voiles :

Display → show Tables → select cases / combo → poids combo → ok

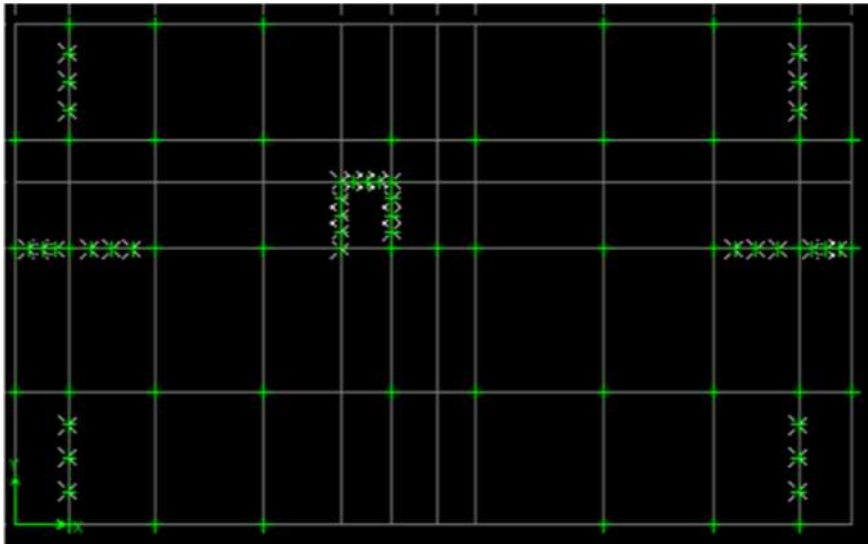


Building output → story shears → ok

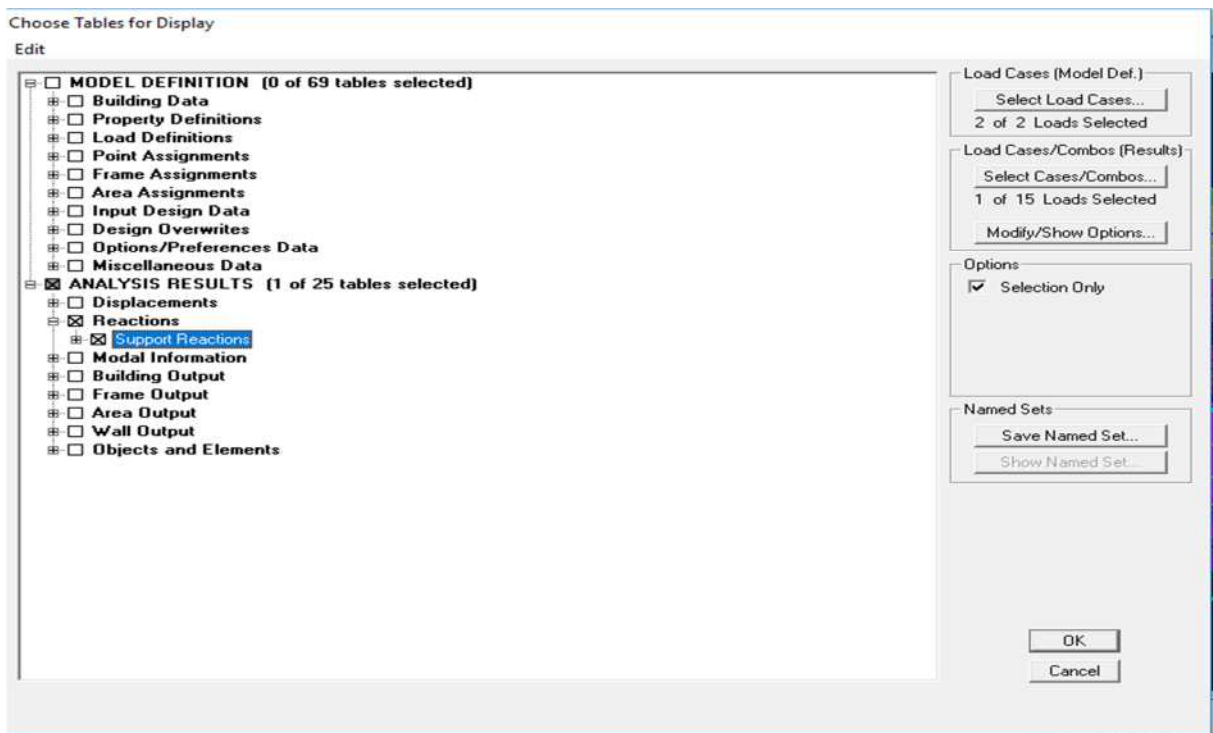
On tire

Le poids total de la structure $W_t = 47395.22 \text{ KN}$

A la base de la structure on selection les noeuds des voiles sans les noeuds des poteaux



Display → show Tables → Reactions → ok



Edit → copy → collé dans l'Excel

On tire la Somme de Fz = 8876.51 KN

❖ On tire le pourcentage de la charge verticale repris par des voiles :

$$\% V \text{ voile} = \frac{Fz}{W} \times 100 = 18.7\%$$

Conclusion :

- Les pourcentages des charges verticale repris par des voiles 18.7% est inferieur a **20%**
 - Le pourcentage des charges horizontales repris par des voiles longitudinale 60.7% et transversale 72% est inferieur a **75%**
- DONC **R= 5**

e. Vérification des déplacements relatifs :

D'après le RPA 99 (Art 5-10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

- ✓ δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques
- ✓ R : coefficient de comportement **R = 5**

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

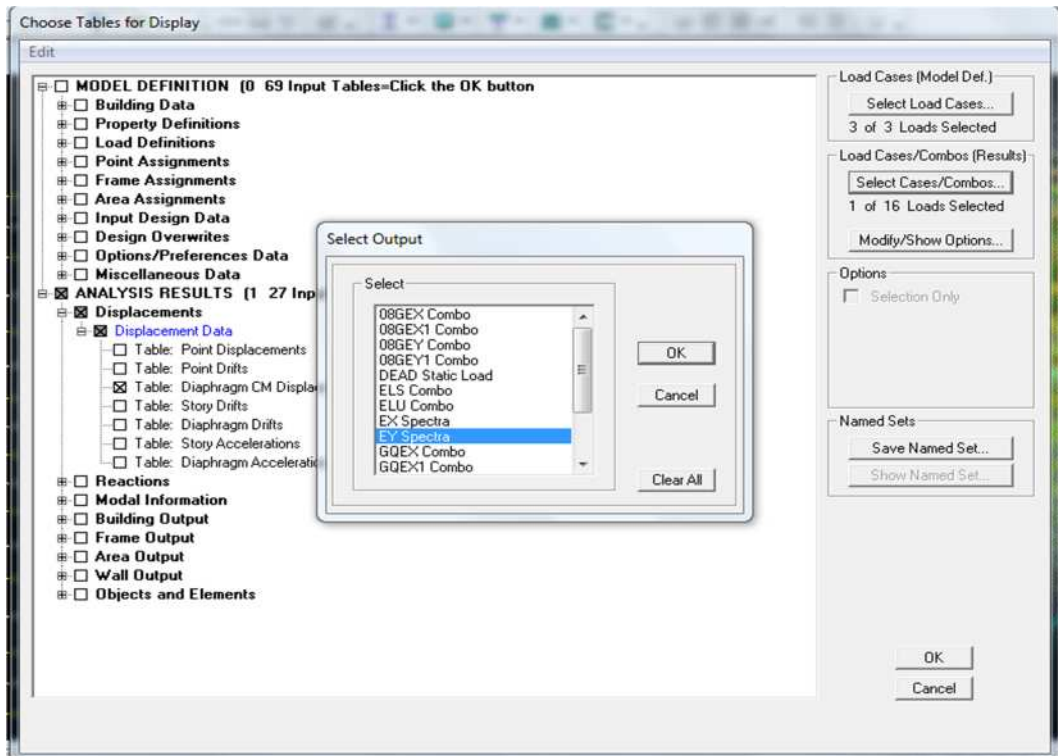
- **Dans le sens longitudinal :**

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 spectra** en cliquant sur : **Select cases/combo**



Puis on clique : **OK** → **OK**

- **Dans le sens transversal :**

De même, pour le sens transversal, on remplace juste la combinaison Ex spectra par Ey spectra

Story	diaphragme	$\delta_{kx}[m]$	$\delta_{ky}[m]$	ΔKx	ΔKy	1%He	conclusion
ETT	D10	0.0208	0.0167	0.0024	0.0019	0.306	Cv
ET8	D9	0.0184	0.0148	0.0026	0.0021	0.306	Cv
ET7	D8	0.0158	0.0127	0.0026	0.0021	0.306	Cv
ET6	D7	0.0132	0.0106	0.0026	0.0021	0.306	Cv
ET5	D6	0.0106	0.0085	0.0025	0.0021	0.306	Cv
ET4	D5	0.0081	0.0064	0.0023	0.0019	0.306	Cv
ET3	D4	0.0058	0.0045	0.0021	0.0017	0.306	Cv
ET2	D3	0.0037	0.0028	0.0018	0.0013	0.306	Cv
ET1	D2	0.0019	0.0015	0.0013	0.001	0.306	Cv
RDC	D1	0.0006	0.0005	0.0006	0.0005	0.306	Cv

Tab V.5 : Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey.

D'après les résultats trouve dans le tableau ci-dessus, On conclut que la condition de l RPA vis-à-vis des déformations est vérifier

La condition est vérifiée.

f. Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure (RPA V.2003 /Art 4.3.6 :

Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée

➤ **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente**

$$V = \frac{A \times D \times q}{R} \times W \quad (\text{RPA 99 _ formule 4-1})$$

✓ **Détermination des paramètres :**

Pour faire le calcul faut déterminer ces coefficients :

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le (tableau 4.1 du RPA)

Suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

$$\left. \begin{array}{l} - \text{Zone sismique : IIa} \\ - \text{Groupe d'usage : 2} \end{array} \right\} \longrightarrow \mathbf{A = 0,15}$$

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4 du RPA

Système de contreventement constitué par des voiles porteurs **R =5**

Q : Facteur de qualité : **1.15**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- **Conditions minimales sur les filles de contreventement** : chaque fille de portique doit comporter à tous les niveaux ; au moins trois(03).

- **la redondance en plan** : Chaque étage devra avoir en plan au moins (04) files de portiques ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées, dont le rapport n'excède pas 1.5.

- la régularité en plan et en élévation.

-contrôle de la qualité des matériaux.

-contrôle d'exécution.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule : $\mathbf{Q = 1 + \sum_1^6 pq}$

Pq est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée dans ce tableau

Critère q	Observé	Non observé
Conditions minimales sur les files de contreventement		0,05
Redondance en plan		0,05
Régularité en plan	0	
Régularité en élévation		0,05
Contrôle de qualité des matériaux	0	
Contrôles d'exécution	0	

Tab V.6: valeurs des pénalités Pq.

Q = 1,15

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et la période fondamentale de la structure (T).

Il est donné par la formule :

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

T₂ : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le (Tableau 4.7 du RPA99 V2003) .

T₂ (S3) = 0,5sec.

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0,7 \quad (\text{Formule 4.3 RPA99v2003}).$$

ε (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance remplissages donnée par (Tableau 4.2 RPA99V2003).

On prend : $\varepsilon = 8.5\%$

D'où :

$\eta = 1.8 \geq 0,7 \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

T: La période fondamentale donnée par ETABS : T = 0,72s

Donc :

$T_2 = 0,5\text{sec} \leq T = 0,72 \text{ s} \leq 3,0\text{sec}$

D'où :

$D_X = D_Y = 2,5 \times 1,8 \left(\frac{0,5}{0,72}\right)^{2/3} = 2.13$

$W_t = 47395.22 \text{ KN}$: Poids total de la structure, donné par ETABS

❖ Tableau récapitulatif des résultats

Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone A	0,15
Facteur d'amplification dynamique D	2.13
Facteur de qualité Q	1,20
Coefficient de comportement R	5
Le poids total de la structure W_t [kN]	47395.22

Tab V.7 : récapitulatif des résultats.

On remplace les valeurs des facteurs dans la formule :

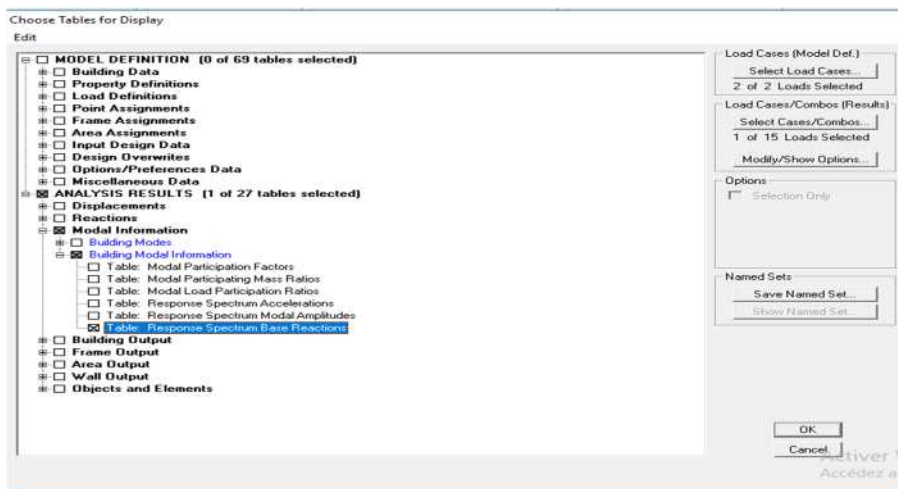
$$V = \frac{0,15 \times 2.13 \times 1,15}{5} \times 47395.22 = 3482.83 \text{ KN}$$

→ $V_{RPA} = 3482.83 \text{ KN}$

➤ **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** → **modal Information** → **building modal information** → **Response spectrum base reactions**



Puis on clique : **OK** → **OK**

Les résultats s'afficheront comme suit :

Response Spectrum Base Reactions									
	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	EX	1	U1	2720,54	22,96	0,00	-475,871	59115,188	-25712,0
	EX	2	U1	0,28	-29,09	0,00	634,317	6,441	-457,2
	EX	3	U1	25,72	7,94	0,00	-178,471	560,096	-124,1
	EX	4	U1	1026,95	20,16	0,00	-53,573	4961,332	-9506,6
	EX	5	U1	0,70	-26,98	0,00	136,771	4,135	-429,8
	EX	6	U1	8,19	3,07	0,00	-15,498	40,356	-30,52
	EX	7	U1	441,99	8,73	0,00	-31,209	1495,618	-4069,6
	EX	8	U1	0,30	-12,04	0,00	42,101	1,004	-190,1
	EX	9	U1	2,90	1,62	0,00	-6,160	10,523	-3,23
	EX	10	U1	198,81	2,93	0,00	-5,186	360,275	-1799,4
	EX	11	U1	27,23	0,33	0,00	-0,351	60,351	-269,6
	EX	12	U1	0,23	0,96	0,00	-1,657	0,473	15,21
	EX	All	All	2989,69	33,03	0,00	472,454	59597,622	28472,9
	EY	1	U2	22,96	0,19	0,00	-4,017	499,003	-217,0
	EY	2	U2	-29,09	3035,17	0,00	-66175,170	-671,962	47699,9
	EY	3	U2	7,94	2,45	0,00	-55,088	172,882	-38,33
	EY	4	U2	20,16	0,40	0,00	-1,052	97,412	-186,6
	EY	5	U2	26,98	1044,28	0,00	5793,314	160,015	16837,4

Puis on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

$$V_{x\text{dyn}} = \text{Max } F_1 = 2989.69 \text{ KN}$$

$$V_{y\text{dyn}} = \text{Max } F_2 = 3271.28 \text{ KN}$$

❖ **Vérification :**

✓ **Sens longitudinal :**

$$V_{x\text{dyn}} = 2989.69 \text{ KN} > 0,8V_{\text{RPA}} = 0,8 \times 3482.83 \text{ KN} = 2786.3\text{KN}. \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Sens transversal :**

$$V_{y\text{dyn}} = 3271.28\text{KN} > 0,8V_{\text{RPA}} = 0,8 \times 3482.83\text{KN} = 2786.3\text{KN}. \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales est supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V

Donc : **L'effort tranchant a la base est vérifié.**

g. Vérification de l'effet de 2ème ordre (l'effet P-Δ) :

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_k}{V_K \times h_K} \leq 0,10 \quad (\text{Art 5.9 RPA99V2003}).$$

- P_K : Poids total de la structure et des charges exploitation associées au-dessus du niveau «K».
- V_K : effort tranchant d'étage au niveau «K».
- Δ_k : déplacement relatif du niveau «K» par rapport au niveau « k-1 » en considérons la combinaison (G+Q+E).
- h_K : hauteur de l'étage «K».

Niveau (cm)	pk (KN)	hk	Sens x-x			Sens y-y		
			Δk(m)	Vk(KN)	θ(m)	Δk(cm)	Vk(KN)	θ(m)
ETT	2810,56	3,06	0.0024	422.38	0,00497857	0.0019	452.24	0,00368113
ET8	7508,06	3,06	0.0026	1017.9	0,00594281	0.0021	1115.97	0,00437815
ET7	12176,4	3,06	0.0026	1457.02	0,00672492	0.0021	1610.43	0,00491424
ET6	16965,24	3,06	0.0026	1814.98	0,00751315	0.0021	2015.18	0,00546545
ET5	21890,62	3,06	0.0025	2116.95	0,00798339	0.0021	2365.24	0,00600208
ET4	26816,01	3,06	0.0023	2378.02	0,00800414	0.0019	2652.73	0,00592738
ET3	32062,7	3,06	0.0021	2598.82	0,00794788	0.0017	2884.45	0,00579687
ET2	37309,38	3,06	0.0018	2778.79	0,00738183	0.0013	3076.29	0,00481574
ET1	42330,26	3.06	0.0013	2915.04	0,00576921	0.001	3209.79	0,00403033
RDC	47395,22	3.06	0.0006	2989.69	0,00290284	0.0005	3271.29	0.0000221

Tab V.8 : vérification de l'effet p-Δ.

Donc $\theta = \frac{P_K \times \Delta_k}{V_K \times h_K} \leq 0,10$ est vérifié

Alors l'effet p-Δ est négligeable dans les deux directions de bâtiment

h. Spécifications pour les poteaux :

Pour le cas de l'effort normal réduit dans les poteaux on doit vérifier la condition suivante :

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

$$\begin{cases} N_d : \text{Effort normal dans les poteaux} \\ B_c : \text{Section du poteau} \end{cases}$$

Pour déterminer l'effort normal dans les poteaux pour chaque section (zone) par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

❖ **Exemple pour les étapes :**

On sélectionne les poteaux qui ont la même section :

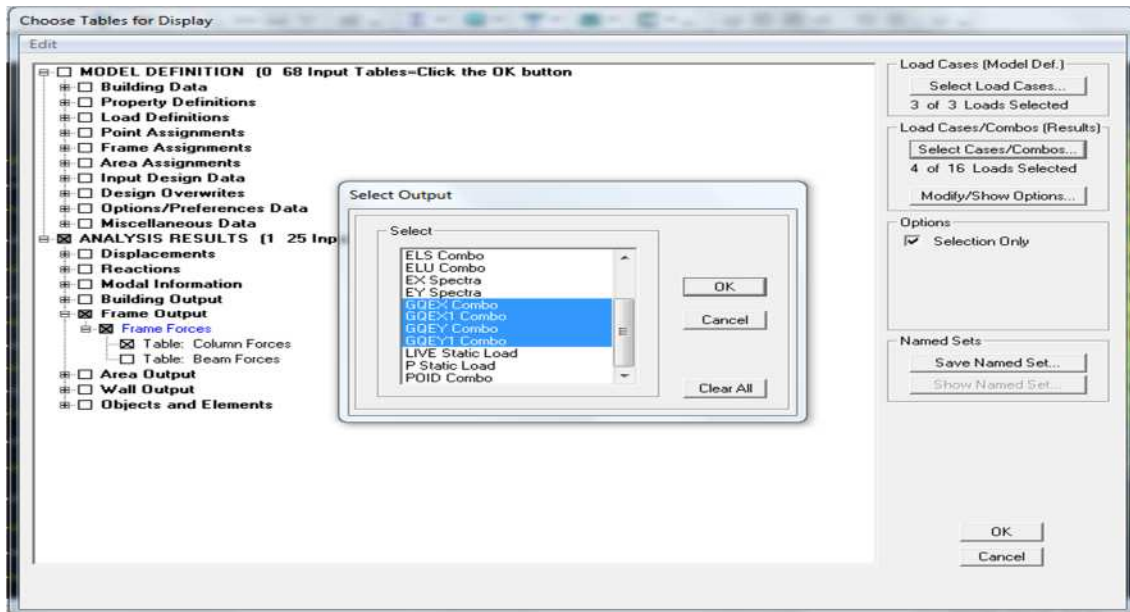
✓ poteau 45× 45 (RDC ,1^{ère} étage)

Display → Show Table →

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

Frame Output → Frame Force → Table: Colum force

Puis on définit les combinaisons **G+Q±E** en cliquant sur :
Select cases/combos



Puis on clique : **OK** → **OK**

Les résultats s'afficheront comme suit :

Column Forces						
	Story	Column	Load	Loc	P	V2
▶	ET1	C2	GQEX	0,000	-735,38	-1,73
	ET1	C2	GQEX	1,305	-727,22	-1,73
	ET1	C2	GQEX	2,610	-719,06	-1,73
	ET1	C2	GQEXM	0,000	-735,38	-1,73
	ET1	C2	GQEXM	1,305	-727,22	-1,73
	ET1	C2	GQEXM	2,610	-719,06	-1,73
	ET1	C2	GQEY	0,000	-735,38	-1,73
	ET1	C2	GQEY	1,305	-727,22	-1,73
	ET1	C2	GQEY	2,610	-719,06	-1,73
	ET1	C2	GQEYM	0,000	-735,38	-1,73
	ET1	C2	GQEYM	1,305	-727,22	-1,73
	ET1	C2	GQEYM	2,610	-719,06	-1,73
	RDC	C2	GQEX	0,000	-844,04	-0,69
	RDC	C2	GQEX	1,305	-835,88	-0,69
	RDC	C2	GQEX	2,610	-827,73	-0,69
	RDC	C2	GQEXM	0,000	-844,04	-0,69
	RDC	C2	GQEXM	1,305	-835,88	-0,69
	RDC	C2	GQEXM	2,610	-827,73	-0,69

Edit → copy → collé dans l'Excel

Puis on relève les valeurs de l'effort normal max tel que :

$$N_d = 2258.89\text{KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{\times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0,4 > 0,3 \longrightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Donc on va redimensionner la section pour que la condition soit vérifiée.

Pour la section (50x50) l'effort normal n'est pas vérifié.

Donc :

❖ On procède de la même manière pour les autres sections :

✓ **Poteaux 55x55 : (RDC, 1^{ère} étage)**

$$N_d = 2539.62\text{KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{2258.89 \times 10^3}{550 \times 550 \times 25} = 0,29 \leq 0,3 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Poteaux 50x50 :(2^{ème} et 3^{ème} Etage)**

$$N_d = 1542.79 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{1542.79 \times 10^3}{500 \times 500 \times 25} = 0,24 \leq 0,3 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Poteaux 45x45 :(4^{ème} et 5^{ème} Etage)**

$$N_d = 1100.37 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{1100.37 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0,21 \leq 0,3 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Poteaux 40x40 :(6^{ème} Etage)**

$$N_d = 678.67 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{678.67 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0,16 \leq 0,3 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Poteaux 35x35 :(7^{ème} 8^{ème} et 9^{ème} Etage)**

$$N_d = 480.4 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{480.4 \times 10^3}{350 \times 350 \times 25} = 0,15 \leq 0,3 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

L'effort réduit dans tous les poteaux est vérifié

❖ **Conclusion**

D'après les résultats obtenus si dessus pour notre structure, Toutes les exigences du RPA sont vérifiées, à présent on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

VI.1. Etude des poteaux :

VI.1.1. Introduction :

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal(N) et du moment fléchissant(M) sous les combinaisons les plus défavorables.

Le calcul se fait en tenant compte de trois types de sollicitation :

- Effort normal maximal de compression et moment correspondant.
- Moment maximal et effort normal correspondant.
- Effort normal maximal de traction et moment correspondant

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeF40)		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,167	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	21,73	1	400	400

Tab VI.1 : Caractéristique mécanique des matériaux.

VI.1.2. Combinaison des charges

$$\left\{ \begin{array}{ll} 1.35 G + 1.5 Q & \text{ELU} \\ G + Q & \text{ELS} \\ G + Q \pm E & \text{RPA 2003} \\ 0.8 G \pm E & \text{RPA 2003} \end{array} \right.$$

VI.1.3. Recommandation du RPA 2003

a- Les armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets,

- Le diamètre minimal est de **12 mm**,
- La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 40ϕ (zone IIa),
- La distance ou espacement(S_t) entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm** (zone IIa),
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrillés symétriquement.
- $A_{min}=0.8\%$ de la section de béton (zone IIa),
- $A_{max}=4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max}=6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement)

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) Zone courante	A _{max} (cm ²) Zone de recouvrement
RDC/1	55x55	24.2	121	181.5
2/3	50x50	20	100	150
4/5	45x45	16.2	81	121.5
6	40x40	12.8	64	96
7.8 et 9	35x35	9.8	49	73.5

Tab VI.2 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

➤ **Les armatures transversales (R.P.A. Version 2003, Art.7.4.2.2)**

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \cdot f_e}$$

h : Hauteur totale de la section brute

V_u : Effort tranchant du calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g : \text{L'élancement géométrique du poteau.}$$

I_f : La longueur de flambement des poteaux.

$$\left(\lambda_g = \frac{I_f}{a} \text{ où } \lambda_g = \frac{I_f}{b} \right)$$

A_t : armatures transversales.

S_t : espacement des armatures transversales.

a, b : dimensions de la section droite du poteau.

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}(10\Phi, 15\text{cm}) & \text{en zone nodale} \\ S_t \leq 15\Phi_L^{\text{min}} & \text{en zone courante} \end{cases}$$

Φ : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\text{min}} = 0.3 \% \\ \lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\text{min}} = 0.8 \% \\ 3 < \lambda_g < 5 \rightarrow \text{Interpolation entre les valeurs limites du poteau.} \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 Φ_{min}.

VI.1.4. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calculs selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS ; les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	NmaxMcor		NminMcor		MmaxNcor →	
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)
Rdc/1	2539.62	16.083	944.68	11.15	79.499	944.68
2/3	2007.8	59.213	506.44	61.47	-77.821	506.44
4/5	1427.22	19.089	193.15	6.408	-76.821	193.15
6	894.18	32.354	39.17	3.625	-62.052	894.18
7,8 et 9	646.19	26.751	54.62	3.889	-35.092	646.19

TabVI.3 : sollicitations dans les poteaux.

VI.1.5. Calcul du ferrailage :

- **Calcul du centre de pression :**

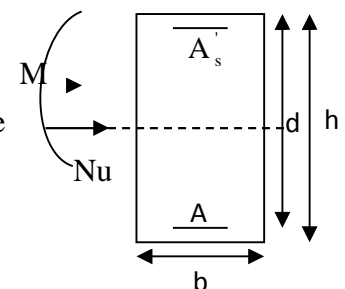
$e = \frac{M}{N}$. → Deux cas peuvent se présenter

➤ Lorsque N est un effort de compression, il est nécessaire de vérifier l'état limite de stabilité de forme.

- Si $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$ Alors la section est partiellement comprimée

- Si $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$ Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$N_u (d - c) - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c}{h}) b h^2 f_{bc} \rightarrow (A)$



Avec : $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) \rightarrow$ Moment fictif

- Si l'inégalité est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait comme suit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

Si $\mu_b < \mu_r$ la section est simplement armée

Si $\mu_b > \mu_r$ la section est doublement armée, donc il faut calculer A_1 et A_1'

On calcule : $M_r = \mu_r bd^2 f_{bc}$

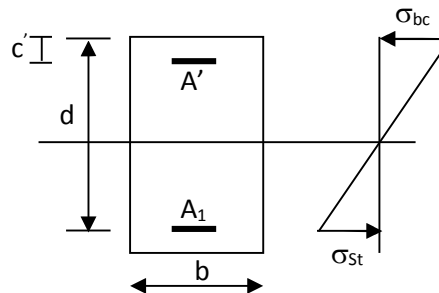
$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec : M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_1' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est $A_s' = A_1'$, $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$.



- Si l'inégalité (A) n'est pas vérifiée, donc la section est entièrement comprimée ; il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u (d - c) - M_f > (0.5h - c) b \cdot h \cdot f_{bc} \rightarrow (B)$$

- Si l'inégalité (B) est vérifiée ; donc la section a besoin d'armatures comprimées .

$$A_{sup} = \frac{M_f - (d - 0.5h) b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s (d - c)}$$

$$A_{inf} = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_{sup}$$

- Si l'inégalité (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures comprimées.

$$A_s' = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{Et } A_s = 0$$

$$\Psi = \frac{0.357 + \frac{N_u (d - c') - M}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

▪ Exemple de calcul :

Poteaux de RDC/1(55x55) :

$M_u=16.083 \text{ KN.m}$ et $N_u=2539.62 \text{ KN}$

$N \implies$ effort de compression

➤ **L'excentricité** $eu = \frac{M_u}{N_u}$ et $eu \geq \frac{h}{2} - c'$

$$\left. \begin{array}{l} - eu = \frac{16.083 \times 10^2}{2539.62} = 0.63 \text{ cm} \\ \text{SEC} \\ - \frac{h}{2} - c' = - \frac{55}{2} - 2.5 = 25 \text{ cm} \end{array} \right\} \longrightarrow$$

$eu < \frac{h}{2} - c$ la section est entièrement comprimée .

$$N_u (d - c') - M_f \text{ avec: } M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

Avec : $d = h - c = 0,55 - 0,025 = 0,525 \text{ m}$

➤ **Calcul du moment fictif :**

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 16.083 + 2539.62 \left(\frac{0,55}{2} - 0,025 \right)$$

$$M_f = 651 \text{ KN.m}$$

$$N_u (d - c') - M_f = 2539.62 (0,525 - 0,025) - 651 = 618.81 \text{ KN.m}$$

$$\text{Et : } \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) bh^2 = \left(0,5 - \frac{0,025}{0,55} \right) \times 0,55 \times 0,55^2 \times 14,2 \times 10^3 = 1073.87 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc: } N_u (d - c') - M_f = 618.81 \text{ KN.m} < \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) bh^2 f_{bc} = 1073.87 \text{ KN.m} \longrightarrow \text{S.S.A}$$

a. Calcul des armatures :

$$A'_s = \frac{N_u - 100 \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \sigma_{st}} A' = 0 \text{ avec } \Psi = \frac{0.357 + \frac{N(d-c) - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0.857 - \frac{c}{h}}$$

Donc:
$$\Psi = \frac{0,357 + \frac{2539.62(0,525 - 0,025) - 651}{0,55 \times 0,55^2 \times 14,2 \times 10^3}}{0,8571 - \frac{0,025}{0,55}} = 0,762$$

→ $A_s = -0,00721 \text{ cm}^2 = 0$

Le ferrailage des poteaux est fait à l'aide du logiciel «SOCOTEC».

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivant :

Niveau	N(KN)	M(KN.m)	Section (cm ²)	Excentricité Cm	Observation	A's (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²) (RPA)	A _{adopt}	Choix des barres
RDC, 1	Nmax	Mcors	55x55	0.63	SEC	00	00	24.2	25.13	4HA20+8HA16
	Nmin	Mcors		1.18	SEC	00	00			
	Ncors	Mmax		8.41	SEC	00	00			
2,3	Nmax	Mcors	50x50	2.95	SEC	00	00	20	24.12	12HA16
	Nmin	Mcors		12.14	SEC	00	00			
	Ncors	Mmax		-15.37	SEC	00	00			
4,5	Nmax	Mcors	45x45	1.34	SEC	00	00	16.2	18.46	12HA14
	Nmin	Mcors		3.32	SEC	00	00			
	Ncors	Mmax		-39.45	SPC	1.52	00			
6	Nmax	Mcors	40x40	3.62	SEC	00	00	12.8	13.56	12HA12
	Nmin	Mcors		9.25	SEC	00	00			
	Ncors	Mmax		-6.94	SEC	00	00			
7,8,9	Nmax	Mcors	35x35	4.14	SEC	00	00	9.8	11.31	10HA12
	Nmin	Mcors		7.12	SEC	00	00			
	Ncors	Mmax		-5.43	SEC	00	00			

Tab VI.4 :Calcul des armatures pour les poteaux.

VI.1.6. Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel

- Empêcher le déplacement transversal du béton
- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

➤ **Espacement des armatures transversales Selon le BAEL 91** Art A.1.3

$$S_t \leq \min\{15\phi_l^{min}; 40cm; (a + 10)cm\}$$

a : est la petite dimension du poteau

$$S_t \leq \min\{15 \times 1.2; 40cm; (35 + 10)cm\}$$

$$S_t \leq 18cm$$

➤ **La section d'armatures transversales Selon BAEL 91** Art A8.1.3

Le diamètre des armatures transversales est ou moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{\phi_t^{min}}{3} = \frac{12}{3} = 4 mm \Rightarrow \phi_t = 8 mm$$

Les armatures longitudinales des poteaux seront en $\phi 8$.

VI.1.7. Vérification à l'ELU :

✓ **Les armatures transversales :**

➤ **Espacement des armatures transversales Art 7.4.2.2 RPA99 version 2003**

La valeur maximum de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

Dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\Phi, 15cm) = \min(12, 15cm) = 12cm$$

On prend $S_t = 8cm$

Dans la zone courante :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l^{min}\right\} = \min\left\{\frac{35}{2}; \frac{35}{2}; 10 \times 1.2\right\}$$

$$S_t \leq \min\{17.5; 17.5; 12\} = 12cm$$

Conclusion :

On adopte : $S_t = 8 \text{ cm}$ en zone nodale

$S_t = 12 \text{ cm}$ en zone courante

➤ **La section d'armatures transversales Art 7.4.2.2RPA 99 version 2003**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h_1 \times f_e}$$

t : Espacement des armatures transversales

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

▪ **Calcul de λ_g : BAEL 91 Art : B8.4.1**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{i}$$

✓ **Poteaux 55x55 (RDC, 1^{ère})**

Avec : L_f : longueur de flambement $L_f = 0.707h_e$

h_e : hauteur d'étage : 3.06m

$L_f = 0.707 \times 3.06 = 2.163 \text{ m}$

i : Rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.55 \times 0.55^3}{12} = 0.0076 \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{0.0076}{0.55 \times 0.55}} = 0.158 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{i} = \frac{2.163}{0.158} = 13.7$$

$$\lambda_g > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

Donc le coefficient ρ_a sera pris égal à 2.50.

La section d'armature transversal égal à $A_t = 2.01 \text{ cm}$.

V_u : L'effort tranchant max $V_u = 31.81 \text{ kN}$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \times S_t$$

$S_t = 8 \text{ cm}$ en zone nodale :

$S_t = 12 \text{ cm}$ en zone courante :

$$A_t = \frac{2.5 \times 31.81 \times 10^3}{550 \times 400} = 0.36 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 = 4HA8$ Soit deux cadre de $\phi 8$ pour tout les poteaux

➤ Quantité d'armatures transversales minimales du RPA :

Pour $\lambda_g > 5$ la quantité des armatures transversales est données comme suit :

section	$A_t^{min} = 0.3\% S_t \times b$ (cm^2)	$A_{\text{adopte}}(\text{cm}^2)$	Verification $A_t^{min} < A_{\text{adop}}$
55x55	1.98	2.01	CV
50x50	1.8	2.01	CV
45x45	1.62	2.01	CV
40x40	1.44	2.01	CV
35x35	1.26	2.01	CV

Tab VI.5 : les armatures transversales minimales

➤ Longueur de recouvrement :

Pour le $\phi 16 \Rightarrow L = 40\phi_l = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$

Pour le $\phi 14 \Rightarrow L = 40\phi_l = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$

Pour le $\phi 12 \Rightarrow L = 40\phi_l = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$

➤ Délimitation de la zone nodale

b1 et h1 : dimension du poteaux

he : hauteur entre nu des poutres

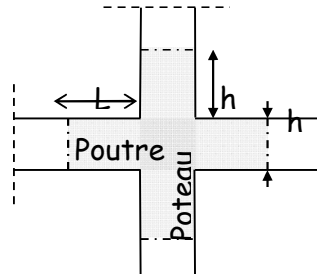


Fig VI.1 : zone nodale dans le poteau.

Poteau	$h' = \max \left(\frac{h_e}{6} ; h_1 ; b_1 ; 60 \right)$	
RDC,1(55x55)	$h' = \max (51 ; 55 ; 55;60)$	$h' = 60\text{cm}$
2,3(50x50)	$h' = \max (51 ; 50;50; 60)$	$h' = 60\text{cm}$
4,5(45x45)	$h' = \max (51 ; 45 ; 45 ; 60)$	$h' = 60\text{cm}$
6(40x40)	$h' = \max (51 ; 40; 40 ; 60)$	$h' = 60\text{cm}$
7,8,9(35x35)	$h' = \max (51 ; 35; 35 ; 60)$	$h' = 60\text{cm}$

Tab VI.6 : délimitation de la zone nodale.

Remarque :

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5 cm au plus du nu d'appui

VI.1.8.Vérification des contraintes tangentielles : Art 7.4.3.2 RPA99 version 2003

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_u = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

$$\text{On a } \rho_d \begin{cases} 0.075 \text{ Si } \lambda_g > 5 \\ 0.040 \text{ Si } \lambda_g < 5 \text{ donc } \rho_d = 0.075 \rho_d \end{cases}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$$

Les résultats de calculs sont représentés dans le tableau suivant :

Niv	Section	d (cm)	V _u (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Obs
RDC,1	55x55	52.5	31.81	0.110	1.875	Cv
2,3	50x50	47.5	27.16	0.114	1.875	Cv
4,5	45x45	42.5	22.24	0.116	1.875	Cv
6	40x40	37.5	18.15	0.121	1.875	Cv
7,8,9	35x35	32.5	13.51	0.118	1.875	Cv

Tab VI.7 : vérification des contraintes tangentielles pour les poteaux.

Conclusion :

Les contraintes tangentielles sont vérifiées

VI.1.9.Vérifications à l'ELS :

✓ **Vérification d'une Section partiellement comprimée :**

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- les contraintes sont calculées à l'E LS sous les sollicitations de (N_{ser}, M_{ser})
- la fissuration est considérée peu nuisible donc pas de limitation des contraintes de traction de l'acier
- la contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

Les poteaux sont calculée en flexion composée, et pour calculée la contrainte σ_{bc} de chaque section il faut suivre l'organigramme du flexion composée suivant à l'ELS

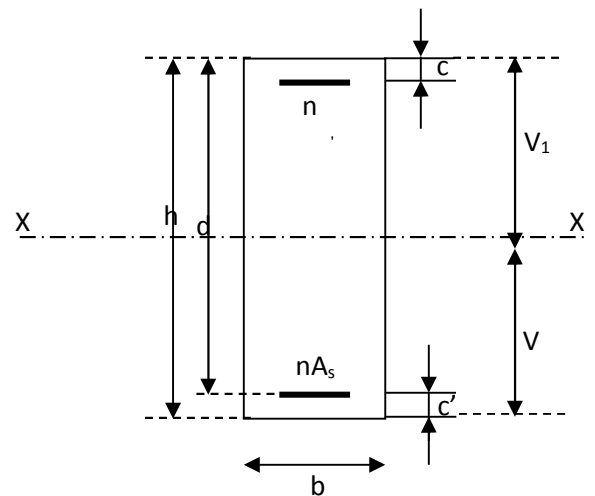
nous avons des notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A_1 + A_2)$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right]$$

$$V_2 = h - v_1$$

$$I = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15x(A_1(v_1 - c)^2 + A_2x(v_2 - c)^2)$$



Dans le cas des poteaux, il y' a lieu de vérifiée :

-Etat limite d'ouvertures des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

-Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

On a deux cas à vérifiée, en flexion composée et à l'ELS :

- Si $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$ → la section est entièrement comprimée.

Vérification des contraintes :

- La section homogène est :

$$B_0 = b \cdot h + \eta (A_s + A'_s)$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15 (A_s \cdot c' + A'_s \cdot d) \right] \rightarrow V_2 = h - V_1$$

- Le moment d'inertie de la section total homogène :

$$I = \frac{b}{3} \cdot (V_1^3 + V_2^3) + 15 [A_s (V_1 - c)^2 + A'_s (V_2 - c)^2]$$

$$\sigma_{b1} = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s^{v1}}{I_G} \right) \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{b2} = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s^{v2}}{I_G} \right) \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Puisque $\sigma_{b1} > \sigma_{b2}$, donc il suffit de vérifier que $\sigma_{b1} < \bar{\sigma}_b$

N_s : Effort de compression à l'ELS

M_s : Moment fléchissant à l'ELS

B_0 : Section homogénéisée.

$$B_0 = b x h + 15 A_s$$

• Si $\frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \rightarrow$ La section est partiellement comprimé

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1$$

$$K = \frac{M_s}{I_{x-x}} \quad \text{avec} \quad I_{x-x} = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - c')^2]$$

$$y_1 = y_2 + c$$

y_2 : est à déterminer par l'équation suivante :

$$y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$$

Avec :

$$p = -3c^2 - \frac{90 A'_s}{b} (c - c') + \frac{90 A_s}{b} (d - c)$$

$$q = -2c^3 - \frac{90 A'_s}{b} (c - c')^2 + \frac{90 A_s}{b} (d - c)^2$$

$c = \frac{h}{2} - e$: Distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

Les résultats sont donnés par les tableaux suivants :

Niveau	section	solicitation	Ns(KN)	Ms(KN.m)	es (m)	h/6	Obs	σ_{b1}	σ	$\bar{\sigma}_b$	Obs
--------	---------	--------------	--------	----------	--------	-----	-----	---------------	----------	------------------	-----

								(MPa)	^{b2} (MPa)	(MPa)	
RDC,1	55x55	Nmax-Mcors	1847.53	11.517	0.0062	0.0916	SEC	5.61	5.01	15	Vérifiée
		Nmin-Mcors	400.12	9.453	0.0236	0.0916	SEC	1.4	0.9	15	Vérifiée
		Ncors-Mmax	485.65	-44.593	-0.0918	0.0916	SEC	0.22	2.57	15	Vérifiée
2,3	50x50	Nmax-Mcors	1461.82	24.448	0.0167	0.0833	SEC	5.67	4.13	15	Vérifiée
		Nmin-Mcors	280.75	12.693	0.0452	0.0833	SEC	1.37	0.53	15	Vérifiée
		Ncors-Mmax	640.3	-36.039	-0.0562	0.0833	SEC	0.87	3.47	15	Vérifiée
4,5	45x45	Nmax-Mcors	1039.19	13.849	0,0133	0.075	SEC	4.79	3.6	15	Vérifiée
		Nmin-Mcors	175.54	11.365	0,0647	0.075	SEC	1.2	0.22	15	Vérifiée
		Ncors-Mmax	425.32	-35.484	-0,0834	0.075	SEC	0.19	3.24	15	Vérifiée
6	40x40	Nmax-Mcors	651.02	-23.485	-0,0360	0.0666	SEC	1.84	4.51	15	Vérifiée
		Nmin-Mcors	117.13	-6.264	-0,0534	0.0666	SEC	0.21	0.93	15	Vérifiée
		Ncors-Mmax	323.34	-29.343	-0,0907	0.0666	SEC	0.12	3.24	15	Vérifiée
7,8,9	35x35	Nmax-Mcors	470.7	-19.421	-0,0412	0.0580	SEC	1.31	4.3	15	Vérifiée
		Nmin-Mcors	22.82	2.807	0,1230	0.0580	SPC	0.36	0	15	Vérifiée
		Ncors-Mmax	133.21	-29.80	-0,2237	0.0580	SEC	0	3.34	15	Vérifiée

Tab VI.8 : Vérification des contraintes à l'ELS.

✓ **Condition de non fragilité :**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopté} > A_{min} = 0.23 \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right)$$

Les résultats sont donnés par les tableaux suivants :

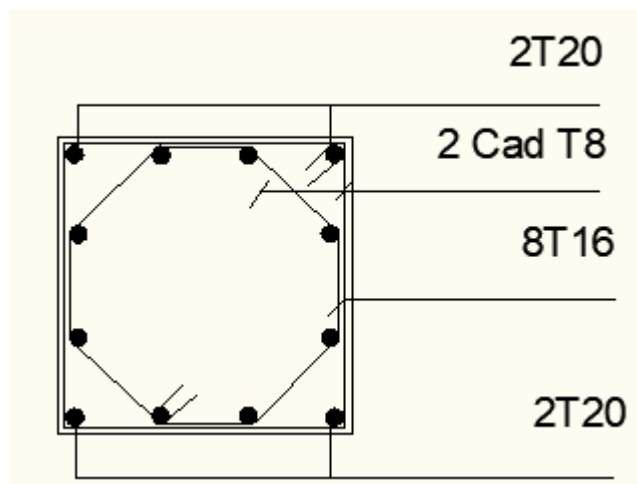
Niveau	section	Solicitation	Ns(KN)	Ms(KN.m)	es (m)	A _{min}	A _{adopté}	Obs
--------	---------	--------------	--------	----------	--------	------------------	---------------------	-----

RDC,1	55x55	Nmax-Mcors	1847.53	11.517	0.0062	23.09	25.13	Vérifiée
		Nmin-Mcors	400.12	9.453	0.0236	10.20	25.13	Vérifiée
		Ncors-Mmax	485.65	-44.593	-0.0918	6.10	25.13	Vérifiée
2,3	50x50	Nmax-Mcors	1461.82	24.448	0.0167	8.03	24.12	Vérifiée
		Nmin-Mcors	280.75	12.693	0.0452	11.48	24.12	Vérifiée
		Ncors-Mmax	640.3	-36.039	-0.0562	5.42	24.12	Vérifiée
4,5	45x45	Nmax-Mcors	1039.19	13.849	0,0133	6.36	18.46	Vérifiée
		Nmin-Mcors	175.54	11.365	0,0647	10.15	18.46	Vérifiée
		Ncors-Mmax	425.32	-35.484	-0,0834	3.94	18.46	Vérifiée
6	40x40	Nmax-Mcors	651.02	-23.485	-0,0360	3.55	13.56	Vérifiée
		Nmin-Mcors	117.13	-6.264	-0,0534	3.30	13.56	Vérifiée
		Ncors-Mmax	323.34	-29.343	-0,0907	2.94	13.56	Vérifiée
7,8,9	35x35	Nmax-Mcors	470.7	-19.421	-0,0412	2.56	12.31	Vérifiée
		Nmin-Mcors	22.82	2.807	0,1230	-0.54	12.31	Vérifiée
		Ncors-Mmax	133.21	-29.80	-0,2237	1.79	12.31	Vérifiée

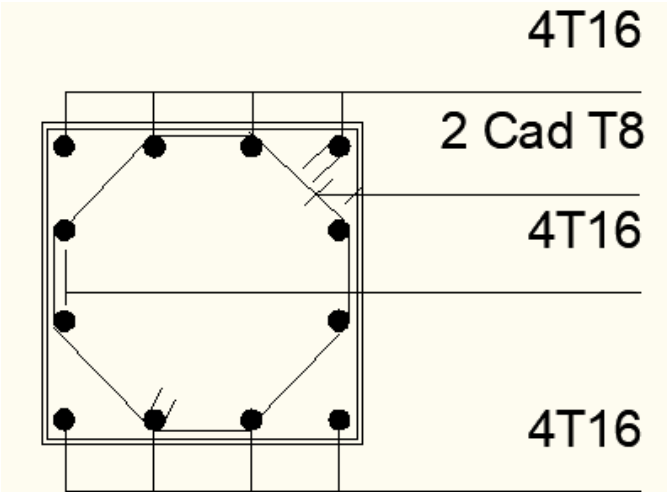
Tab VI.9 : vérification condition de non fragilité

Conclusion:

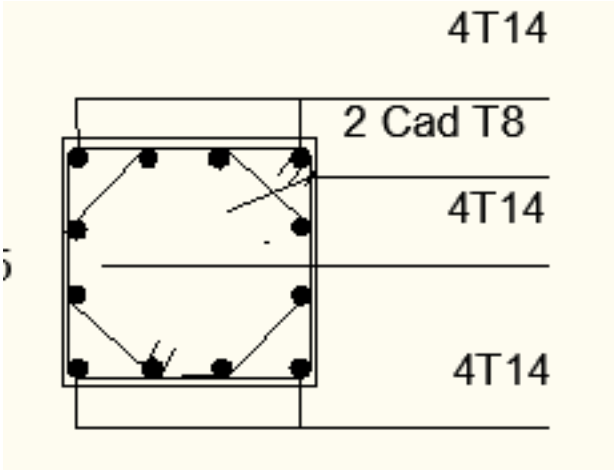
Poteaux (55X55) cm²



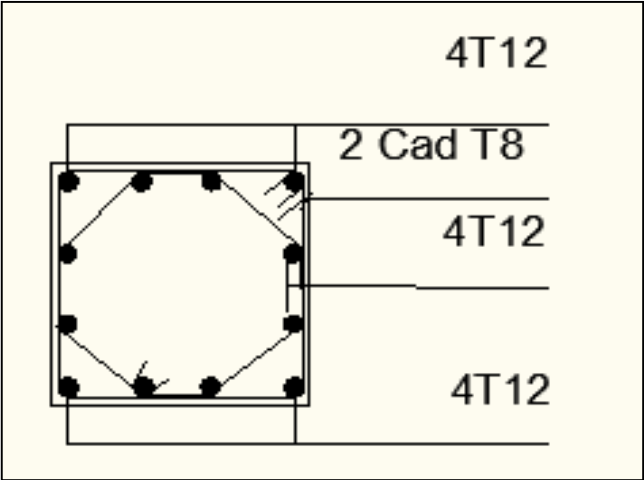
Poteaux (50X50) cm² :



Poteaux (45X45) cm² :



Poteaux (40X40) cm² :



Poteaux (35X35) cm² :

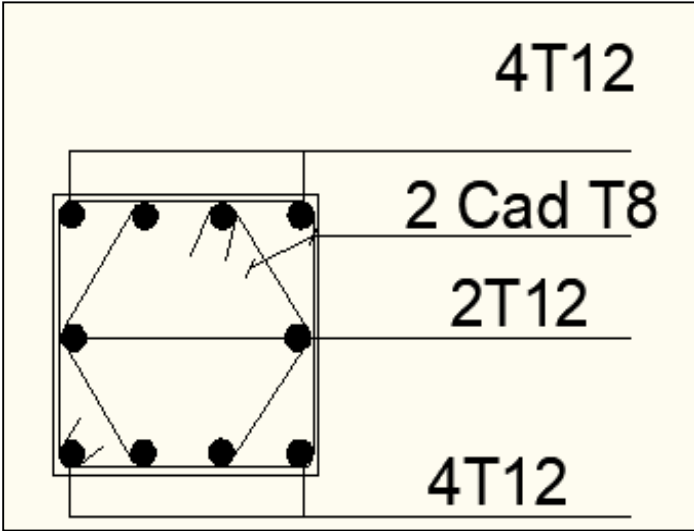


Fig VI.2 : schéma de ferrailage des poteaux.

VI.2. ferrailage des poutres :

VI.2.1. Introduction :

Les poutres sont en flexion simple, leur ferrailage se fera en fonction des efforts calculés par logiciel **ETABS**, combiné par les combinaisons les plus défavorables données par **RPA99Version 2003** et le **BAEL91/99** suivantes :

- **Combinaison fondamentale :**

$$\left. \begin{array}{l} 1.35G+1.5Q \text{ ELU} \\ G+Q \text{ ELS} \end{array} \right\} \text{BAEL 91}$$

- **Combinaisons accidentelle :**

$$\left. \begin{array}{l} 0.8G\mp E \\ G+Q\mp E \end{array} \right\} \text{RPA99 version 2003}$$

V.2.2. Recommandations du RPA99-V2003 :

a. Armatures longitudinales RPA 99/ version 2003 [Art 7.5.2.1]:

- 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.

Les calculs sont montrés dans le tableau suivant :

	0.5% bh	4%bh	6%bh
Poutre principale (30 × 45)	6.75	54	81
Poutre secondaire (30 × 40)	6	48	72

Tab VI.10 : Section des armatures longitudinales.

- La longueur minimale des recouvrements est de : **40Ø** en zone II;
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures, est effectué au niveau des poteaux de rive, il est fait avec des crochets d'angle doit (**90°**).

b. Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset \right);$$

- En dehors de la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2}$

\emptyset : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

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

VI.2.3. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

- **Poutre principale:**

- **En travées:**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{69.086 \times 10^3}{30 \times 42.5^2 \times 14,2} = 0,090 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,953$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{69.086 \times 10^3}{0,953 \times 42.5 \times 348} = 4.90 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis:**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{109.665 \times 10^3}{30 \times 42.5^2 \times 21.73} = 0,094 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,951$$

$$A_{sa} = x = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{109.665 \times 10^3}{0,951 \times 42.5 \times 400} = 6.78 \text{ cm}^2$$

- **Poutre secondaires:**

- **En travées:**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{69.131 \times 10^3}{30 \times 37.5^2 \times 14,2} = 0.116 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,938$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{69.131 \times 10^3}{0.938 \times 37.5 \times 348} = 5.65 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis:**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{81.836 \times 10^3}{30 \times 37.5^2 \times 21.73} = 0,090 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,953$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{81.836 \times 10^3}{0,953 \times 37.5 \times 400} = 5.72 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage est résumé dans les tableaux suivants:

VI.2.4. Ferrailage des poutres :

• **Poutre principales (30×45) :**

	M _{max} (KN.m)	μ _b	obs	B	A _{st}	A _{min}	Ferrailage	A _{adopté} (cm ²)
En travée	69.086	0.090	SSA	0,953	4.90	6.75	3HA16	6.03
Aux appuis	109.665	0.094	SSA	0,951	6.78	6.75	3HA12+3HA12	6.78

Tab VI. 11 : ferrailage des poutres principales.

• **Poutres secondaires (30×40) :**

	M _{max} (KN.m)	μ _b	obs	B	A _{st}	A _{min}	Ferrailage	A _{adopté} (cm ²)
En travée	69.131	0,116	SSA	0,938	5.65	6	3HA16	6,03
Aux appuis	81.836	0,090	SSA	0,953	5.72	6	3HA12+3HA12	6,78

Tab VI.13 : ferrailage des poutres secondaires.

VI.2.5. Vérifications à l'ELU:

a. 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.

		A_{st}	A_{min}	Vérifications
Poutres principales	En travée	6.03	6.75	CV
	Aux appuis	6.78		CV
Poutres secondaires	En travée	6.03	6	CV
	Aux appuis	6.78		CV

Tab VI.12 : Vérifications armatures longitudinales à l'ELU.

Toutes les sections sont vérifiées par rapport à la section minimale des aciers du RPA

b. Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

Calcul de l'espacement S_t :

		Calcul de S_t (cm)		$A_t = 0,003 \times S_t \times b$	Ferrailage [cm ²]
Poutre principale	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi)$	Min [11.25;14,4]	$S_t = 10$	0,9	4HA8=2,01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 22.5$ cm	$S_t = 15$	1,35	
Poutre secondaire	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi)$	Min [10;14,4]	$S_t = 10$	0,9	4HA8=2,01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 20$ cm	$S_t = 15$	1,35	

Tab VI.14:Vérifications armatures longitudinales à l'ELU.

c. Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec : } T_U^{\max} = \text{Effort tranchant max à l'ELU;}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}) = \min (0,2 \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

Poutres	Efforts tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
	T_{max}						
Principales	T_{max}	133.41	30	42.5	1.046	3,33	Condition vérifiée
Secondaires	T_{max}	111.07	30	37.5	0.987	3,33	Condition vérifiée

Tab VI.15: Vérification au cisaillement.

d. Influence de l'effort tranchant :

- Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99) :**

On se doit de vérifier la relation : $T_u^{max} \leq \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9bd f_{c28}}{\gamma_b}$

Poutres	Efforts tranchant (KN)		B (cm)	d (cm)	f_{c28} (MPa)	\bar{T}_u (KN)	Observation
	T_{max}						
Principales	T_{max}	133.41	30	42.5	25	765	Condition vérifiée
Secondaires	T_{max}	111.07	30	37.5	25	675	Condition vérifiée

Tab VI.16 : Influence de l'effort tranchant sur le béton.

- Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left[T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right] \text{ Avec : } M_u \text{ en valeur algébrique.}$$

Si: $\left[T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right] < 0 \Rightarrow$ la vérification n'est pas nécessaire.

-Pour les poutres principales: $T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} = 133.41 - \frac{109.665}{0.9 \times 0.425} = -153.3 < 0$

-Pour les poutres secondaires : $T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} = 111.07 - \frac{81.836}{0.9 \times 0.375} = -131.41 < 0$

\Rightarrow Donc aucune vérification n'est nécessaire.

e. Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres BAEL [Art A.6.1.3] :

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

$\psi_s = 1,5$: Coefficient de scellement **HA**

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

• **Poutres principales :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 6 \times 3,14 \times 1,4 = 26,376 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{133.41 \times 10^3}{0.9 \times 425 \times 263,76} = 1.32 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} = 1.32 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V.}$$

• **Poutres Secondaires :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 6 \times 3,14 \times 1.2 = 22.608 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{111.07 \times 10^3}{0.9 \times 375 \times 226.08} = 1.45 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} = 1.45 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V.}$$

f. **Ancrage des armatures BAEL [Art A.6.1.22] :**

Longueur de scellement : $l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$ avec : $\tau_{se} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa} \quad \psi_s^2 = (1,5)^2$$

- Pour les \emptyset_{14} : $L_s = 49,38 \text{ cm}$
- Pour les \emptyset_{12} : $L_s = 42,32 \text{ cm}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochets est au moins égale à : $0,4 l_s$ pour les aciers HA.

- Pour les \emptyset_{14} : $L_a = 19,75 \text{ cm}$
- Pour les \emptyset_{12} : $L_a = 16,93 \text{ cm}$

VI.2.6. Vérifications à L'ELS :

a. **Condition de non fragilité du béton de la section minimale BAEL (Art A.4.2.1):**

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la **C.N.F** : $A_{st} \geq A_{min}$

$$\text{Avec: } A_{min} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} \quad \text{et : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

		A _{st}	A _{min}	Vérifications
Poutres principales	En travée	6,03	1.539	Condition vérifiée
	Aux appuis	6,78	1.539	Condition vérifiée
Poutres secondaires	En travée	6,03	1.358	Condition vérifiée
	Aux appuis	6,78	1.358	Condition vérifiée

Tab VI.17: Condition de non fragilité du béton de la section minimale.

b. Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

c. Etat limite de déformation (la flèche) BAEL [Art B.6.5] :

Les valeurs de la flèche seront extraites à partir du logicielle ETABS: $\bar{f} = \frac{l}{500}$

On prendra "l" la plus grande portée des poutres dans chacun des deux sens.

- **Poutres principales :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{535}{500} = 1,07 \text{ cm} \\ f_{ETABS} = 0,02 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow f_{ETABS} = 0,02 \text{ m} < \bar{f} = 1,07 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$$

- **Poutres secondaires :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{480}{500} = 0,96 \text{ cm} \\ f_{ETABS} = 0,02 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow f_{ETABS} = 0,02 \text{ m} < \bar{f} = 0,96 \text{ m} \Rightarrow \text{C.V}$$

Conclusion :

La flèche est vérifiée pour les poutres dans les deux sens (principale et secondaire).

d. Vérification des contraintes :

• **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K_1 \\ \beta_1 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

• **Vérification de la contrainte dans le béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91) :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

Poutres		Moments (KN.m)		combinaison
Poutres principales	Travée	M _{st}	49.625	ELS
	Appuis	M _{sa}	-77.809	ELS
Poutres secondaires	Travée	M _{st}	50.727	ELS
	Appuis	M _{sa}	-42.937	ELS

Tab VI.18: Moments à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poutres		Moment à l'ELS (KN.m)	ρ	β_1	K ₁	A _{st} (cm ²)	D (cm)	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
P.P	Travée	49.625	0.531	0,891	30.87	6.03	42.5	20.45	348	C.V	0,66	15	C.V
	Appuis	- 77.809	0.724	0,876	25,48	6.78	42.5	25.48	348	C.V	1.00	15	C.V
P. S	Travée	50.727	0.603	0,8855	28.67	6,03	37.5	23.58	348	C.V	0,82	15	C.V
	Appuis	-42.937	0.603	0,8855	28.67	6,78	37.5	23.25	348	C.V	0.81	15	C.V

Tab VI.19: Vérifications des contraintes à L'ELS.

Schéma de ferrailage des poutres :

Poutres principales :(30x45)

✓ En travée

- Armatures longitudinales : 3HA16
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

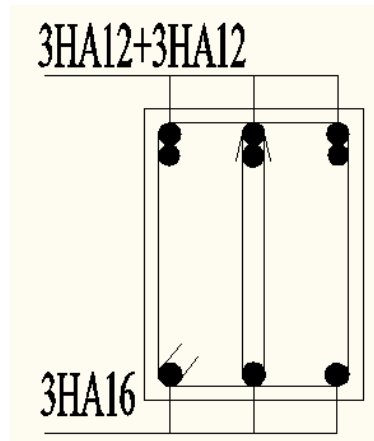


Fig VI.3 : Ferrailage en travée d'une poutre principale.

✓ Sur appuis :

- Armatures longitudinales : 3HA12 + 3HA12
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

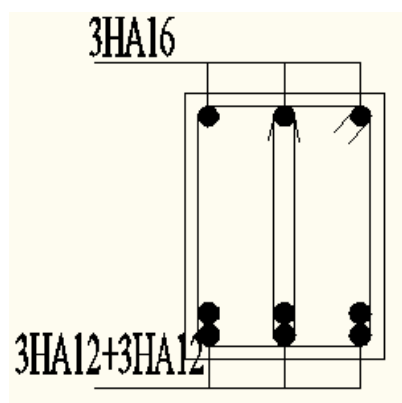


Fig VI.4 : Ferrailage sur appuis d'une poutre principale.

Poutres secondaires :(30x40)✓ **En travée :**

- Armatures longitudinales : 3HA16
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

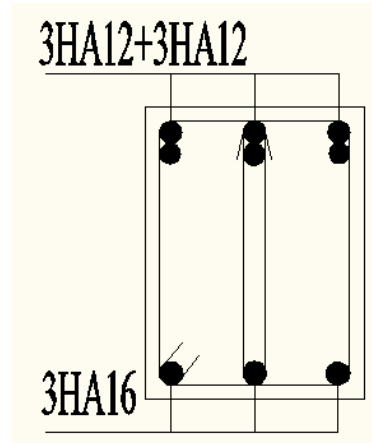


Fig VI.5 : Ferrailage en travée d'une poutre secondaire.

✓ **Sur appuis:**

- Armatures longitudinales : 3HA12+ 3HA12
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

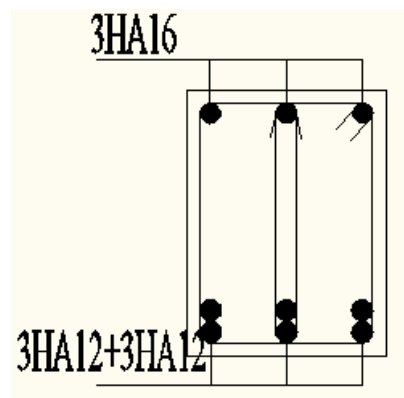


Fig VI.6 : Ferrailage sur appuis d'une poutre secondaire.

VI.3. Ferrailage des voiles :

VI.3.1.Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- ✓ Armatures verticales.
- ✓ Armatures horizontales.
- ✓ Armatures transversales.

Pour faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose la structure en (05) zones :

Zone I : RDC/1 (55x55)

Zone II : 2^{ème} 3^{ème} étage (50x50)

Zone III : 4^{ème} 5^{ème} étage (45x45)

Zone IV : 6^{ème} étage (40x40)

Zone V : 7^{ème} 8^{ème} et 9^{ème} étage (35x35)

Pour notre projet les voiles sont disposés comme suit :

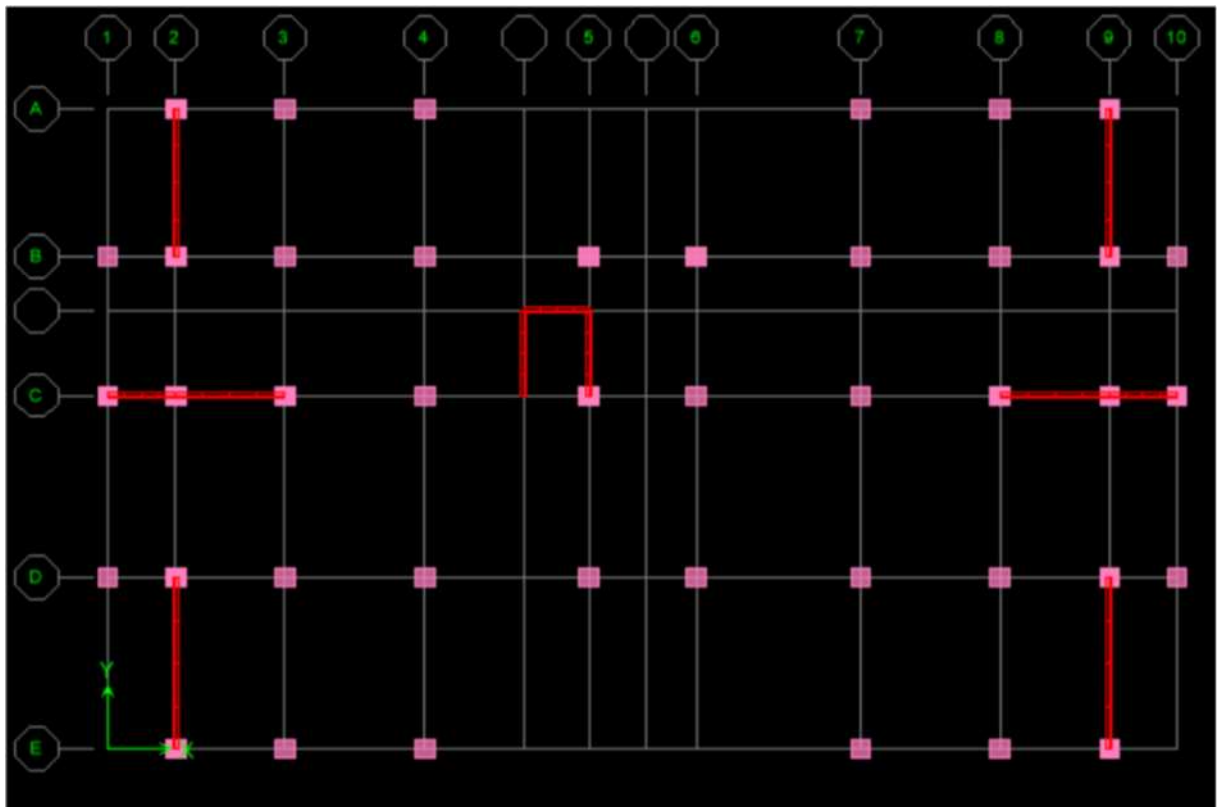


Fig VI.8: Disposition des voiles dans notre structure.

✓ **Combinaisons d'actions :**

Les combinaisons d'action à prendre en considération pour le ferrailage des voiles sont :

- **1.35G+1.5Q** à l'ELU
- **G+Q±E** RPA 2003
- **0.8G±E** RPA 2003

VI.3.2. Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M), en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton.

I : moment d'inertie du trumeau.

V et V' : bras de levier, $V=V' = L_{\text{voile}} / 2$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

h_e : hauteur entre nus du planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

L_t : longueur tendue = $L - L_c$

VI.3.3. Déterminations des armatures :**a. Armatures verticales**

Le calcul des armatures verticales pour chaque section sont résumés dans le tableau suivant :

Section	Effort normale N_i	Effort normale N_{i+1}	Section d'armatures verticales (A_{vi})	Armatures minimales	Diagramme des contraintes
Section entièrement comprimé (S.E.C)	$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$	$A_{vi} = \frac{N_i - B_i \times f_{bc}}{\sigma_s}$	$A_{min} > 4cm^2/ml$ $0,2\% \leq \frac{A_{min}}{B}$ $\leq 0,5\%$	
Section entièrement tendue (S.E.T)	$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$	$A_{min} \geq \frac{B \times f_{bc}}{f_e}$ $A_{min} \geq 0,002 B$	
Section partiellement comprimé (S.P.C)	$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$	$A_{min} \geq \frac{B \times f_{bc}}{f_e}$ $A_{min} \geq 0,002 B$	

Tab VI.20 : Calcul des armatures verticales.

Avec :

e : épaisseur du voile

B : section du tronçon considéré ;

d : la longueur de la bande sur la quelle se fera le ferrailage

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Situation accidentelle : } \sigma_s = 400\text{MPa}; \quad f_{bc} = 18,48\text{MPa} \\ \text{Situation courante : } \sigma_s = 348\text{MPa}; \quad f_{bc} = 14,20\text{MPa} \end{array} \right.$$

σ_{\max} : La contrainte la plus défavorable max

σ_{\min} : Contrainte la plus défavorable min

Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets à la partie supérieure, la jonction des armatures des autres niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochets).

On peut concentrer les armatures à l'extrémité du voile. L'espacement des armatures verticales doit être réduit de moitié sur une distance $[L/10]$ de chaque extrémité et il doit être au plus égale à 15 cm.

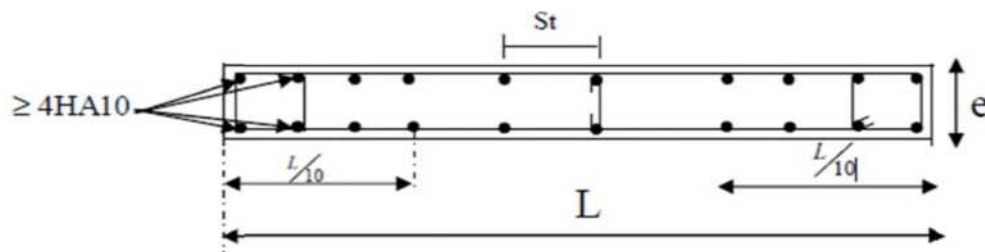


Fig VI.9 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

Les barres verticales des zones extrêmes, sont ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement est inférieur à l'épaisseur du voile formant ainsi des potelets.

b. Armatures horizontales :

D'après le BAEL :

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec :

A_v : Section d'armature verticale.

Et d'après (Art 7.7.4.2 RPA99/2003) Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposées vers l'extérieur dans chaque nappes d'armatures

c. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après **l'article 7.7.4.3 du RPA 2003**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

d. Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

Avec :

$$T = 1.4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

N.B :

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

e. Armature pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont sa section est supérieure à 4HA10 avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

✓ **Règles communes du RPA pour les armatures verticales et horizontales**

(Art 7.7.4.3 RPA99/2003) :

➤ **Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e, 30\text{cm}\} \quad \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003).}$$

Avec :

e : épaisseur du voile est de 15cm.

Dans notre cas :

$$S_t \leq \min\{22.5\text{cm}, 30\text{cm}\} \longrightarrow S_t \leq 22.5\text{cm}$$

➤ **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

- ✓ 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- ✓ 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ **Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- ✓ $A_h : 0,15\%B$ globalement dans la section du voile
- ✓ $A_h : 0,10\%B$ en zone courante

Avec :

B : Section du béton

VI.3.4. Vérification :

a. **Vérifications de la contrainte dans le béton à l'ELS**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué.

B: Section du béton.

A: Section d'armatures adoptée.

b. **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

➤ **D'après (Art A.5.1.21 BAEL91/ modifié 99):**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u : \text{Contrainte limite de cisaillement } \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA}\right)$$

➤ **D'après (Art 7.7.2 RPA 99/2003):**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{e \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,2f_{c28}$$

$$\bar{V} = 1,4V_u$$

Avec:

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

e : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

➤ **Exemple de calcul :**

Soit à calculer le ferrailage du voile longitudinale VL1 sur la zone (I), SPC :

L(m)	e(m)	B(m ²)	σ_{max} [KN/m ²]	σ_{min} [KN/m ²]
2	0.15	0.3	3243,05	-7957.84

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \cdot L$$

$$L_c = \frac{3243.05}{3243.05 + 7959.84} \cdot 2 = 0.58 \text{ m} \rightarrow L_t = L - L_c = 1.42 \text{ m.}$$

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c\right) = \left(\frac{2.66}{2}, \frac{2}{3} \cdot 0.58\right) = \min(1.33, 1.093) = 0.387 \text{ m}$$

Avec :

$$h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}} = 3.06 - 0.40 = 2.66 \text{ m}$$

▪ **Armature de couture :**

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad T = 1.4T_u$$

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} = 1.1 \frac{1.4 \times 307.19}{40} = 11.83$$

▪ **Armature minimales :**

➤ **1^{ère} bande:**

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{min}(L_t - d)}{L_t} = \frac{-7957.84(1.42 - 0.710)}{1.42} = 3978.92 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = \frac{-7957.84 - 3978.92}{2} \times 0.710 \times 0.15 = -636.05 \text{ KN}$$

▪ **Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{636.05}{40} = 15.90 \text{ cm}^2$$

➤ **2^{ème} bande :**

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{3978.92}{2} \times 0.710 \times 0.15 = 212.016 \text{KN}$$

▪ **Armatures verticales :**

$$A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{212.016}{40} = 5.30 \text{cm}^2$$

▪ **Armatures minimales :**

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{d * e * f_{t28}}{f_e}; 2\% B \right\}$$

$$A_{\min} = 5.59 \text{cm}^2$$

Calcul de la section totale

$$A_1 = A_{V1} + A_{Vj}/4 = 15.90 + 11.83/4 = 18.86 \text{cm}^2$$

$$A_2 = A_{V2} + A_{Vj}/4 = 5.30 + 11.83/4 = 8.26 \text{cm}^2$$

Ferraillage adopté:

	Section total (cm2)	Ferraillage adopté (cm ²)	Espacement (cm)
1^{ère} bande	A ₁ =18.86	2X7HA14=21.54	10
2^{ième} bande	A ₂ =8.26	2x7HA10=10.98	15

Tab VI.21 : ferraillage adopté pour le voile VL1.

▪ **Armatures horizontales :**

$$A_h = A_v/4 = 21.54/4 = 5.39 \text{cm}^2.$$

▪ **Section minimale :**

D'après le RPA 2003 : $A_h \geq 0.15\% B = 0.0015 \times 0.3 = 4.5 \text{cm}^2$

Soit 9HA10/nappe/ml = 7.06 cm²/ ml/nappe

▪ **Armature transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

➤ **Vérification à l'ELS :**

On doit vérifier que

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A} = \frac{824.45 \times 10^3}{0.3 \times 10^6 + 15 \times 32.52 \times 10^2} = 2.36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2.36 < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

1. D'après le RPA 99 version (2003 Art 7.7.2)

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \times 0.9L} = \frac{1.4 \times 307.19 \times 10^3}{150 \times 0.9 \times 2000} = 1.593 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 1.593 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$.

2. D'après le BAEL91 (Art A.5.1.1)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{307.19 \times 10^3}{150 \times 0.9 \times 2000} = 1.138 \text{ MPa}$$

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

$\tau_u = 1.138 \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$Condition vérifiée

Le ferrailage d'autres voiles dans les différentes zones est donné sous forme de tableaux :

✓ Voile VL1 :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	zone V		
Caractéristiques géométriques	L (m)	2	2	2	2	2		
	e (m)	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15		
	B (m)	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	3243,05	1492,63	819,7	2122,43	1982,54		
	σ_{min} [KN/m ²]	-7957,84	-5344,38	-4558,05	-3347,52	-3038		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	307,19	265,9	231,65	160,64	136,88		
	L _t (m)	1,42	1,56	1,70	1,22	1,21		
	L _c (m)	0,58	0,44	0,30	0,78	0,79		
	d (m)	0,710	0,782	0,848	0,612	0,605		
	σ_1 [KN/m ²]	3978,920	2672,190	2279,025	1673,760	1519,000		
	N (kN)	N ₁	636,05	469,98	434,62	230,47	206,81	
		N ₂	212,016	156,661	144,873	76,824	68,938	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	15,90	11,75	10,87	5,76	5,17	
		A _{v2}	5,30	3,92	3,62	1,92	1,72	
	A _{vj} (cm ²)		11,83	10,24	8,92	6,18	5,27	
	A (cm ²)	A ₁ =A _{v1} +A _{vj} /4	18,86	14,31	13,10	7,31	6,49	
		A ₂ =A _{v2} +A _{vj} /4	8,26	6,48	5,85	3,47	3,04	
	A _{min} (cm ²)		5,59	6,16	6,67	4,82	4,77	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	21,54	15,84	15,84	10,98	7,02	
		Bonde 2	10,98	10,98	7,02	7,02	7,02	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x7HA14	2x7HA12	2x7HA12	2x7HA10	2x 7HA8
			Bonde 2	2x7HA10	2x7HA10	2x7HA8	2x7HA8	2x7HA8
S _t (cm)		Bonde1	15 cm	15 cm	15 cm	15 cm	15 cm	

		Bonde 2	15 cm	15 cm	15 cm	15 cm	15 cm
		$A_{Hmin}=0.0015*B$ (cm ²)/bande	1,60	1,76	1,91	1,38	1,36
		A_H /nappe (cm ²)	5,39	3,96	3,96	2,75	1,76
		Choix des barres/nappe (cm²)	13HA8/nappe	13HA8/nappe	13HA8/nappe	13HA8/nappe	13HA8/nappe
		ep =20cm	(A=6.53cm²)	(A=6.53cm²)	(A=6.53cm²)	(A=6.53cm²)	(A=6.53cm²)
Vérification des contraintes		Armature transversal	4 Epingles HA8/m²				
	contrainte	τ_u (MPa)	1,138	0,985	0,858	0,595	0,507
		τ_b (MPa)	1,593	1,379	1,201	0,833	0,710
	ELS	N_s (kN)	824,45	663,42	576,43	416,59	333,05
		σ_b (MPa)	2,36	1,95	1,72	1,27	1,04

Tab VI.22 : Ferrailage des voiles longitudinales de VL1.

✓ Voile VL2 :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	zone V
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,2	3,2	3,2	3,2	3,2
	e (m)	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
	B (m)	0,48	0,48	0,48	0,48	0,48
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	3178,69	1650,86	988,43	1180,34	1982,54
	σ_{min} [KN/m ²]	-8179,8	-5356,92	-4381,67	-3347,52	-3038
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)	588,21	515,16	430,55	311,41	280,26
	L_t (m)	2,30	2,45	2,61	2,37	1,94
	L_c (m)	0,90	0,75	0,59	0,83	1,26
	d (m)	1,152	1,223	1,306	1,183	0,968
	σ_1 [KN/m ²]	4089,900	2678,460	2190,835	1673,760	1519,000

	N (kN)	N ₁	1060,32	737,09	643,53	445,48	330,90
		N ₂	353,440	245,698	214,510	148,493	110,300
	A _v (cm ²)	A _{v1}	26,51	18,43	16,09	11,14	8,27
		A _{v2}	8,84	6,14	5,36	3,71	2,76
	A _{vj} (cm ²)		22,65	19,83	16,58	11,99	10,79
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	32,17	23,39	20,23	14,13	10,97
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	14,50	11,10	9,51	6,71	5,46
	A _{min} (cm ²)		9,07	9,63	10,28	9,32	7,62
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	44.24	33.86	24.88	17.28	17.28
		Bonde 2	21.54	15.84	15.84	10.98	10.98
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x11HA16	2x11HA14	2x11HA12	2x11HA10	2x11HA10
		Bonde 2	2x7 HA14	2x7HA12	2x7HA12	2x7HA10	2x7HA10
	S _t (cm)	Bonde1	15 cm	15 cm	15 cm	15 cm	15 cm
		Bonde 2	15 cm	15 cm	15 cm	15 cm	15 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		2,59	2,75	2,94	2,66	2,18
	A _H /nappe (cm ²)		10,06	7,70	5,66	3,93	3,93
	Choix des barres/nappe (cm ²)		13HA10/nappe	13HA10/nappe	13HA8/nappe	13HA8/nappe	13HA8/nappe
ep =20cm		(A=10.21cm ²)	(A=10.21cm ²)	(A=6.53cm ²)	(A=6.53cm ²)	(A=6.53cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²				
	contrainte	τ _u (MPa)	1,362	1,193	0,997	0,721	0,649
		τ _b (MPa)	1,906	1,670	1,395	1,009	0,908
	ELS	N _s (kN)	1359,71	1072,75	901,52	656,7	519,95
σ _b (MPa)		2,38	1,96	1,68	1,27	1,01	

Tab VI.23 : Ferrailage des voiles longitudinales de VL2.

✓ Voile VL3 :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	zone V	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,9	1,9	1,9	1,9	1,9	
	e (m)	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	
	B (m)	0,285	0,285	0,285	0,285	0,285	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	1712,98	1454,63	1364,2	1048,91	1021,14	
	σ_{min} [KN/m ²]	-6769,32	-5887,77	-5303,04	-4052,81	-4044,32	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	225,88	218,91	210,02	191,59	185,65	
	L _t (m)	1,52	1,52	1,51	1,51	1,52	
	L _c (m)	0,38	0,38	0,39	0,39	0,38	
	d (m)	0,758	0,762	0,756	0,755	0,758	
	σ_1 [KN/m ²]	3384,660	2943,885	2651,520	2026,405	2022,160	
	N (kN)	N ₁	577,37	504,59	450,80	344,09	345,10
		N ₂	192,456	168,197	150,265	114,697	115,034
	A _v (cm ²)	A _{v1}	14,43	12,61	11,27	8,60	8,63
		A _{v2}	4,81	4,20	3,76	2,87	2,88
	A _{vj} (cm ²)		8,70	8,43	8,09	7,38	7,15
	A (cm ²)	A ₁ =A _{v1} +A _{vj} /4	16,61	14,72	13,29	10,45	10,41
		A ₂ =A _{v2} +A _{vj} /4	6,99	6,31	5,78	4,71	4,66
	A _{min} (cm ²)		5,97	6,00	5,95	5,94	5,97
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	24.12	24.12	18.46	18.46	18.46
		Bonde 2	12.06	12.06	9.24	9.24	9.24
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x6HA16	2x6HA16	2x6HA14	2x6HA14
			Bonde 2	2x3HA16	2x3HA16	2x3HA14	2x3HA14
S _t (cm)		Bonde1	15 cm	15 cm	15 cm	15 cm	
		Bonde 2	15 cm	15 cm	15 cm	15 cm	

	$A_{Hmin}=0.0015*B$ (cm ²)/bande	1,71	1,71	1,70	0,88	0,86	
	A_H /nappe (cm ²)	5,09	5,09	3,53	3,53	3,53	
	Choix des barres/nappe (cm ²)	13HA8/nappe	13HA8/nappe	13HA8/nappe	13HA8/nappe	13HA8/nappe	
	ep =20cm	(A=6,53cm ²)	(A=6,53cm ²)	(A=6.53cm ²)	(A=6.53cm ²)	(A=6.53cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal	4 Epingles HA8/m ²					
	contrainte	τ_u (MPa)	0,881	0,853	0,819	0,747	0,724
		τ_b (MPa)	1,233	1,195	1,146	1,046	1,013
	ELS	N_s (kN)	732,3	628,84	506,19	368,53	288,22
		σ_b (MPa)	2,20	1,89	1,59	1,16	0,91

Tab VI.24 : Ferrailage des voiles longitudinales de VL3.

✓ Voile VT1 :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	zone V	
Caractéristiques géométriques	L (m)	5	5	5	5	5	
	e (m)	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	
	B (m)	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	3333,48	1936,49	1381,48	1878,04	2420,32	
	σ_{min} [KN/m ²]	-6838,26	-4730,95	-3872,96	-1236,9	-2837,24	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V_u (kN)	674,96	613,64	505,15	230,24	311,72	
	L_t (m)	3,36	3,55	3,69	1,99	2,70	
	L_c (m)	1,64	1,45	1,31	3,01	2,30	
	d (m)	1,681	1,774	1,843	0,993	1,349	
	σ_1 [KN/m ²]	3419,130	2365,475	1936,480	618,450	1418,620	
	N (kN)	N_1	1292,97	944,13	802,88	138,14	430,63
		N_2	430,990	314,709	267,628	46,046	143,542

	A_v (cm ²)	A_{v1}	32,32	23,60	20,07	3,45	10,77
		A_{v2}	10,77	7,87	6,69	1,15	3,59
	A_{vj} (cm ²)		25,99	23,63	19,45	8,86	12,00
	A (cm ²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	38,82	29,51	24,93	5,67	13,77
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	17,27	13,77	11,55	3,37	6,59
	A_{min} (cm ²)		13,24	13,97	14,51	7,82	10,62
	A_v adopté (cm ²)	Bonde1	46.18	33.92	33.92	23.56	23.56
Bonde 2		24.88	17.28	17.28	11.06	11.06	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x15HA14	2x15HA12	2x15HA12	2x15HA10	2x15HA10
		Bonde 2	2x11HA12	2x11HA10	2x11HA10	2x11HA8	2x11HA8
	S_t (cm)	Bonde1	15 cm	15 cm	15 cm	15 cm	15 cm
		Bonde 2	15 cm	15 cm	15 cm	15 cm	15 cm
	$A_{Hmin}=0.0015*B$ (cm ²)/bande		3,78	3,99	4,15	2,23	3,04
	A_H /nappe (cm ²)		10,06	7,70	7,70	3,93	5,66
	Choix des barres/nappe (cm ²)		13HA10/nappe	13HA10/nappe	13HA10/nappe	13HA8/nappe	13HA8/nappe
ep =20cm		(A=10.21cm ²)	(A=10.21cm ²)	(A=10.21cm ²)	(A=6,53cm ²)	(A=6,53cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²				
	contrainte	τ_u (MPa)	1,000	0,909	0,748	0,341	0,462
		τ_b (MPa)	1,400	1,273	1,048	0,478	0,647
	ELS	N_s (kN)	1497,79	1197,77	994,32	494,55	565,58
σ_b (MPa)		1,78	1,46	1,21	0,63	0,71	

Tab VI.25 : Ferrailage des voiles transversales de VT1.

✓ Voile VT2 :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	zone V	
Caractéristiques géométriques	L (m)	4,3	4,3	4,3	4,3	4,3	
	e (m)	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	
	B (m)	0,645	0,645	0,645	0,645	0,645	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	3117,97	1759,55	1381,48	963,02	2420,32	
	σ_{min} [KN/m ²]	-6241,4	-4246,97	-3872,96	-2965,85	-3085,81	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	508,6	442,95	505,15	362,18	311,72	
	L _t (m)	2,87	3,04	3,17	3,25	2,41	
	L _c (m)	1,43	1,26	1,13	1,05	1,89	
	d (m)	1,434	1,520	1,585	1,623	1,205	
	σ_1 [KN/m ²]	3120,700	2123,485	1936,480	1482,925	1542,905	
	N (kN)	N ₁	1006,72	726,32	690,48	541,53	418,30
		N ₂	335,573	242,106	230,160	180,510	139,432
	A _v (cm ²)	A _{v1}	25,17	18,16	17,26	13,54	10,46
		A _{v2}	8,39	6,05	5,75	4,51	3,49
	A _{vj} (cm ²)		19,58	17,05	19,45	13,94	12,00
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	30,06	22,42	22,12	17,02	13,46
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	13,28	10,32	10,62	8,00	6,49
	A _{min} (cm ²)		11,29	11,97	12,48	12,78	9,49
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	40.02	40.02	29.4	29.4	20.42
		Bonde 2	22.62	15.7	15.7	15.7	15.7
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x 13HA14	2x13HA14	2x13HA12	2x13HA12	2x13HA10
		Bonde 2	2x10HA12	2x10HA10	2x10HA10	2x10HA10	2x10HA10
	S _t (cm)	Bonde1	15 cm	15 cm	15 cm	15 cm	15 cm
		Bonde 2	15 cm	15 cm	15 cm	15 cm	15 cm
A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		3,23	3,42	3,57	3,65	2,71	

	A_H /nappe (cm ²)	7,70	7,70	5,66	5,66	3,93	
	Choix des barres/nappe (cm ²)	13HA10/nappe	13HA10/nappe	13HA8/nappe	13HA8/nappe	13HA8/nappe	
	ep =20cm	(A=10.21cm ²)	(A=10.21cm ²)	(A=6,53cm ²)	(A=6,53cm ²)	(A=6,53cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²				
	contrainte	τ_u (MPa)	0,876	0,763	0,870	0,624	0,537
		τ_b (MPa)	1,227	1,068	1,218	0,873	0,752
	ELS	N_s (kN)	1257,65	1011,33	994,32	717,73	565,58
		σ_b (MPa)	1,74	1,42	1,42	1,03	0,82

Tab VI.26 : Ferrailage des voiles transversales de VT2.

✓ Voile VT3 :

Zones	Zone I	Zone II	zone III	zone IV	zone V		
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,5	2,5	2,5	2,5		
	e (m)	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	
	B (m ²)	0,375	0,375	0,375	0,375	0,375	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	3142,69	1679,18	1918,06	1878,04	1809,22	
	σ_{min} [KN/m ²]	-7653,63	-1811,68	-1536,7	-1236,9	-936,76	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V_u (kN)	298,79	219,33	227,3	230,24	229,83	
	L_t (m)	1,77	1,30	1,11	0,99	0,85	
	L_c (m)	0,73	1,20	1,39	1,51	1,65	
	d (m)	0,886	0,649	0,556	0,496	0,426	
	σ_1 [KN/m ²]	3826,815	905,840	768,350	618,450	468,380	
	N (kN)	N_1	763,00	132,22	96,12	69,07	44,94
		N_2	254,332	44,073	32,041	23,023	14,980
	A_v (cm ²)	A_{v1}	19,07	3,31	2,40	1,73	1,12
		A_{v2}	6,36	1,10	0,80	0,58	0,37
	A_{vj} (cm ²)	11,50	8,44	8,75	8,86	8,85	

	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	21,95	5,42	4,59	3,94	3,34
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	9,23	3,21	2,99	2,79	2,59
	A _{min} (cm ²)		6,98	5,11	4,38	3,91	3,36
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	36.2	14.12	9.06	9.06	9.06
		Bonde 2	11.3	7.86	5.02	5.02	5.02
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x9HA16	2x9HA10	2x9HA8	2x9HA8	2x9HA8
		Bonde 2	2x5HA12	2x5HA10	2x5HA8	2x5HA8	2x5HA8
	S _t (cm)	Bonde1	15 cm	15 cm	15 cm	15 cm	15 cm
		Bonde 2	15 cm	15 cm	15 cm	15 cm	15 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		1,99	1,46	1,25	1,12	0,96
	A _H /nappe (cm ²)		7,85	2,83	1,26	1,26	1,26
	Choix des barres/nappe (cm ²)		13HA10/napp	13HA8/nappe	13HA8/nappe	13HA8/nappe	13HA8/nappe
ep =20cm		(A=10,21cm ²)	(A=6.53cm ²)	(A=6.53cm ²)	(A=6.53cm ²)	(A=6.53cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²				
	contrainte	τ _u (MPa)	0,885	0,650	0,673	0,682	0,681
		τ _b (MPa)	1,239	0,910	0,943	0,955	0,953
	ELS	N _s (kN)	1010,27	822,83	687,16	494,55	394,06
		σ _b (MPa)	2,31	2,05	1,77	1,27	1,01

Tab VI.27 : Ferrailage des voiles transversales de VT3.

VII.1. Introduction :

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, qui a pour objet de transmettre des efforts de la superstructure au sol. D'une manière à assurer :

- la stabilité de l'ouvrage.
- Eviter les glissements de l'ouvrage pour les constructions réalisées sur un terrain en pente.
- Eviter le déplacement de l'ouvrage sous l'action des forces horizontales ou obliques Appliquées à la structure (vent, séisme...etc.).
- Limitation des tassements compatibles. Le type de fondation est choisi selon l'importance du bâtiment et des caractéristiques mécaniques et physiques du sol.

VII.2. Choix du type des fondations :

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures.

➤ **Fondations superficielles :**

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol. Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur.
- Les semelles continues sous poteaux.
- Les semelles isolées. - Les radiers.

➤ **Fondations profondes :**

Elles sont utilisés dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans le cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les puits.
- Les pieux

✓ **Combinaisons d'actions à considérer :**

D'après le **RPA99(Article10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

G+Q+E
G+Q-E
0.8G+E
0.8G-E

- **Dimensionnement :**

a. Semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_s qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \cdot B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

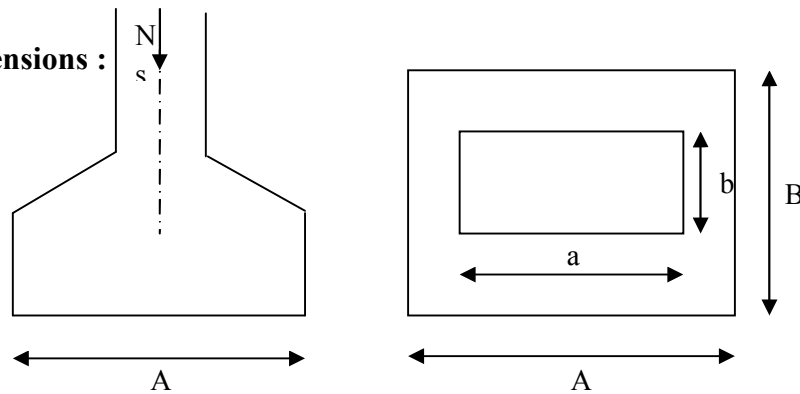


Fig VII.1 : Dimensions d'une fondation.

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = k \Rightarrow k = \frac{55}{55} = 1$$

D'où $B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$ $A \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$

On a :

$$N_s = 1847.53 \text{ KN} \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} B = 3.04 \text{ m} \\ A = 3.04 \text{ m} \end{cases}$$

Remarque :

Les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

b. Semelles filantes :

1. Semelles filantes sous voiles :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G + Q}{B \times L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G : Charge permanente revenant au voile considéré.

Q : Charge d'exploitation revenant au voile considéré.

σ_{sol} : contrainte admissible du sol. ($\sigma_{sol} = 0.2 \text{MPa}$)

Les résultats du calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

➤ **Sens longitudinal :**

Voile	N_s (KN)	L (m)	B (m)	S (m ²) = B x L
V _{L1}	1079.09	2.00	2.7	2 x (2.7)
V _{L2}	1085.31	3.20	1.7	3.2 x (1.70)
V _{L3}	243.22	1.90	0.64	1.90 x (0.64)
Somme				12.06

Tab VII.1 : Surface de la semelle filante sous voiles longitudinaux.

➤ **Sens transversal :**

Voile	N_s	L (m)	B (m)	S (m ²) = B x L
V _{T1}	805.18	5.00	0.80	2 x (0.80)
V _{T2}	804.6	4.30	0.93	4 x (0.93)
V _{T3}	954.87	2.50	1.90	2.5x (1.90)
Somme				10.07

Tab VII.2 : Surface de la semelle filante sous voiles transversal.

⇒ **La surface totales des semelles filantes sous voiles est : $S_v = 22.13 \text{m}^2$**

2. Semelles filantes sous poteaux :

- **Hypothèse de calcul :**

Une semelle est infiniment rigide et engendre une répartition linéaire de contraintes 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 :

$$R = \sum N_i$$

- Détermination de coordonnée de la résultante R :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

- Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :

$$e \leq \frac{l}{6} \quad \Longrightarrow \quad \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$e > \frac{l}{6} \quad \Longrightarrow \quad \text{Répartition triangulaire.}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

- Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

- Détermination de la hauteur de la semelle.
- Calcul de l'effort tranchant le long de la semelle.
- Calcul du moment fléchissant le long de la semelle.
- Calcul de la semelle comme une poutre continue devant résister aux efforts tranchants et aux moments fléchissant.
- Calcul la semelle dans le sens transversal.
- **Charges transmises par le portique :**

On fera le calcul sur le portique le plus sollicité :

Poteaux	$N_s = G + Q$ (KN)	e_i (m)	$N \cdot e_i$ (KN.m)	M_i (KN.m)
A	1763.27	9.375	1653.065	-10.190
B	1785.10	5.075	9059.382	10.920
C	1313.27	0.975	1280.438	-0.386
D	654.15	-4.375	-2861.906	5.832
E	722.48	-9.375	-6773.250	-8.314
Σ	6238.27	/	2357.729	-2.138

Tab VII.3 : résultats du calcul d'une semelle filante sous poteaux.

➤ **Coordonnées de la résultante des forces par rapport au C.D.G de la semelle :**

$$e = \frac{\sum (N_s \cdot e_i) + \sum M_i}{\sum N_s} \rightleftharpoons e = 0.377 \text{ m.}$$

➤ **Distribution de la réaction par mètre linéaire :**

$$e = 0.377 \text{ m} \leq \frac{L}{6} = \frac{18.75}{6} = 3.125 \text{ m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$e = 0.37 \text{ m} \leq \frac{L}{6} = \frac{18.75}{6} = 3.125 \text{ m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{6238.27}{18.75} \left(1 - \frac{6 \times 0.377}{18.75} \right) = 292.57 \text{ KN/m.}$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{6238.27}{18.75} \left(1 + \frac{6 \times 0.377}{18.75} \right) = 372.84 \text{ KN/m.}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) = \frac{6238.27}{18.75} \left(1 + \frac{3 \times 0.377}{18.75} \right) = 352.78 \text{ KN/m.}$$

➤ **Détermination la largeur de la semelle :**

$$\text{➤ } B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{352.78}{200} = 1.76 \text{ m.} \quad \text{on prend } B=2 \text{ m}$$

$$S = B \times L = 2 \times 18.75 = 37.5 \text{ m}^2$$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = n \times S$

Avec :

n : nombre de portiques dans le sens transversal.

$$S_p = 10 \times 37.5 = 375 \text{ m}^2$$

- La surface totale des semelles :

$$S_T = S_p + S_v \quad \Longrightarrow \quad S_T = 375 + 22.13 = 397.13 \text{ m}^2$$

Remarque:

$$S_{\text{bat}} = 587.81 \text{ m}^2.$$

Le rapport de la surface des semelles par rapport à la surface totale de la structure est de :

$$\frac{S_{\text{semelles}}}{S_{\text{batiment}}} = \frac{397.13}{587.81} = 67.56\%$$

Conclusion :

Le pré dimensionnement des semelles filantes a donné des largeurs importantes, ce qui induit leur chevauchement, de plus, la surface totale de ces dernières dépasse 50 % de la surface de la structure (l'assise).

Donc, on opte pour un radier général.

VII.3. Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

a. Pré-dimensionnement du radier :

➤ Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\text{max}}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\text{max}} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \quad \Longrightarrow \quad \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\text{max}}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique ;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40 \text{ MPa}$ pour un sol moyen ;

I : L'inertie de la section du radier;

E : Module de déformation longitudinale différée : $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa}$

L_{max} : Portée maximale ($L_{\text{max}} = 5.35 \text{ m}$).

D'où :

On opte pour $h_n = 115\text{cm}$.

b. Détermination de l'épaisseur minimale de la dalle

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{\min} \geq 25\text{ cm}$).

$$h \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{535}{20} = 26.75\text{ cm} \Rightarrow h = 30\text{cm}$$

➤ La largeur de la nervure :

$$0,4h \leq b_n \leq 0,7 h_n \rightarrow 40 \leq b_n \leq 70 \text{ Soit } b_n = 60\text{ cm}$$

➤ Dalle flottante :

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{40}$$

$$\frac{535}{50} \leq h_t \leq \frac{535}{40} \rightarrow 10.7\text{cm} \leq h_t \leq 13.37\text{ cm} \text{ soit } h_t = 12\text{cm}.$$

• Conclusion :

-hauteur de nervure..... $h_n = 115\text{cm}$

-largeur de nervure..... $b_n = 60\text{cm}$

-épaisseur de la dalle..... $ep = 30\text{cm}$

-hauteur de la dalle flottante..... $h_t = 12\text{cm}$

c. Détermination des efforts :

Sachant que $S_{\text{bat}} = 587.81\text{m}^2$

Les charges dues à la superstructure sont :

- **Charge permanente :** $G_{\text{bat}} = 88521.51\text{ KN}$
- **Surcharge d'exploitation :** $Q_{\text{bat}} = 14395.12\text{ KN}$

ELU : $N_u = 1.35G + 1.5Q = 141096.71\text{ KN}$

ELS : $N_s = G + Q = 102916.63\text{ KN}$

d. Calcul de la surface du radier :

$$\text{A l'ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \cdot \sigma_{\text{sol}}} = \frac{141096.71}{1,33 \times 200} = 530.44\text{ m}^2$$

$$\text{A l'ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{102916.63}{200} = 514.58\text{ m}^2$$

D'où: $S_{\text{bat}} > \max(S_1, S_2)$

$$S_{\text{bat}} = 587.81\text{m}^2 > S_{\text{rad}} = 530.44\text{m}^2$$

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 impose le **BAEL**, et qui sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \left(\frac{115}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 60 \text{ cm.}$$

$$\text{Soit : } L_{\text{déb}} = 60 \text{ cm.}$$

$$S_{\text{déb}} = L_{\text{déb}}(L_x + L_y) \times 2 = 0.6 \times (31.35 + 18.75) \times 2 = 60.12 \text{ m}^2$$

Donc :

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}} = 587.81 + 60.12 = 647.93 \text{ m}^2$$

$$\implies S_{\text{rad}} = \mathbf{647.93 \text{ m}^2}.$$

e. Calcul des sollicitations à la base du radier :• **Charges permanentes :**

- **Poids du bâtiment :** $G_{\text{bat}} = 47395.22 \text{ KN (ETABS)}$
- **Poids du radier :**

$G_{\text{rad}} = \text{Poids de la dalle} + \text{Poids de la nervure} + \text{Poids de (T.V.O)} + \text{Poids de la dalle flottante.}$

- **Poids de la dalle :** $S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b = 25 \times 0,3 \times 647.93 = 4859.5 \text{ KN}$

- **Poids des nervures** = $\{b_n \times (h_n - h_d) \times (L_x \times n + L_y \times m)\} \rho_b$

$$= [0,6 \times (1.15 - 0,30) \times (31.35 \times 5 + 18.75 \times 10)] \times 25 = 4389.2 \text{ KN}$$

- **Poids du TVO** = $(S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_n - h_d) \cdot \rho = (647.93 - 292.76) \times (1.15 - 0.6) \times 17 = 3320.83 \text{ KN}$

Sachant que: $S_{\text{ner}} = h_n \cdot l_x \cdot n + h_n \cdot l_y \cdot m = (1.15 \times 31.35 \times 5) + (0,6 \times 18.75 \times 10) = 292.76 \text{ m}^2$

- **Poids de la dalle flottante** = $S_{\text{rad}} \times e_p \times \rho_b = 647.93 \times 0.12 \times 25 = 1944 \text{ KN}$

- **Le poids total du radier :**

$$G = P_{\text{dalle}} + P_{\text{nervure}} + P_{\text{T.V.O}} + P_{\text{dalle flottante}}$$

$$G_{\text{rad}} = 4859.5 + 4389.2 + 3320.83 + 1944 = 14513.53 \text{ KN}$$

➤ **Charge permanente apportée sur le radier G_{tot} :**

$$G_{tot} = P_{(superstructure)} + P_{(infrastructure)}$$

$$G_{tot} = 14513.53 + 47395.22 = 61908.75 \text{ KN}$$

➤ **Surcharges d'exploitation :**

- **Surcharge du bâtiment :** $Q_{bat} = 14395.12 \text{ KN}$

- **Surcharge du radier :** $Q_{rad} = 2.5 \times 647.93 = 1619.82 \text{ KN}$

Donc : $Q_{tot} = 16015 \text{ KN}$

f. Combinaison d'actions :

A l'ELU : $N_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 61908.75) + (1.5 \times 16015) \rightleftharpoons N_u = 107599 \text{ KN}$

A l'ELS : $N_s = G + Q = 61908.75 + 16015 \rightleftharpoons N_s = 77924 \text{ KN}$

g. Vérifications :

1. Vérification de la contrainte de cisaillement :

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

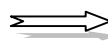
$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$b = 1 \text{ m}; \quad d = 0.9 \times h_d = 0.9 \times 0.3 = 0.27 \text{ m}$$

$$T_u^{max} = q_u \cdot \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{max}}{2}$$

$$T_u^{max} = \frac{107599 \times 1}{647.93} \cdot \frac{5.35}{2} = 444.22 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{444.22 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} = 1.64 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.25 \text{ MPa}.$$



Condition vérifiée.

2. Vérification de la stabilité du radier :

➤ **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{31.35}{2} = 15.67 \text{ m}; \quad Y_G = \frac{18.75}{2} = 9.37 \text{ m}$$

Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = 17221.07 \text{ m}^4; \quad I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = 48142.94 \text{ m}^4$$

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.

$$M = M_0 + T_0 h$$

Avec :

M_0 : moment sismique à la base de la structure,

T_0 : Effort tranchant à la base de la structure,

h : profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier que :

E L U : $\sigma_m \leq 1.33\sigma_{sol}$

E L S : $\sigma_m \leq \sigma_{sol}$

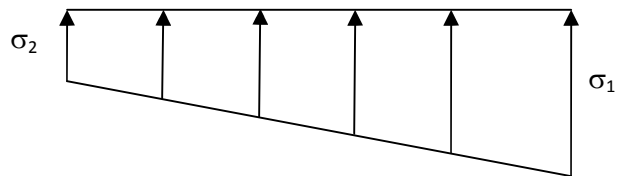


Fig VII.2 : Diagramme des contraintes.

Avec :
$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M V}{I}$$

Tel que V: distance entre le centre de gravité du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier

$N_u = 107599 \text{ KN}$

$N_s = 77924 \text{ KN}$

Calcul des moments : $M = M_0 + T_0 \times h$

$M_x = 504.193 + (2321.47 \times 1.15) = 3174 \text{ KN.m}$

$M_y = 531.934 + (2538 \times 1.15) = 3451.14 \text{ KN.m}$

Calcul des moments : $M = M_0 + T_0 \times h$

$M_x = 504.193 + (2321.47 \times 1.15) = 3174 \text{ KN.m}$

$M_y = 531.934 + (2538 \times 1.15) = 3451.14 \text{ KN.m}$

➤ **Sens longitudinal :**

A l'ELU: $M_x=3174 \text{ KN.M}$ $N_u=107599 \text{ KN}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{107599}{647.93} + \frac{3174}{17221.07} \times 15.67 = 168.95 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{107599}{647.93} - \frac{3174}{17221.07} \times 15.67 = 163.18 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 168.95 + 163.18}{4} = 167.50 \text{ KN/m}^2$$

$$1,33\sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad \sigma_m < 1,33\sigma_{sol}$$

⇒⇒ (Condition vérifiée).

A l'ELS: $M_x=3174 \text{ KN.m}$ $N_s=77924 \text{ KN}$.

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{77924}{647.93} + \frac{3174}{17221.07} \times 15.67 = 123.15 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{77924}{647.93} - \frac{3174}{17221.07} \times 15.67 = 117.38 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 123.15 + 117.38}{4} = 121.70 \text{ KN/m}^2$$

$$1,33\sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad \sigma_m < 1,33\sigma_{sol} \quad \Rightarrow \Rightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

➤ **Sens transversal :**

A l'ELU: $M_y=3451.14 \text{ KN.m}$ $N_u=107599 \text{ KN}$.

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{107599}{647.93} + \frac{3451.14}{48142.94} \times 9.37 = 166.73 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{107599}{647.93} - \frac{3451.14}{48142.94} \times 9.37 = 165.39 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 166.73 + 165.39}{4} = 166.40 \text{ KN/m}^2$$

$$1,33\sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad \sigma_m < 1.33 \sigma_{sol}$$

⇒ (Condition vérifiée).

A P'ELS: $M_y = 3451.14 \text{ KN.m}$ $N_s = 77924 \text{ KN}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{77924}{647.93} + \frac{3451.14}{48142.94} \times 9.37 = 120.94 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{77924}{647.93} - \frac{3451.14}{48142.94} \times 9.37 = 119.59 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 120.94 + 119.59}{4} = 120.6 \text{ KN/m}^2$$

$$1,33\sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad \sigma_m < 1.33 \sigma_{sol}$$

⇒ (Condition vérifiée)

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	ELU			ELS			OBS
	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	
X-X	168.95	163.18	167.50	123.15	117.38	121.70	vérifiée
Y-Y	166.73	165.39	166.40	120.94	119.59	120.6	vérifiée

Tab VII.4 : vérification la stabilité du radier.

3. Vérification au poinçonnement : (Art A.5.2 42 BAEL91)

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite

On doit vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité

Avec :

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier,

N_u : charge de calcul à l'ELU.

h : épaisseur totale du radier.

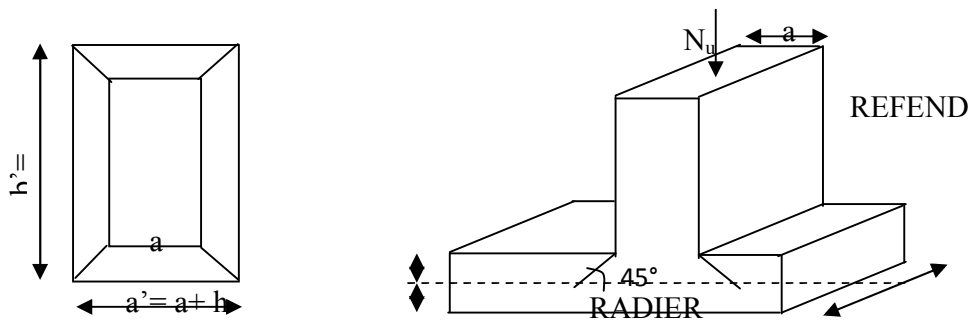


Fig VII.3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

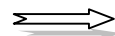
➤ **Vérification pour le poteau le plus sollicité :**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2(a + b + 2 \cdot h) = 2(0.55 + 0.55 + 2 \times 1.15) = 6.8 \text{ m}$$

$$N_u = 2454.75 \text{ KN}$$

$$N_u < \frac{0,045 \times 6.8 \times 1.15 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 5868 \text{ KN}$$

$$N_U = 2454.75 \text{ KN} < \frac{0,045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{1,5} = 5868 \text{ KN}$$



la condition est vérifiée.

➤ **Vérification pour le voile le plus sollicité :**

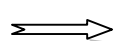
On considère une bande de 1ml du voile :

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2(a + b + 2 \cdot h) = 2(0,15 + 1 + 2 \times 1.15) = 6.9 \text{ m.}$$

$$N_u = 545.8 \text{ KN.}$$

$$N_u < \frac{0,045 \times 1.15 \times 6.9 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 5951.25 \text{ KN}$$

$$N_u < \frac{0,045 \times 1.15 \times 6.9 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 5951.25 \text{ KN}$$



La condition est vérifiée.

4. Ferrailage du radier :

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié 99) ; on considère le radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

On calculera le panneau le plus défavorable et on optera le même ferrailage pour tout le radier.

On fait le calcul pour une bande de 1m.

a. Ferrailage du panneau encastré sur 04 appuis :

On distingue deux cas : selon $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$ avec $L_x < L_y$

1^{er} cas :

Si $\alpha \leq 0.4 \implies$ Flexion longitudinal négligeable (le panneau travaille dans un seul sens).

$$M_{0x} = q_u \times \frac{L_x^2}{8} ; \text{ et } M_{0y} = 0$$

2^{eme} cas :

$0.4 \leq \alpha \leq 1 \implies$ Les flexions interviennent (le panneau travaille dans les deux sens)

Moments fléchissant :

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

b. Identification du panneau le plus sollicité :

Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte maximale σ_m^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

Avec :

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on considérera pour les calculs le panneau le plus sollicité, ensuite on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes :

$$L_x = 4.10\text{m}$$

$$L_y = 5.35\text{m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.10}{5.35} = 0,76$$

$0,4 < \rho = 0,76 \leq 1 \implies$ La dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, soustrait de la contrainte σ_m^{max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$\text{ELU : } q_{um} = \sigma_m (\text{ELU}) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (167.50 - \frac{14513.53}{647.93}) \times 1\text{m} = 145.1 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{sm} = \sigma_m (\text{ELS}) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (121.70 - \frac{14513.53}{647.93}) \times 1\text{m} = 99.3 \text{ kN/ml}$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

On a:

$$\text{A l'ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0610 \\ \mu_y = 0.525 \end{cases} \quad \text{A l'ELS:} \begin{cases} \mu_x = 0.674 \\ \mu_y = 0.657 \end{cases}$$

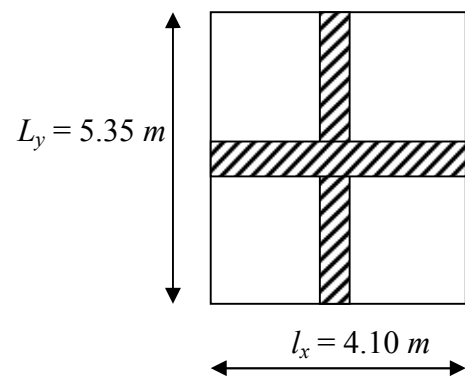


Fig VII.4 : le panneau le plus sollicité.

➤ **Moments fléchissant :**

Suivant (x-x) : $M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2$

Suivant (y-y) : $M_y = \mu_y \times M_x$

Calcul à l'ELU :

$$\begin{cases} M_x = 0,0610 \times 145.1 \times 4,1^2 = 149 \text{ kN.m} \\ M_y = 0,525 \times 149 = 79 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Remarque :

✓ Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :

- Moment en travée : $0,75M_{0x}$ ou $0,75M_{0y}$
- Moment sur appuis : $0,5M_{0x}$ ou $0,5M_{0y}$

$$\begin{cases} M_x = 0,0610 \times 145.1 \times 4,1^2 = 149 \text{ kN.m} \\ M_y = 0,525 \times 149 = 79 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel

Alors :

- Moment en travée : $0,75M_0x$ ou $0,75M_0y$
- Moment sur appui de rive : $0,3M_0x$ ou $0,3M_0y$
- Moment sur appui intermédiaire : $0,5M_0x$ ou $0,5M_0y$

Donc :

Afin de tenir compte des semi encastres de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de (0,5) aux appuis et de (0,75) en travée.

• **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 149 = 111.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 79 = 59.25 \text{ KN.m}$$

• **Moments aux appuis :**

$$M_{ax} = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 149 = 74.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 \times M_y = 0.5 \times 79 = 39.5 \text{ KN.m}$$

c. Ferrailage :

✓ **Ferrailage dans le sens x-x :**

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm}$;

➤ **Aux appuis :**

Sens x-x :

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{74.5 \times 10^6}{1000 \times (275)^2 \times 14.2} = 0.07 < 0.392 \dots \dots \dots SSA$$

$$\beta = 0.964$$

$$A_x^a = \frac{M_x^a}{\beta d \sigma_s} \quad A_x^a = \frac{74.5 \times 10^6}{0.964 \times 275 \times 348}$$

$$A_x^a = 808 \text{ mm}^2 = 8.08 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A_x^a = 5HA16 = 10.05 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement de 25 cm

Sens y-y :

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b d^2 f_{bc}} \quad A_y^a = \frac{M_y^a}{\beta d \sigma_s}$$

$$\mu_b = \frac{39.5 \times 10^6}{1000 \times (275)^2 \times 14.2} = 0.036 < 0.392 \dots \dots \dots SSA$$

$$\mu_b = 0.036 \quad \beta = 0.982$$

$$A_y^a = \frac{39.5 \times 10^6}{0.982 \times 275 \times 348} = 420 \text{ mm}^2 = 4.20 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_y^a = 5HA14 = 7.70 \text{ cm}^2$

Avec un espacement de 25 cm.

➤ **Ferraillage en travées :**

Sens x-x :

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b d^2 f_{bc}} \quad A_x^t = \frac{M_x^t}{\beta d \sigma_s}$$

$$\mu_b = \frac{111.75 \times 10^6}{1000 \times (275)^2 \times 14.2} = 0.104$$

$$\mu_b = 0.104 \quad \beta = 0.945$$

$$A_x^t = \frac{111.75 \times 10^6}{0.945 \times 275 \times 348} = 1235 \text{ mm}^2 = 12.35 \text{ cm}^2$$

Soit

$$A_x^t = 5HA20 = 15.71 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement de 25 cm.

Sens y-y :

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b d^2 f_{bc}} \quad A_y^t = \frac{M_y^t}{\beta d \sigma_s}$$

$$\mu_b = \frac{59.25 \times 10^6}{1000 \times (275)^2 \times 14.2} = 0.056 < 0.392 \dots \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.056 \quad \beta = 0.971$$

$$A_y^t = \frac{59.25 \times 10^6}{0.971 \times 275 \times 348} = 638 \text{ mm}^2 = 6.38 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_y^t = 5HA14 = 7.70 \text{ cm}^2$

Avec un espacement de 25 cm

Tableau récapitulatif :

Sens		M_u (KN.m)	μ_b	μ_l	OBS	β	A_{cal}	A_{min}	$A_{adoptée}$	A_s	S_t	
X-X	ELU	Appuis	74.5	0.070	0.392	SSA	0.964	8.08	3.32	5HA16	10.05	25
		Travée	111.75	0.104		SSA	0.945	12.35	3.32	5HA20	15.71	25
Y-Y	ELU	Appuis	39.5	0.036		SSA	0.982	4.20	3.32	5HA14	7.70	25
		Travée	59.25	0.056		SSA	0.971	6.38	3.32	5HA14	7.70	25

Tab VII.5 : Tableau récapitulatif des sections d'armatures de la dalle.

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

Il faut vérifier que : $A_s \geq A_{min}$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27.5 \times 2,1}{400} = 3.32 \text{ cm}^2$$

Sens			A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Observation
X-X	ELU	Appuis	10.05	3.32	Condition vérifiée
		Travée	15.71		Condition vérifiée
Y-Y	ELU	Appuis	7.70	3.32	Condition vérifiée
		Travée	7.70		Condition vérifiée

Tab VII.6 : Vérification de la condition de non fragilité.

➤ **Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)**

Lorsque la fissuration est préjudiciable, l'écartement max des armatures d'une nappe est donnée par (A.8.2, 42/BAEL91 modifiées 99).

$$S_t \leq \min\{2h; 25cm\} = 25cm \Rightarrow OK$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant (BAEL91-art A.5.1, 211)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec ;} \quad V_u = \frac{q_u L y}{2} = \frac{145.1 \times 5.35}{2} = 388.14KN$$

$$\tau_u = \frac{388.14 \times 10^{-3}}{1 \times 0.275} = 1.41MPa$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left\{\frac{0,15 f_{c28}}{1,5}; 4MPa\right\} = 2,5MPa$$

$$\tau_u = 1.41MPa < \bar{\tau}_u = 2,5 \Rightarrow OK$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d. Vérification à l'ELS :

❖ **Evaluation des moments fléchissant M_x ; M_y :**

$$\rho = 0,76 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0674 \\ \mu_y = 0,657 \end{cases}$$

$$\text{On aura donc :} \quad \begin{cases} M_x = 0.0674 \times 99.3 \times 4.1^2 = 112.5 \text{ KN.m} \\ M_y = 0,657 \times 112.5 = 74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Sens x-x :

$$\begin{cases} M_a^x = 112.5 \times 0,5 = 56.25 \text{ KN.m.} \\ M_t^x = 112.5 \times 0,75 = 84.37 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

Sens y-y :

$$\begin{cases} M_a^y = 74 \times 0,5 = 37 \text{ KN.m.} \\ M_t^y = 74 \times 0,75 = 55,5 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ -Vérification des contraintes dans le béton :

Sens x-x :

- Aux appuis : $A_s = 10,05 \text{ cm}^2$ (section adoptée)

$$\rho = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100 \times 10,05}{100 \times 27,5} = 0,336 \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} \beta_1 = 0,967 \\ K_1 = 40,56 \end{cases}$$

$$K = \frac{1}{K_1}$$

$$K = 0,025$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\sigma_s = \frac{56,25 \times 10^3}{0,967 \times 27,5 \times 9,23} = 229,17 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 5,73 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- En travées : $A_s = 15,71 \text{ cm}^2$ (section adoptée)

$$\rho = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100 \times 15,71}{100 \times 27,5} = 0,460 \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} \beta = 0,896 \\ K_1 = 33,54 \longrightarrow K = 0,030 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{84,37 \times 10^3}{0,896 \times 27,5 \times 12,56} = 273 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 8,18 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Sens y-y :

- **Aux appuis** : $A_s = 7.70 \text{ cm}^2$ (section adoptée)

$$\rho = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100 \times 7.7}{100 \times 27.5} = 0,163 \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0,934 \\ K1 = 60.76 \end{array} \right. \quad \longrightarrow \quad K = 0.016$$

$$\sigma_s = \frac{37 \times 10^3}{0,934 \times 27.5 \times 4.52} = 319 \text{ MPA} \quad < \overline{\sigma_s} = 400 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 5.18 \text{ MPA} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travées** : $A_s = 7.70 \text{ cm}^2$ (section adoptée)

$$\rho = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100 \times 7.7}{100 \times 27.5} = 0,163 \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0,934 \\ K1 = 60.76 \end{array} \right. \quad \longrightarrow \quad K = 0,016$$

$$\sigma_s = \frac{55.5 \times 10^3}{0,934 \times 27.5 \times 7.7} = 319 \text{ MPA} \quad < \overline{\sigma_s} = 400 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 5.18 \text{ MPA} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

5. Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.

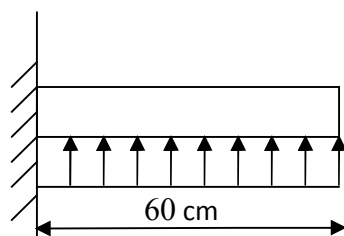


Fig VII.5 : Schéma statique du débord.

a. Sollicitation de calcul :

- ❖ A P'ELU :

$$q_u = 145.1 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = -\frac{q_u \times l^2}{2} = -\frac{145.1 \times 0,6^2}{2} = -26.12 \text{ KN.m}$$

- **A'ELS :**

$$q_s = 99.3 \text{ KN /ml}$$

$$M_s = -\frac{q_s \times l^2}{2} = -\frac{99.3 \times 0,6^2}{2} = -17.87 \text{ KN.m}$$

b. Calcul des armatures :

- **Armatures principales :**

$$b=1\text{m}; d=27.5 \text{ cm}; f_{bc}= 14,2\text{MPa}; \sigma_s=348\text{MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 f_{bc}} = \frac{26.118 \times 10^6}{1000 \times 275^2 \times 14,2} = 0,024 \leq 0,392 \implies \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0,024 \quad \beta_u = 0,988$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{26.118 \times 1000}{0,988 \times 27.5 \times 348} = 2.76 \text{ cm}^2 \quad \mathbf{A_s = 2.76 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

c. Vérification à l'ELU :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27.5 \times 2,1}{400} = 3.32 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_s=4\text{HA}12=4.52 \text{ cm}^2$, avec un espacement de 25 cm

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 \quad \implies \quad \text{On adopte } \mathbf{4 \text{ HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2}.$$

Avec un espacement de 25 cm.

d. Vérification à l'ELS :

- **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 27.5} = 0,164$$

$$\rho_1 = 0,164 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,934 ; K_1 = 60.76$$

$$K = \frac{1}{K_1} = 0,016$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{17.87 \times 10^6}{0,934 \times 275 \times 4.52 \times 10^2} = 153.96 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 2.46 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = 153.96 \text{MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

6. Ferrailage des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera 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.

a. Chargement simplifié admis :

Les nervures seront considérées comme des poutres doublement encastrées 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 :

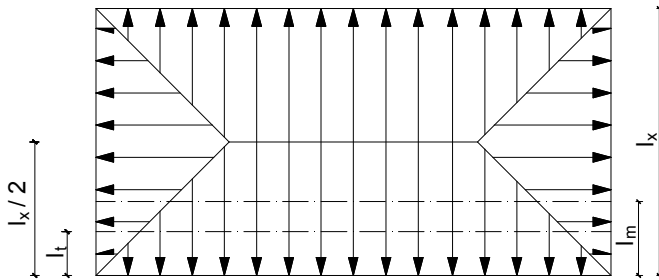
Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire et trapézoïdale.

- **Charge trapézoïdale :**

Cas de chargement trapézoïdal :

Moment fléchissant : $I_m = I_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{6}\right)$

Effort tranchant : $I_t = I_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{4}\right)$



✓ **Le Chargement simplifié**

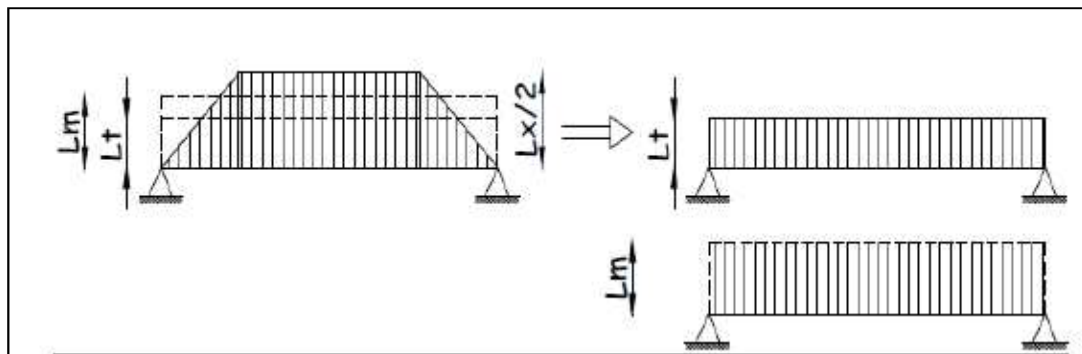


Fig VII.6 : Présentation du chargement simplifié.

- **Charge triangulaire :**

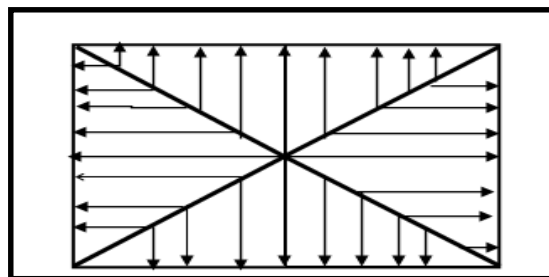


Fig VII.7: Répartition triangulaire.

Moment fléchissant : $I_m = 0.333x I_x$

Effort tranchant : $I_t = 0.25x I_x$

b. Charges à considérer :

$$\left. \begin{aligned} \rightarrow Q_u &= q_u \times l_t \\ \rightarrow Q_u &= q_u \times l_m \\ \rightarrow Q_s &= q_s \times l_m \end{aligned} \right\}$$

$$\left. \begin{aligned} \rightarrow Q_u &= q_s \times l_t \end{aligned} \right\}$$

c. Détermination des charges :✓ **ELU :**

$$q_u = \left(\sigma_{um} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right)$$

$$\Rightarrow q_u = \left(167.50 - \frac{14513.53}{647.93} - \frac{4389.2}{292.76} \right) = 130.108 \text{ KN/m}^2$$

✓ **ELS :**

$$q_s = \left(\sigma_{sm} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right)$$

$$\Rightarrow q_s = \left(121.70 - \frac{14513.53}{647.93} - \frac{4389.2}{292.76} \right) = 84.308 \text{ KN/m}^2$$

Remarque :

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

➤ Sens transversal :

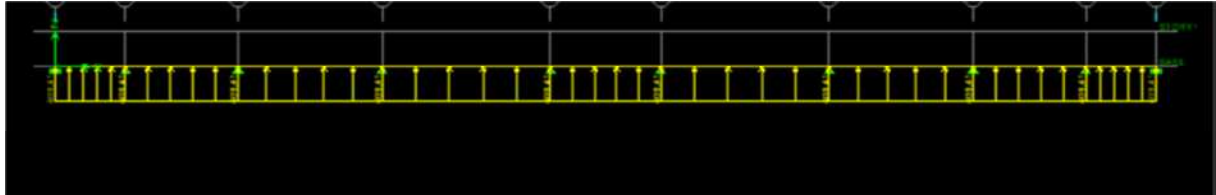
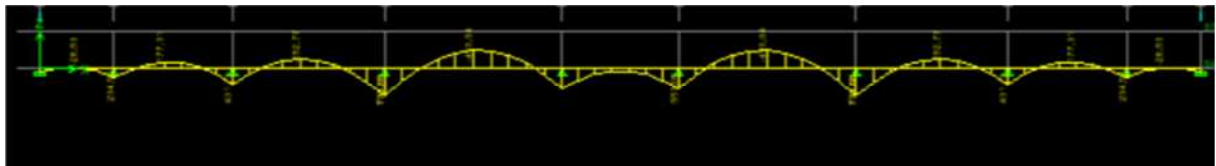
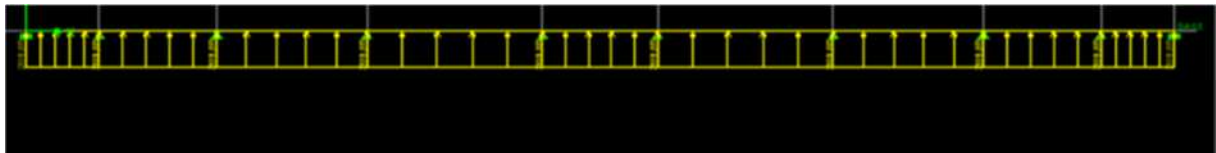
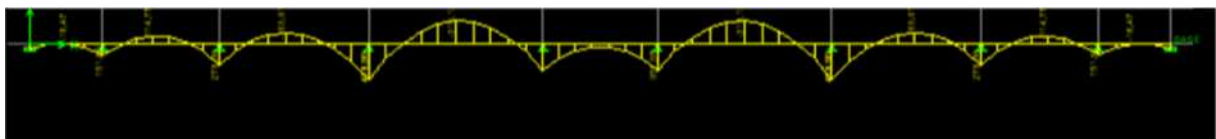
										Moment fléchissant				Effort tranchant			
Travée	Panneau	L _x	L _y	ρ	Charge	l _m	l _t	q _u	q _s	Q _{um}	sommeQ _{um}	Q _{sm}	sommeQ _{sm}	Q _{ut}	sommeQ _{ut}	Q _{st}	sommeQ _{st}
A-B	1	3,2	4,3	0,74	trapézoïdale	1,30	1,15	130,108	84,308	169,74		109,99		150,52		97,54	
	2	4,1	4,3	0,95	trapézoïdale	1,42	1,11	130,108	84,308	185,89	355,63	120,45	230,44	145,47	296	94,26	191,80
B-C	1	3,2	4,1	0,78	trapézoïdale	1,27	1,11	130,108	84,308	165,90		107,50		144,76		93,80	
	2	4,1	4,1	1	trapézoïdale	1,36	1,02	130,108	84,308	177,81	343,71	115,22	222,72	133,36	278,12	86,41	180,22
C-D	1	3,2	5,35	0,59	trapézoïdale	1,40	1,31	130,108	84,308	183,34		118,80		170,93		110,76	
	2	4,1	5,35	0,76	trapézoïdale	1,64	1,44	130,108	84,308	214,50	397,85	138,99	257,8	188,39	359,33	122,07	232,84
D-E	1	3,2	5	0,64	trapézoïdale	1,38	1,27	130,108	84,308	179,75		116,47		165,53		107,26	
	2	4,1	5	0,82	trapézoïdale	1,59	1,36	130,108	84,308	206,94	386,69	134,09	250,56	177,04	342,58	114,72	221,99

Tab VII.7 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

➤ Sens longitudinale :

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	Panneau	Lx	Ly	ρ	Charge	lm	lt	qu	qs	Qum	Somme Qum	Qsm	Somme Qsm	Qut	Somme Qut	Qst	Somme Qst
1-2	1	2	4,1	0,48	trapézoïdale	0,92	0,88	130,108	84,308	119,78		77,62		114,62		74,27	
	2	2	5,35	0,37	trapézoïdale	0,95	0,93	130,108	84,308	124,04	243,83	80,38	158	121,01	235,64	78,41	152,69
2-3	1	3,2	4,1	0,78	trapézoïdale	1,27	1,11	130,108	84,308	165,90		107,50		144,76		93,80	
	2	3,2	5,35	0,59	trapézoïdale	1,40	1,31	130,108	84,308	183,34	349,25	118,80	226,30	170,93	315,70	110,76	204,57
3-4	1	4,1	4,1	1	trapézoïdale	1,36	1,02	130,108	84,308	177,81		115,22		133,36		86,41	
	2	4,1	5,35	0,76	trapézoïdale	1,64	1,44	130,108	84,308	214,50	392,32	138,99	254,21	188,39	321,75	122,07	208,49
4-5	1	4,8	4,1	1,17	trapézoïdale	1,30	0,75	130,108	84,308	169,59		109,89		98,26		63,67	
	2	4,8	5,35	0,89	trapézoïdale	1,75	1,43	130,108	84,308	228,47	398,07	148,04	257,94	186,58	284,84	120,90	184,57
5-6	1	3,15	4,1	0,76	trapézoïdale	1,26	1,11	130,108	84,308	164,60		106,65		144,44		93,59	
	2	3,15	5,35	0,58	trapézoïdale	1,39	1,30	130,108	84,308	181,24	345,84	117,44	224,09	169,40	313,84	109,76	203,36

Tab VII.8 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinale).

d. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants❖ **Sens longitudinal**• **Diagramme des moments fléchissant**✓ **A ELU :****Fig VII.8 :** diagramme de chargements des nervures à l'ELU.**Fig VII.9 :** diagramme des moments fléchissant à l'ELU.✓ **A ELS :****Fig VII.10 :** diagramme de chargements des nervures à l'ELS .**Fig VII.11 :** diagramme des moments fléchissant à l'ELS.• **Diagramme des efforts tranchants :**✓ **A ELU :**

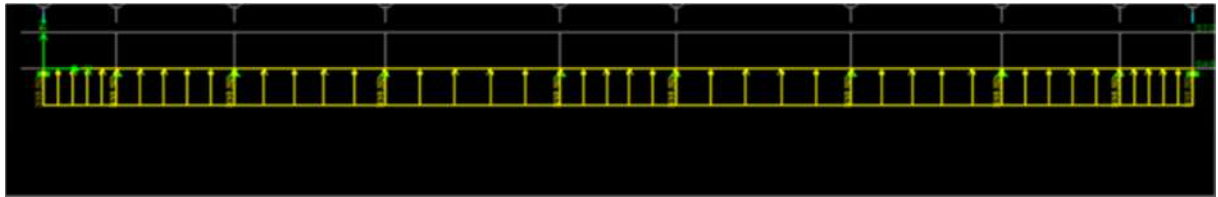


Fig VII.12 : diagramme de chargements des nervures à l'ELU.

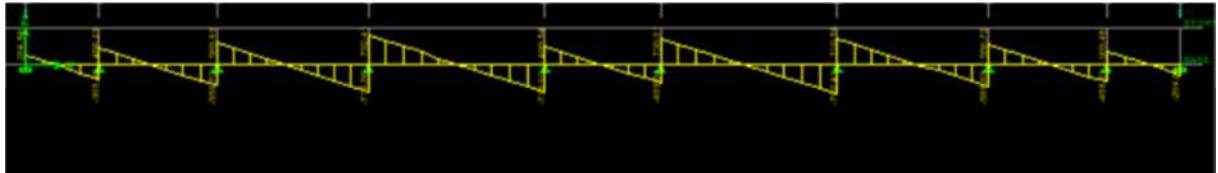


Fig VII.13 : diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

✓ **A ELS :**

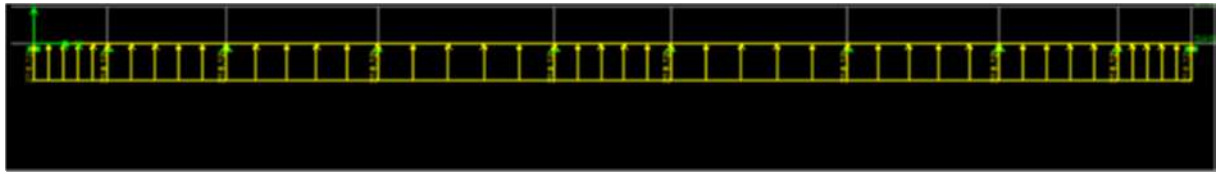


Fig VII.14 : diagramme de chargements l'effort tranchant à l'ELS.



Fig VII.15 : diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

❖ **Sens transversal :**

✓ **Diagramme des moments fléchissant :**

✓ **A ELU :**

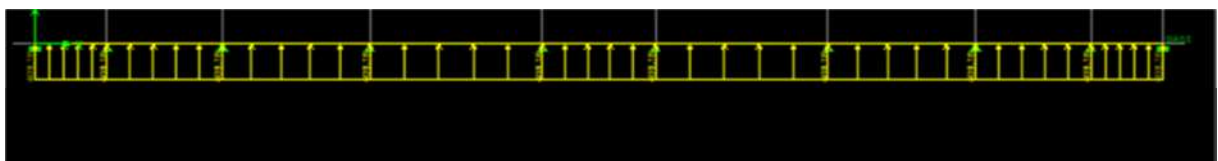


Fig VII.16 : diagramme de chargements des nervures à l'ELU.

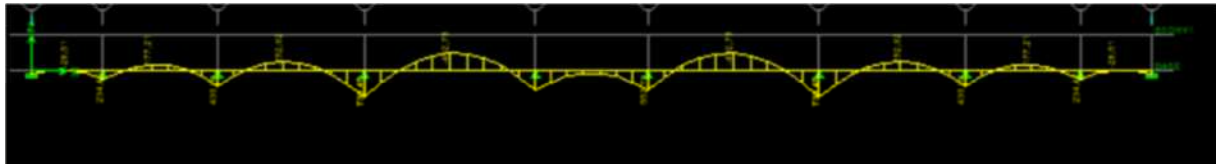


Fig VII.17 : diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

✓ A ELS :

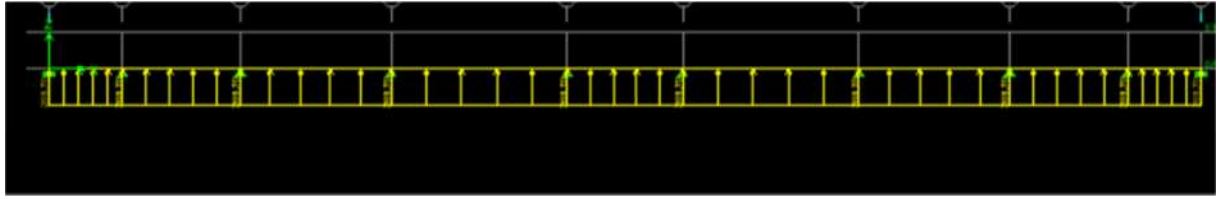


Fig VII.18 : diagramme de chargements des nervures à l'ELS.

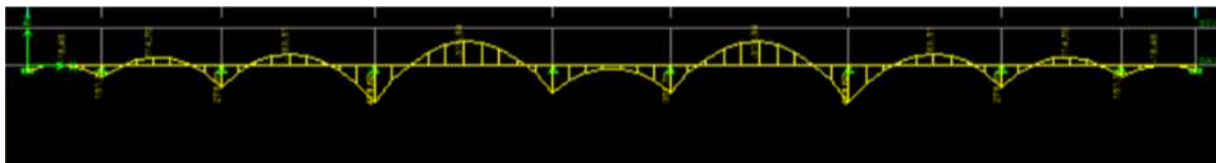


Fig VII.19 : diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

• Diagrammes des efforts tranchant :

✓ A ELU :

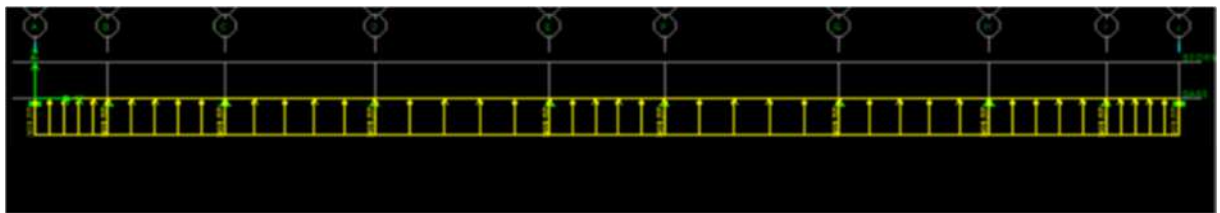


Fig VII.20 : diagramme de chargements des nervures à l'ELU.



Fig VII.21 : diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

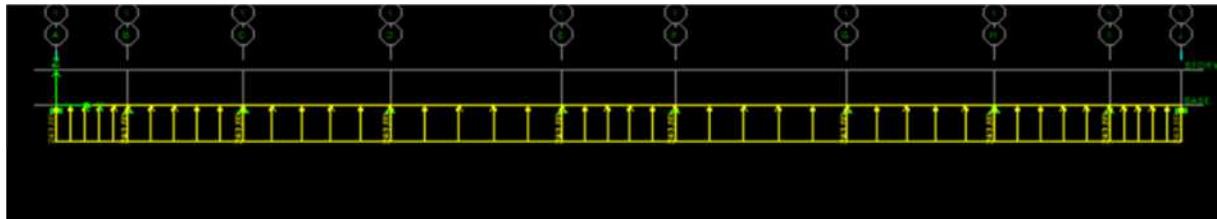
✓ A ELS :

Fig VII.22 : diagramme de chargements des nervures à l'ELS.

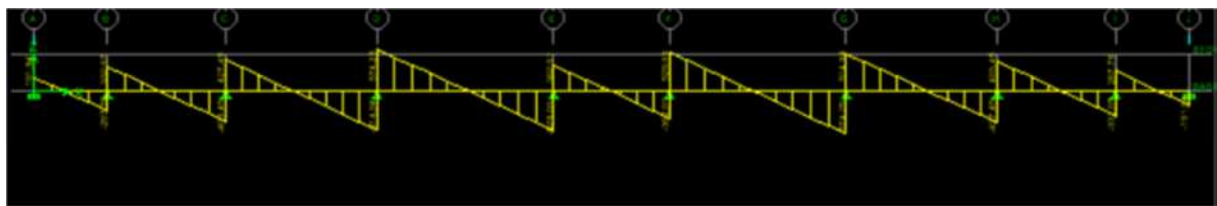


Fig VII.23 : diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

a. Ferrailage

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_a^{\max} [KN.m]	739,88	478,90	739,45	478,62
M_t^{\max} [KN.m]	493,04	319,13	492,75	318,94
T^{\max} [KN]	792,41	510,59	888,97	574,25

Tab VII.9 : les efforts interne dans les nervures.

1. Calcul des armatures :

❖ Armatures longitudinales :

✓ Sens x-x :

Le ferrailage se fera avec les moments maximum aux appuis et en travées.

➤ En travées :

$b = 60 \text{ cm}$; $d = 112,5 \text{ cm}$; $f_{bc} = 14,2 \text{ MPA}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPA}$; $M_u = 493,04 \text{ KN.m}$.

$$\mu_b = \frac{Mu}{b d^2 f_{bc}} = \frac{493.04 \times 10^6}{600 \times 1125^2 \times 14.2} = 0.046 < 0.392 \quad \Longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.066 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0.976$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$A_t = \frac{M_u}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{493.04 \times 1000}{0.976 \times 112.5 \times 348} = 12.90 \text{ cm}^2.$$

Soit: $A_t = 5\text{HA}16 + 5\text{HA}12 = 15.7 \text{ cm}^2$.

➤ **Aux appuis**

$$\mu_b = \frac{Mu}{b d^2 f_{bc}} \quad \mu_b = \frac{739.88 \times 10^6}{600 \times 1125^2 \times 14.2} = 0.068 < 0.392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu = 0.068 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0.965$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$A_t = \frac{M_u}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{739.88 \times 1000}{0.965 \times 112.5 \times 348} = 19.58 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_a = 5\text{HA}16 \text{ fil} + 5\text{HA}16 \text{ chap} = 20.10 \text{ cm}^2$.

✓ **Sens y-y :**

On suit les mêmes étapes que les précédentes.

Les résultats des ferraillements sont résumés dans le tableau qui suit :

Sens	Zone	M_u	μ	β	Section	A_{st} [cm ²]	$A_{\text{adopté}}$ [cm ²]
X-X	Appui	739,88	0.100	0.947	SSA	19.58	5HA16fil + 5HA16chap = 20.10cm ²
	Travée	493,04	0.066	0.966	SSA	12.90	5HA16fil + 5HA12chap = 15.7cm ²
Y-Y	Appui	739,45	0.100	0.947	SSA	19.58	5HA16fil + 5HA16chap = 20.10cm ²
	Travée	492,75	0.066	0.966	SSA	12.90	5HA16fil + 5HA12chap = 15.7cm ²

Tab VII.10 : ferraillement adopté pour la nervure.

2. Armatures transversales :✓ **Espacement des barres :**➤ **Diamètre des barres**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{ mm}$$

Soit : $\Phi = 8 \text{ mm}$.

➤ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12 \Phi_l \right) = \min (25; 14.4) = 10 \text{ cm}$$

➤ **En zone courante :** $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{115}{2} = 57.5 \text{ cm}$.

➤ On prend $S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale.

➤ On prend $S_t = 20 \text{ cm}$ en zone courante.

➤ **Armature transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :**

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 60 = 1.8 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).

❖ **Armatures de peau : (BAEL91, Art 4.5.34)**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section étant au moins égale à $3 \text{ cm}^2/\text{ml}$ de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en dehors des zones.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100 cm , la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour : } 2\text{HA}14 = 3.08 \text{ cm}^2$$

b. Vérification à l'ELU :❖ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_t}{f_e} = \frac{0.23 \times 60 \times 112.5 \times 2.1}{400} = 8.15 \text{ cm}^2$$

En appui : $A_s = 20.10 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 8.15 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

En travée : $A_s = 15.7 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 8.15 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

• **Sens transversal :**

$$T_{u \max} = 888.97 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{888.97 \times 10^3}{600 \times 1125} = 1.32 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Sens longitudinal :**

$$T_{u \max} = 792.41 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{792.41 \times 10^3}{600 \times 1125} = 1.17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant sur le béton et les armatures**

• **Influence de l'effort tranchant sur le béton (B.A.E.L.91.article :A.5.1, 313)**

$$\sigma_{bc} = \frac{V_u \sqrt{2}}{b \frac{d}{\sqrt{2}}} = \frac{2 V_u}{b \cdot d} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0.267 \times b \times d \times f_{c28}$$

➤ **Sens transversal :**

$$V_u^{\max} = 888.97 \text{ KN} < 0.267 \times 0.60 \times 1.125 \times 25 \times 10^3 = 4505.6 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée.

➤ **Sens longitudinal :**

$$V_u^{\max} = 792.41 \text{ KN} < 0.267 \times 0.60 \times 1.125 \times 25 \times 10^3 = 4505.6 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée

◆ **Influence sur les armatures inférieures (BAEL91:A.5.1.321)**

$$V_u - \left| \frac{M_u}{0.9 d} \right| \leq A \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A \geq \left(\frac{\gamma_s}{f_e} \right) \left(V_u - \left| \frac{M_u}{0.9 d} \right| \right) = \left(\frac{1.15}{400} \right) \left(888.97 \times 10^3 - \frac{739.88 \times 10^6}{0.9 \times 1125} \right) 10^{-2} = 4.55 \text{ cm}^2.$$

Les sections adoptées vérifient largement cette condition.

❖ **Longueur de scellement droit (BAEL91-art A.6.1, 211):**

$$L_s = \frac{\Phi f_e}{4\bar{\tau}_s}, \text{ avec } \bar{\tau}_s = 0.6\psi^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

- Pour les HA16 : $l_s = 56,43 \text{ cm}$. $l_s = 58 \text{ cm}$

- Pour les HA12 : $l_s = 42,33 \text{ cm}$. $l_s = 44 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la longueur du poteau à la qu'elle les barres seront ancrées, alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre termine par un crochet dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochet est :

$$L_c = 0.4 \times l_s \text{ (BAEL91-art A.6.1, 253)}$$

- Pour les HA16 : $l_c = 23.2 \text{ cm}$.

- Pour les HA12 : $l_c = 17.6 \text{ cm}$.

c. Vérification à l'ELS :

❖ **Vérification des contraintes dans le béton (Art A.4.5.2/BAEL 91).**

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

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

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

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times A_s \times d} ; \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

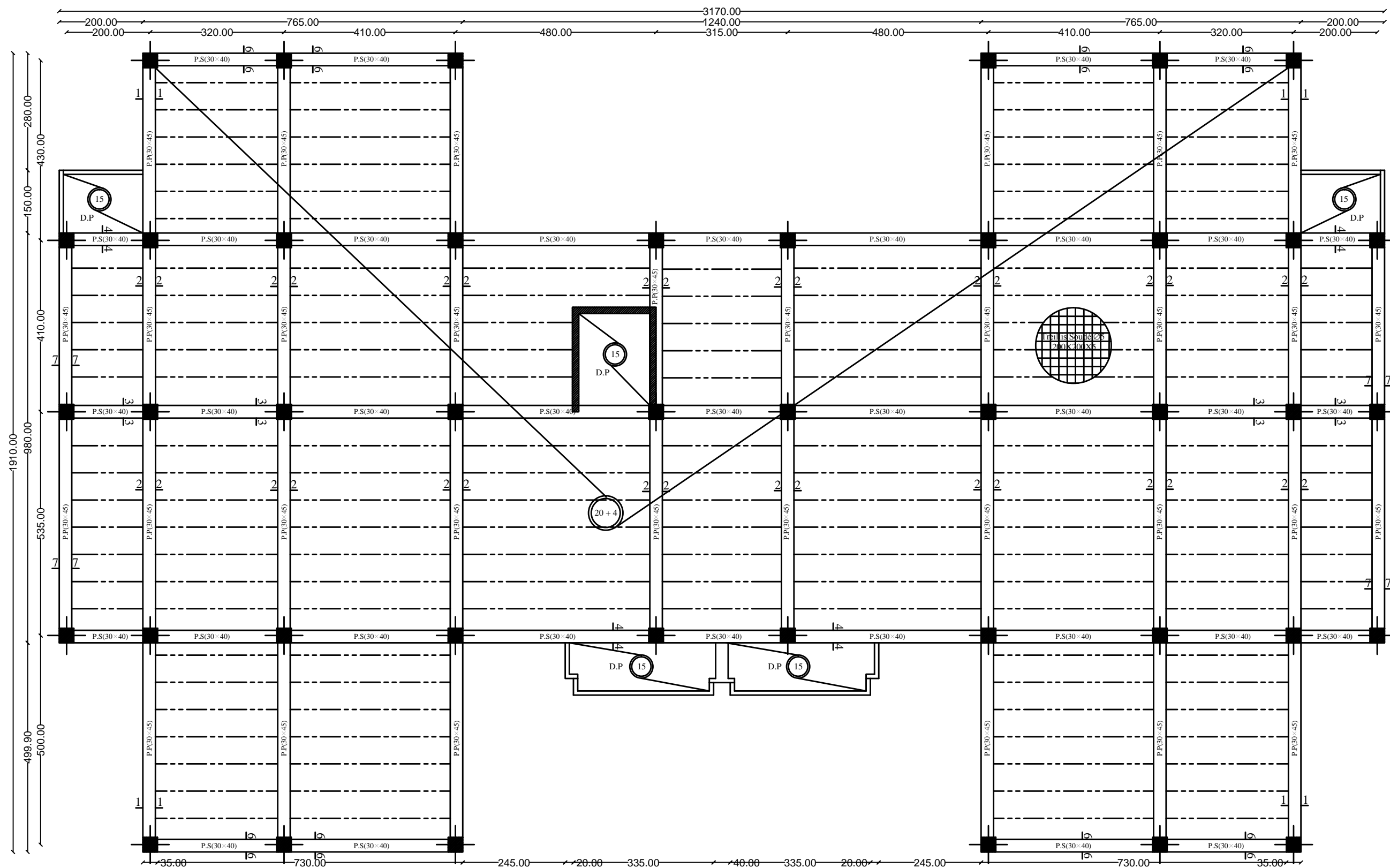
La fissuration étant préjudiciable (risque de corrosions et des infiltrations d'eau)

$$\bar{\sigma}_s = \min \{2/3 f_e; 110(u \times f_{t28})^{1/2}\} = \min \{266.66 ; 201.63\} = 201.63 \text{ MPa.}$$

Les vérifications sont résumées dans les tableaux suivants :

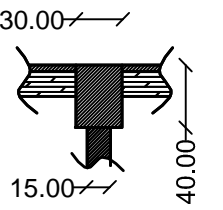
Sens	Zone	M_s KN.m	A_t cm ²	ρ_1	K_1	β_1	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	obs
x-x	Appuis	478,90	20.10	0.325	41.18	0.911	183.75	201.63	4.89	15	CV
	Travée	319,13	15.7	0.206	53.03	0.927	195	201.63	3.67	15	CV
y-y	Appuis	478,62	20.10	0.376	37.63	0.905	184.86	201.63	4.91	15	CV
	Travée	318,94	15.7	0.232	49.93	0.923	195.64	201.63	3.92	15	CV

Tab VII.11 : Vérification des contraintes à l'ELS.

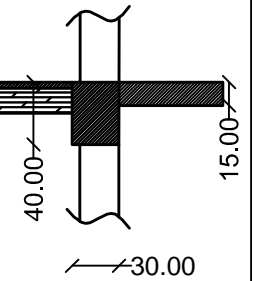


PLAN DE COFFRAGE DU PLANCHER TERRASSE

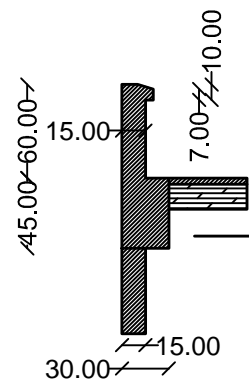
COUPE 3-3



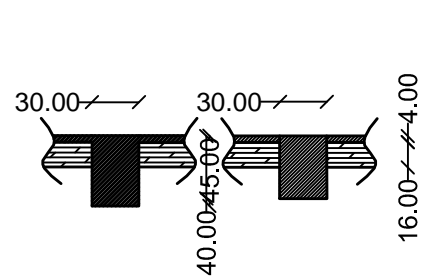
COUPE 4-4



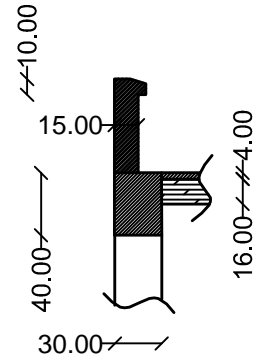
COUPE 1-1



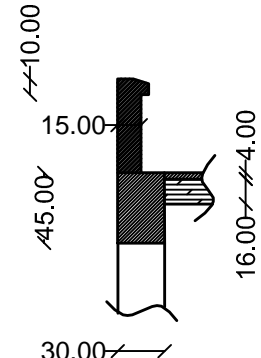
COUPE 2-2 COUPE 5-5



COUPE 6-6



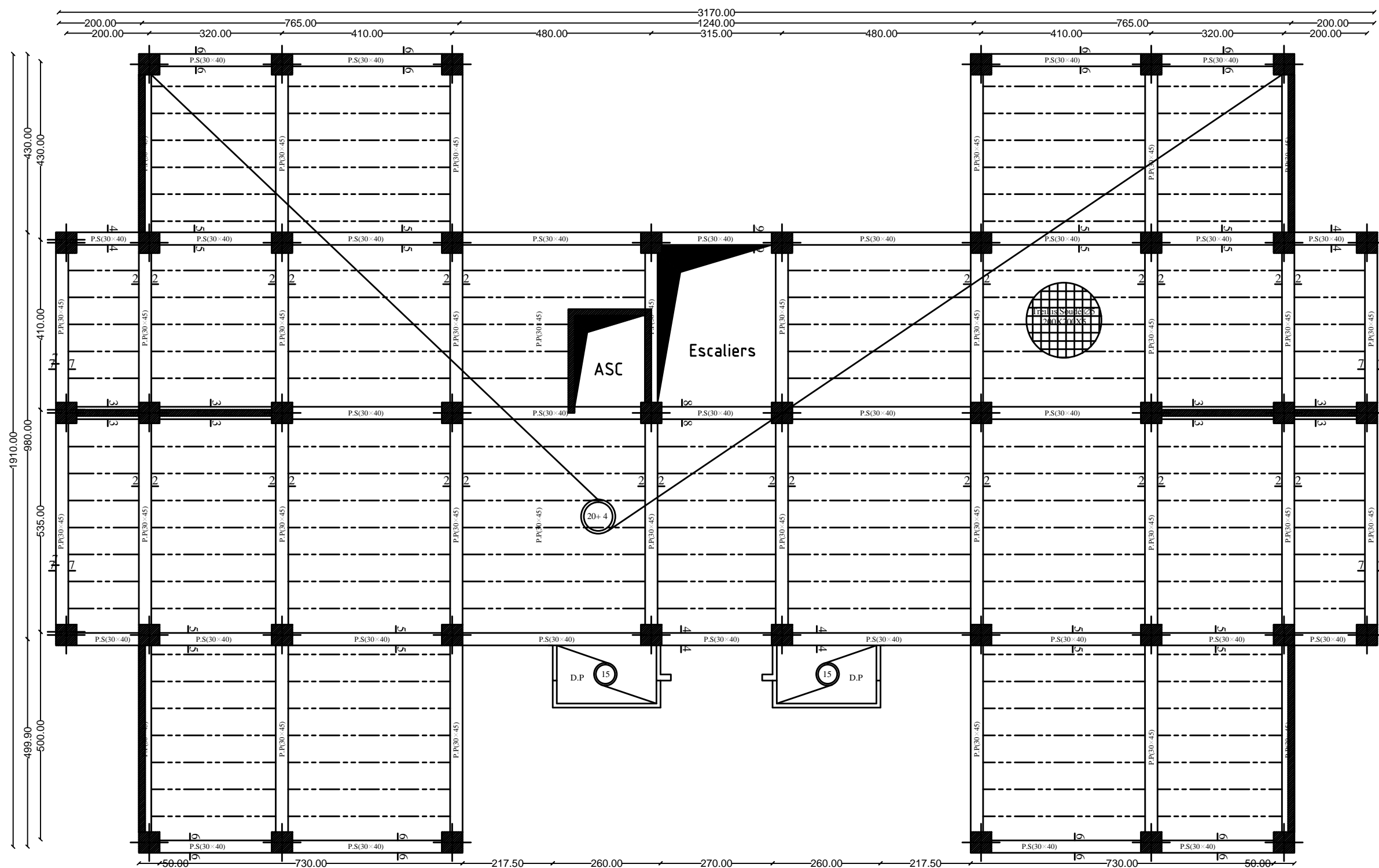
COUPE 7-7



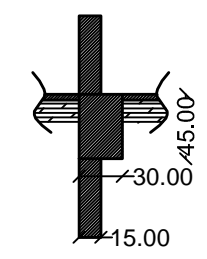
UNIVERSITE MOULOD MAAMERI DE TIZI-OUZOU
 Faculté du Genie de la Construction
 Département de Génie Civil

PLAN DE COFFRAGE DU PLANCHER TERRASSE

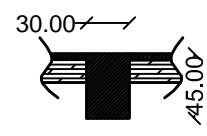
Proposé par:	BET: C.E.A.T	2018/2019
Prés enté par:	Melle: BOUFNAR DEHBIA Melle: BOUDJEMA KENZA	Plan:
Encadré par:	Mr: IDDIR	Echelle:



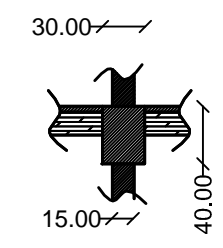
COUPE 1-1



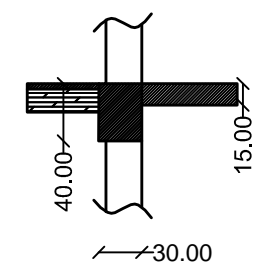
COUPE 2-2



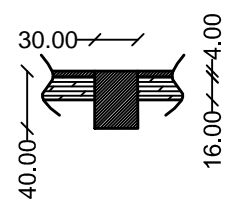
COUPE 3-3



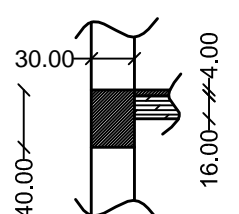
COUPE 4-4



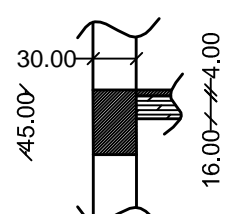
COUPE 5-5



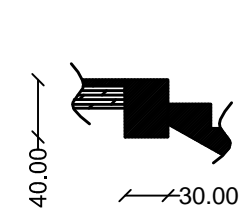
COUPE 6-6



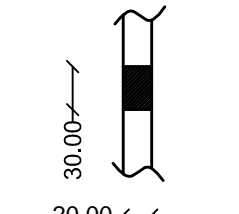
COUPE 7-7



COUPE 8-8



COUPE 9-9

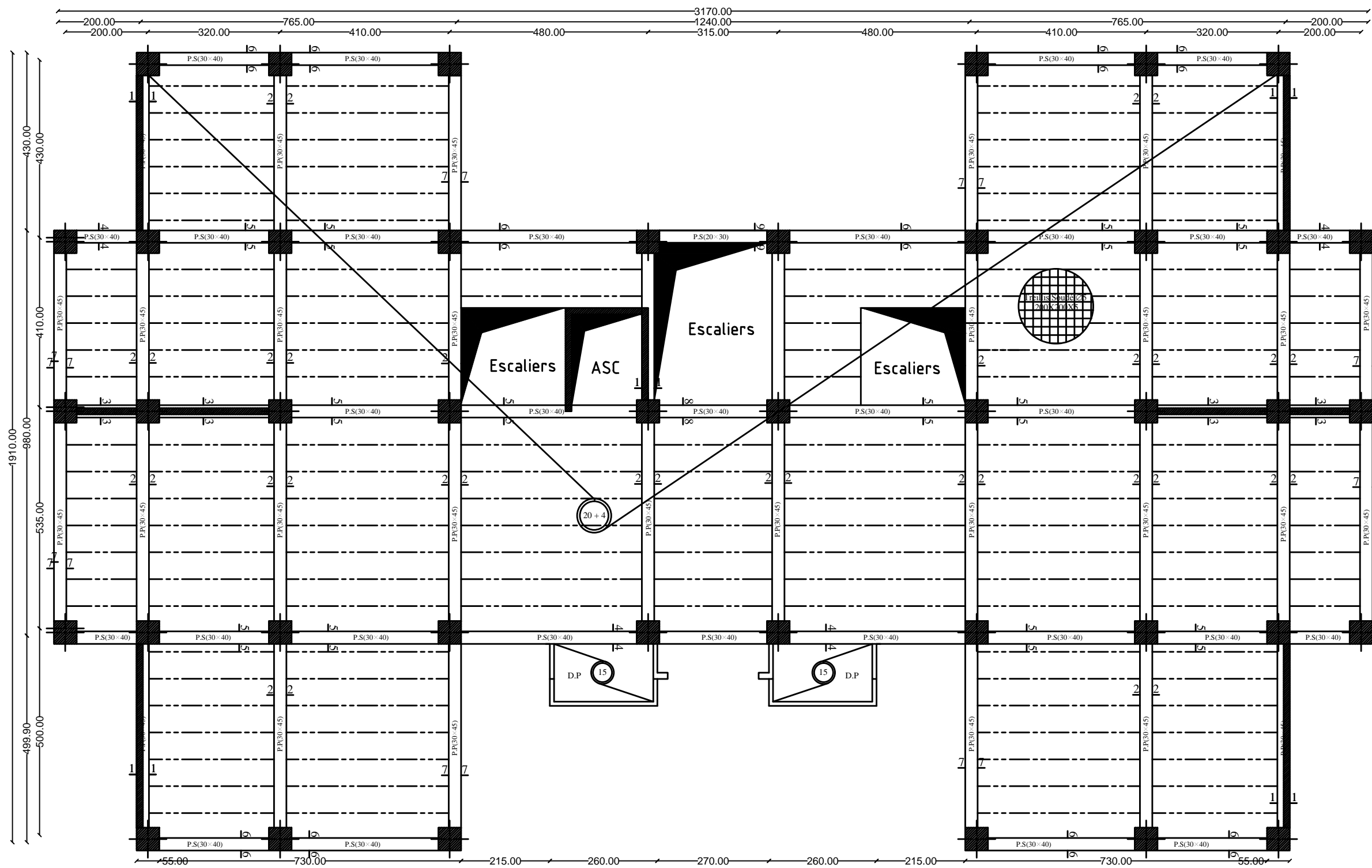


PLAN DE COFFRAGE DU PLANCHER (2 ET 3)

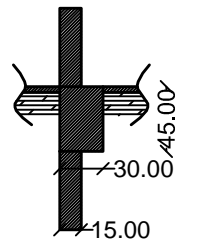
UNIVERSITE MOULOU D MAAMERI DE TIZI-OUZOU
 Faculté du Genie de la Construction
 Département de Génie Civil

PLAN DE COFFRAGE DU PLANCHER (2 ET 3)

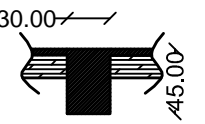
Proposé par:	BET: C.E.A.T	2018/2019
Prés enté par:	Melle: BOUFNAR DEHBIA Melle: BOUDJEMA KENZA	Plan:
Encadré par:	Mr: IDDIR	Echelle:



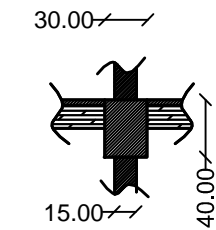
COUPE 1-1



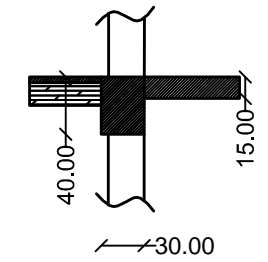
COUPE 2-2



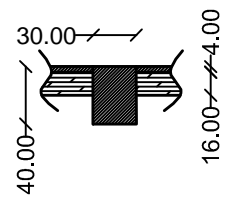
COUPE 3-3



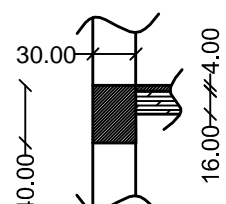
COUPE 4-4



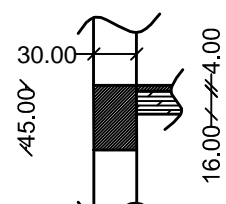
COUPE 5-5



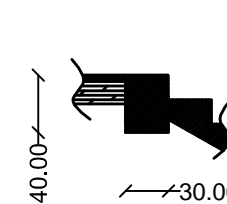
COUPE 6-6



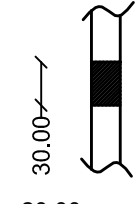
COUPE 7-7



COUPE 8-8



COUPE 9-9

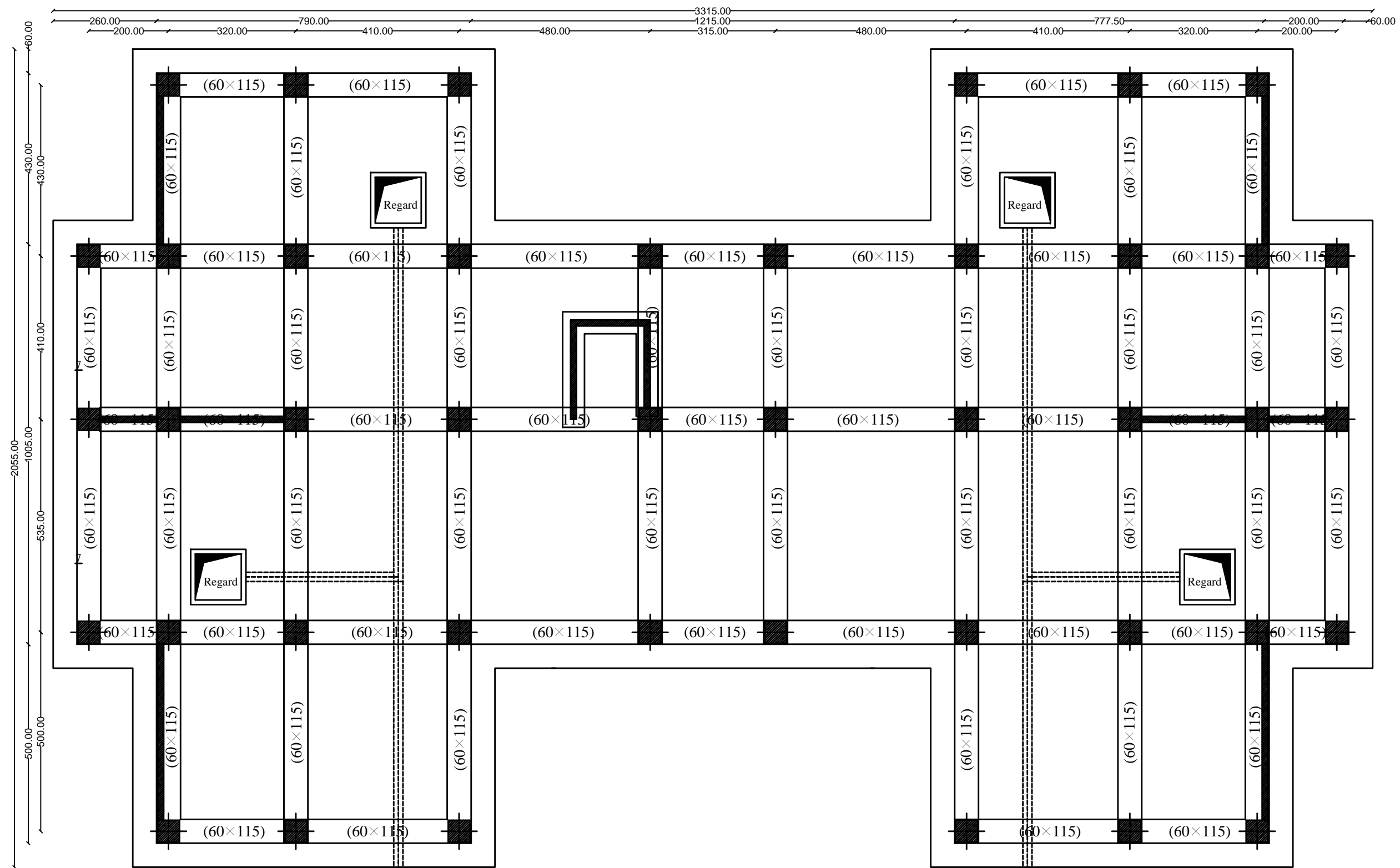


PLAN DE COFFRAGE DU PLANCHER (RDC ET 1)

UNIVERSITE MOULOD MAAMERI DE TIZI-OUZOU
 Faculté du Genie de la Construction
 Département de Génie Civil

PLAN DE COFFRAGE DU PLANCHER (RDC ET 1)

Proposé par:	BET: C.E.A.T	2018/2019
Prés enté par:	Melle: BOUFNAR DEHBIA Melle: BOUDJEMA KENZA	Plan:
Encadré par:	Mr: IDDIR	Echelle:



PLAN DE COFFRAGE DE LA FONDATION

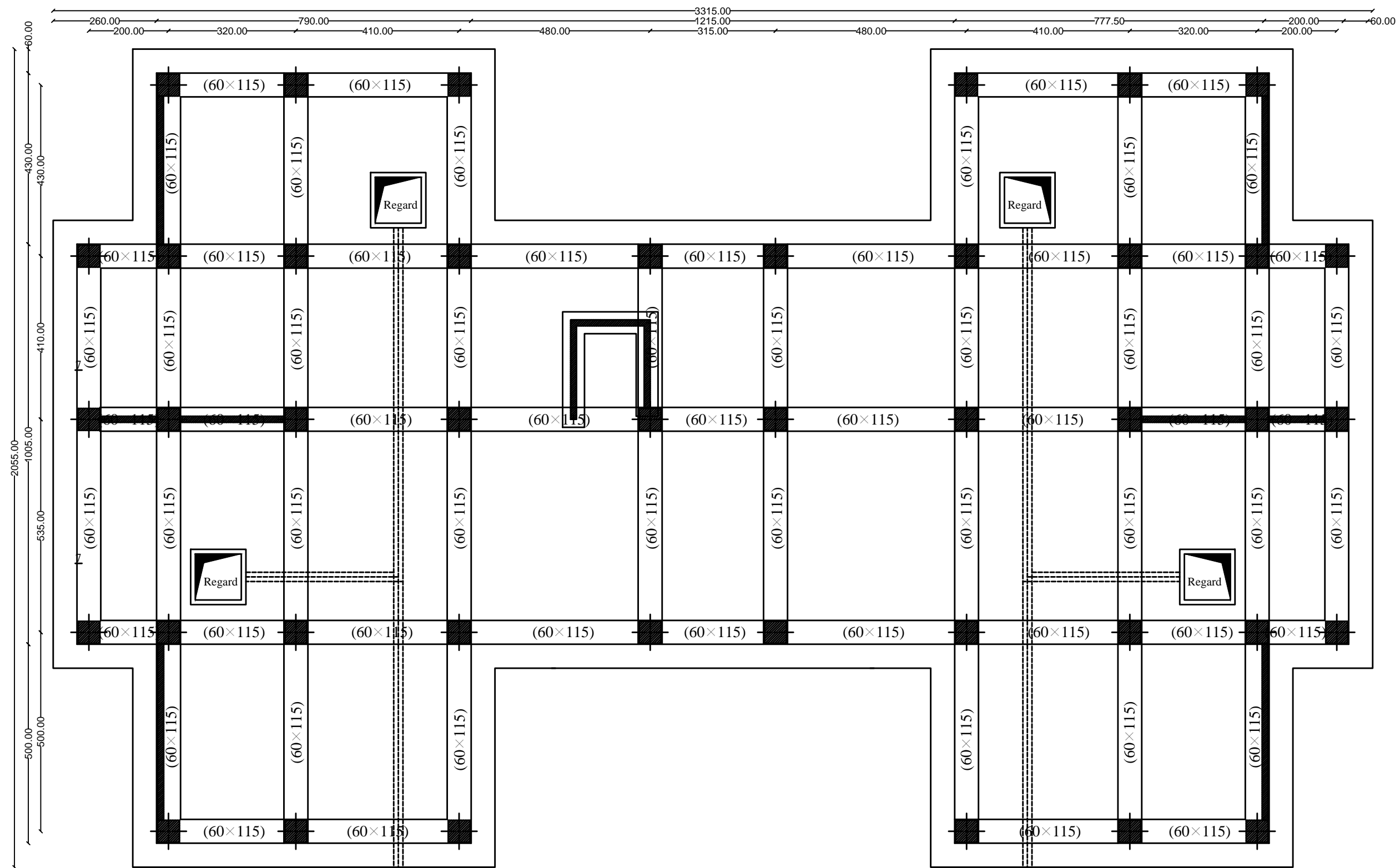
Vers
Collecteur

Vers
Collecteur

UNIVERSITE MOULOU D MAAMERI DE TIZI-OUZOU
 Faculté du Genie de la Construction
 Département de Génie Civil

PLAN DE COFFRAGE DE LA FONDATION

Proposé par:	BET: C.E.A.T	2018/2019
Prés enté par:	Melle: BOUFNAR DEHBIA Melle: BOUDJEMA KENZA	Plan:
Encadré par:	Mr: IDDIR	Echelle:



Vers
Collecteur

PLAN DE COFFRAGE DE LA FONDATION

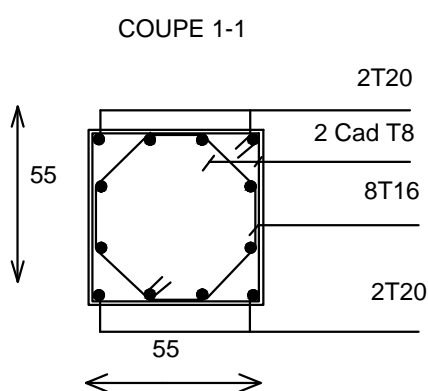
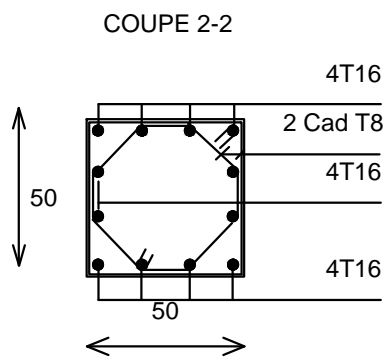
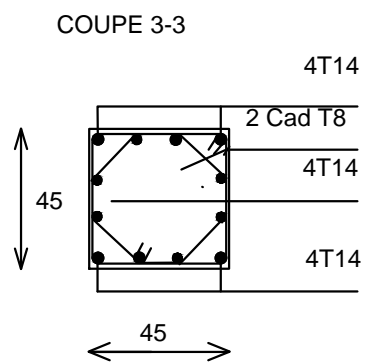
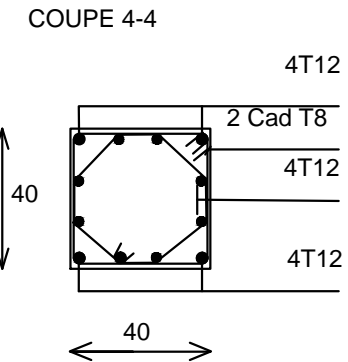
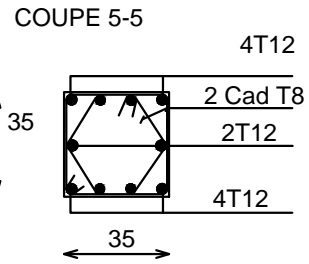
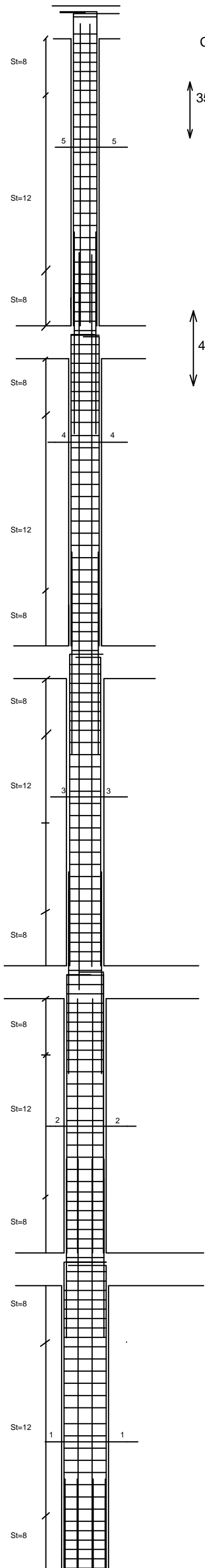


Vers
Collecteur

UNIVERSITE MOULOU D MAAMERI DE TIZI-OUZOU
 Faculté du Genie de la Construction
 Département de Génie Civil

PLAN DE COFFRAGE DE LA FONDATION

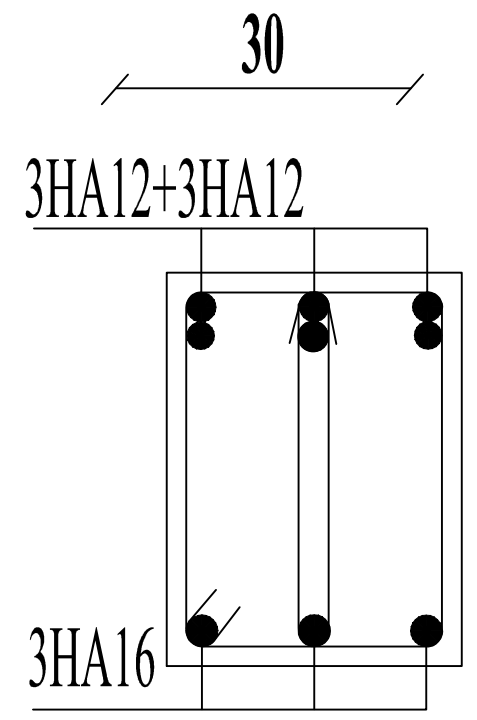
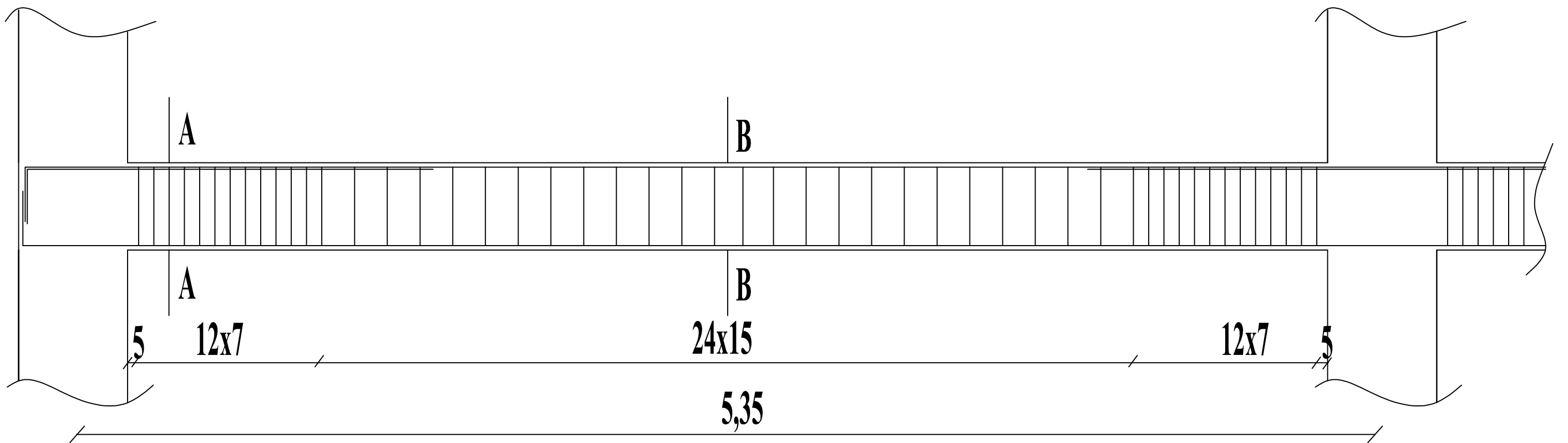
Proposé par:	BET: C.E.A.T	2018/2019
Prés enté par:	Melle: BOUFNAR DEHBIA Melle: BOUDJEMA KENZA	Plan:
Encadré par:	Mr: IDDIR	Echelle:



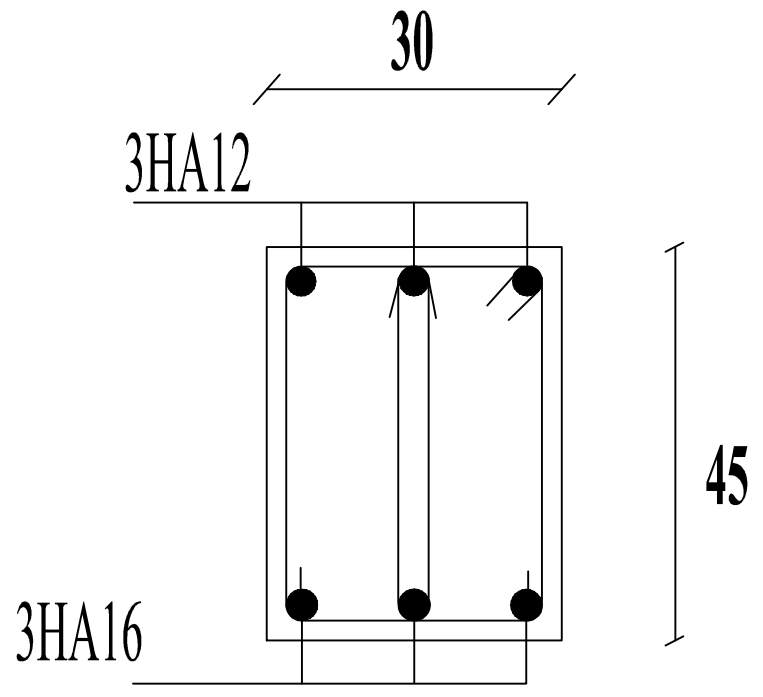
UNIVERSITE MOULOU D MAAMERI DE TIZI-OUZOU
 Faculté du Genie de la Construction
 Département de Génie Civil

Ferrailage de poteau

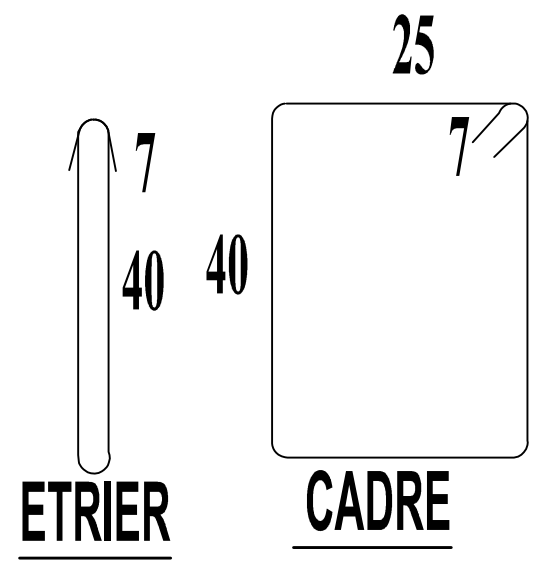
Proposé par:	BET: C.E.A.T	2018/2019
Présenté par:	Melle: BOUFNAR DEHBIA Melle: BOUDJEMA KENZA	Plan:
Encadré par:	Mr: IDDIR	Echelle:



Coupe A-A

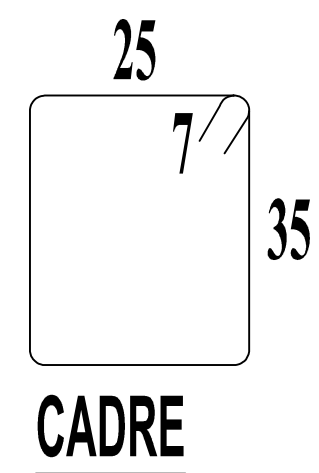
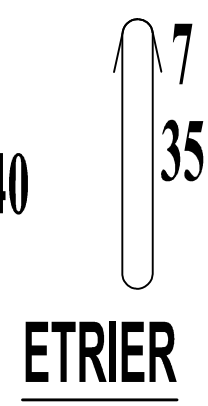
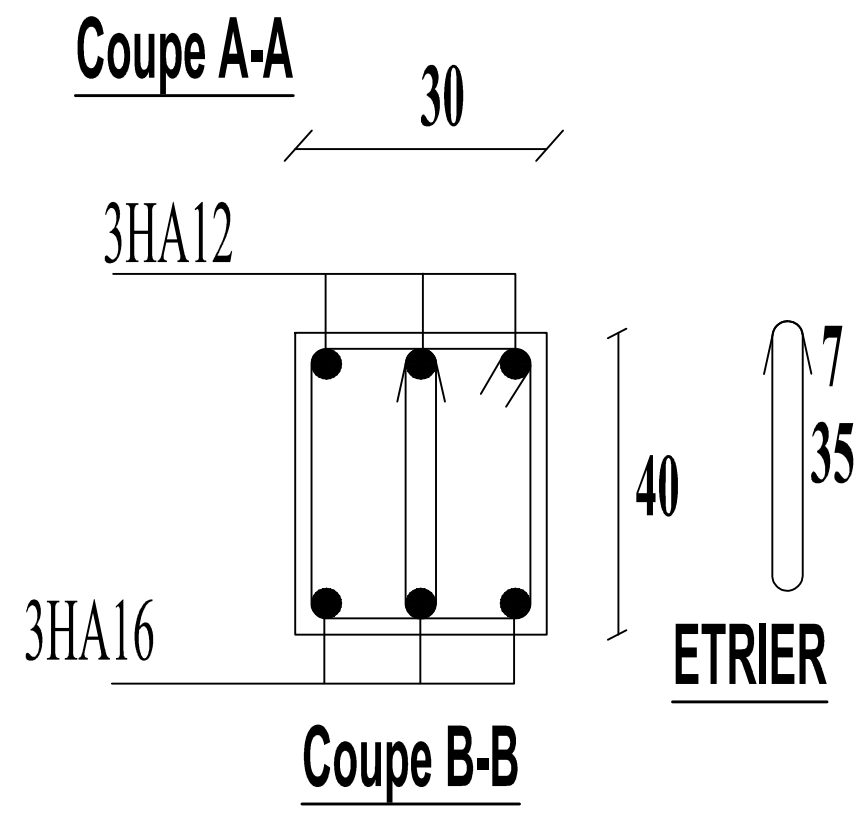
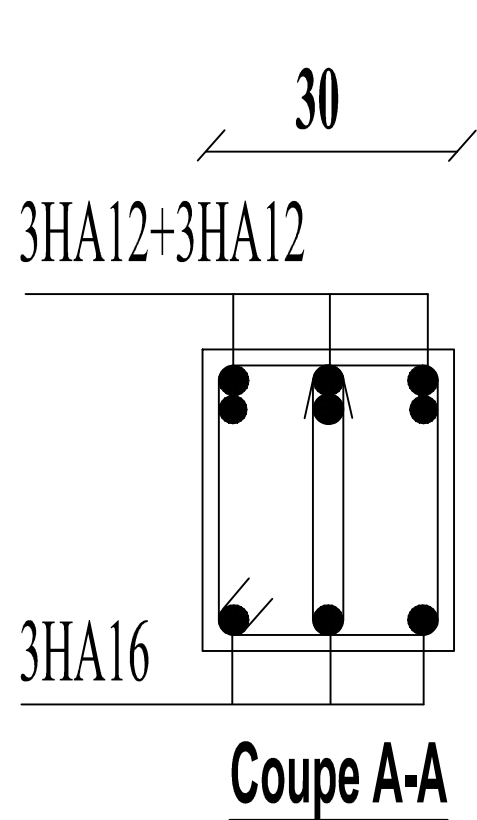
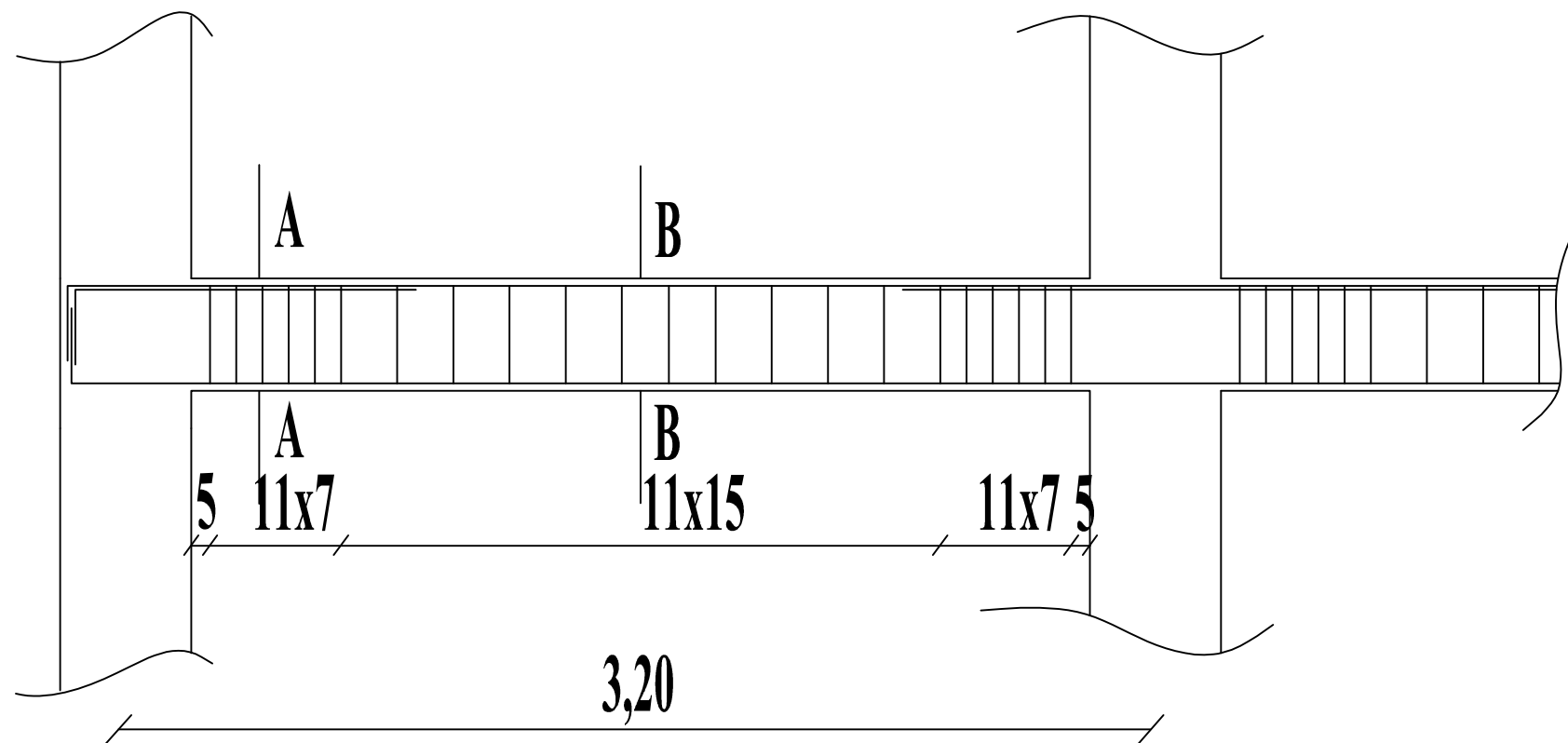


Coupe B-B



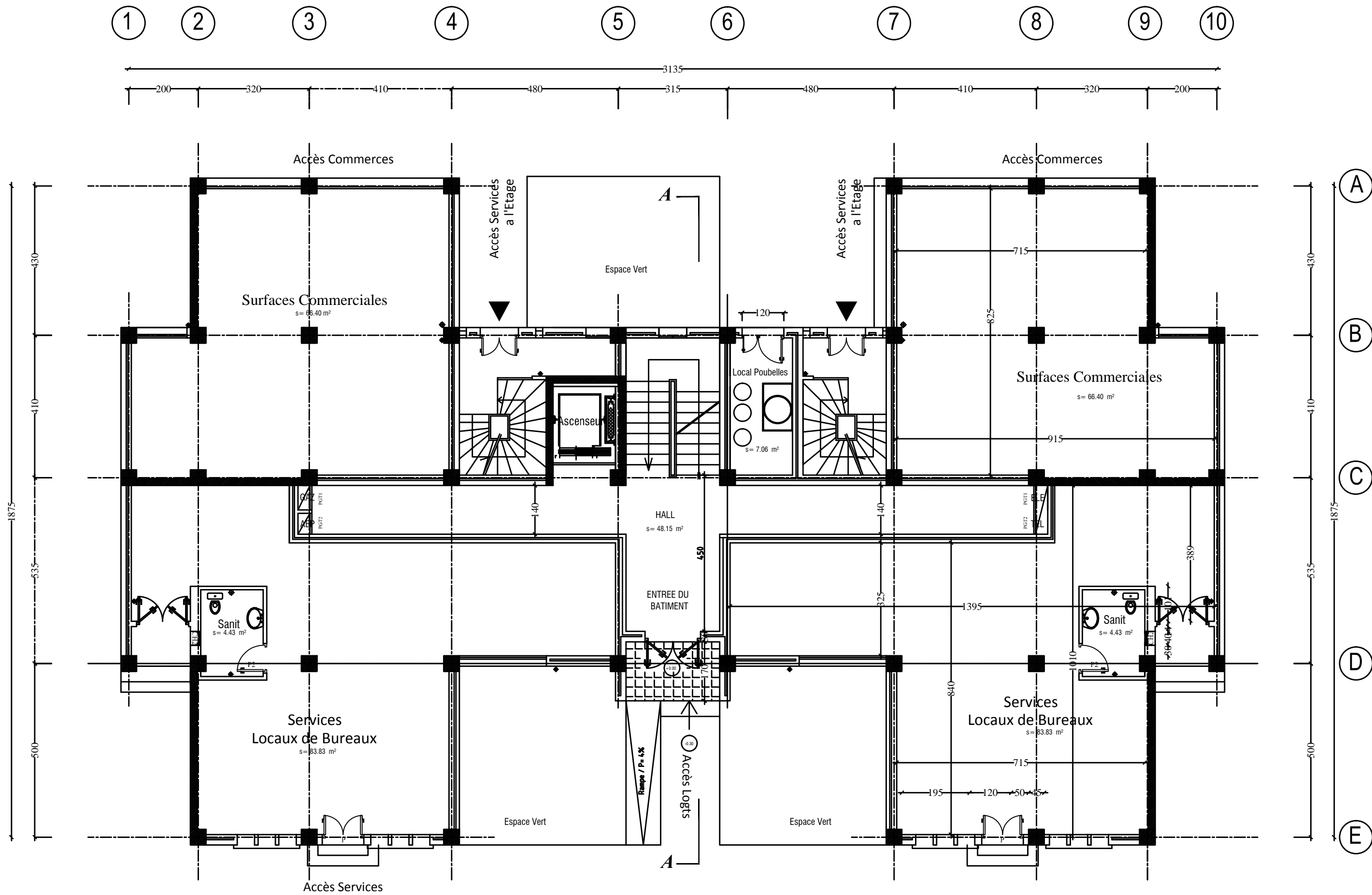
FERRAILLAGE D'UNE POUTRE PRINCIPALE

UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU Faculté du Genie de la Construction Département de Génie Civil		
Ferrailage de poutre principale		
Proposé par:	BET: C.E.A.T	2018/2019
Prés enté par:	Melle: BOUFNAR DEHBIA Melle: BOUDJEMA KENZA	Plan:
Encadré par:	Mr: IDDIR	Echelle:



FERRAILLAGE D'UNE POUTRE SECONDAIRE

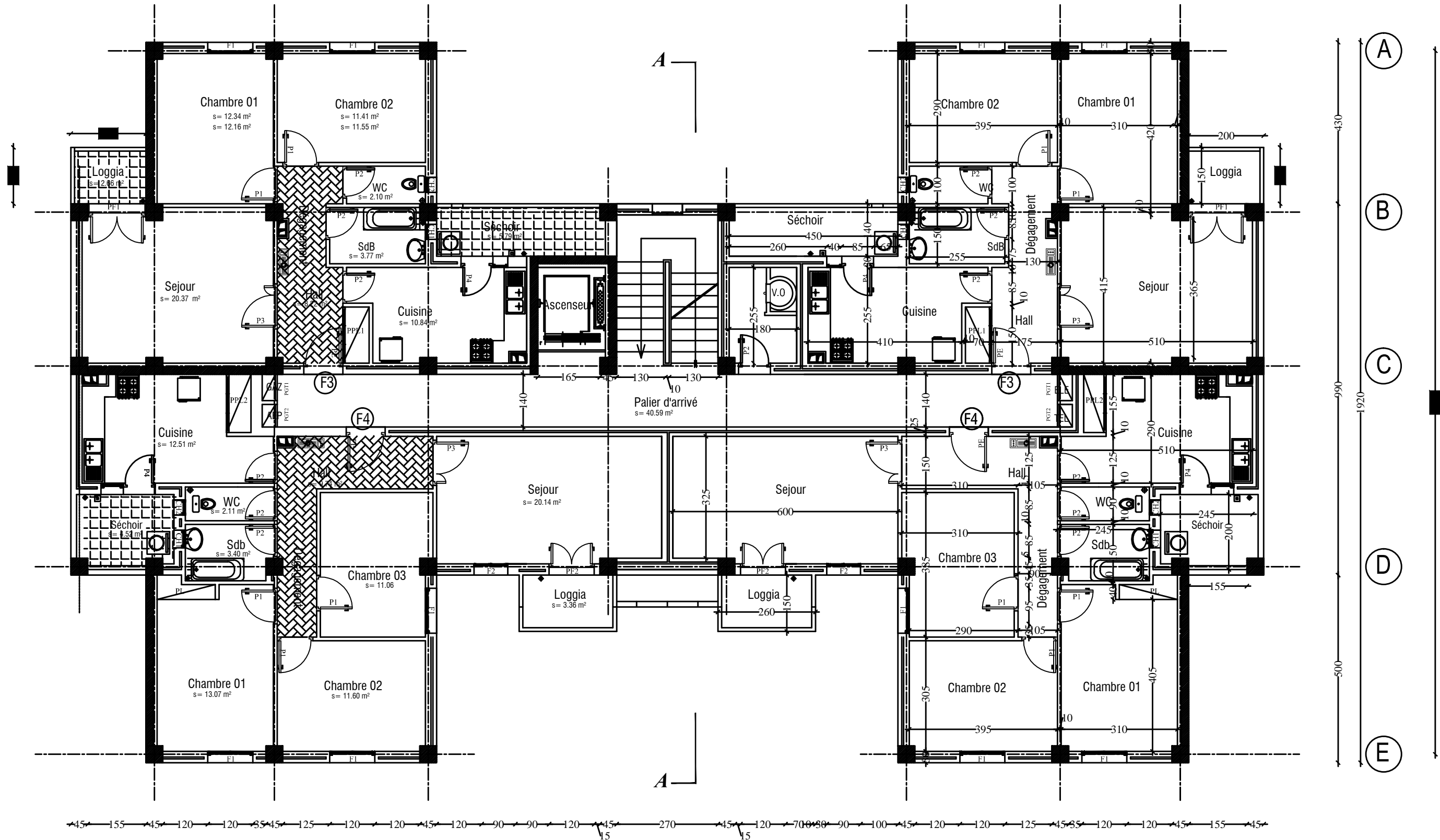
UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU Faculté du Genie de la Construction Département de Génie Civil		
Ferrailage de poutre secondaire		
Proposé par:	BET: C.E.A.T	2018/2019
Prés enté par:	Melle: BOUFNAR DEHBIA	Plan:
	Melle: BOUDJEMA KENZA	
Encadré par:	Mr: IDDIR	Echelle:



PLAN RDC

1 2 3 4 5 6 7 8 9 10

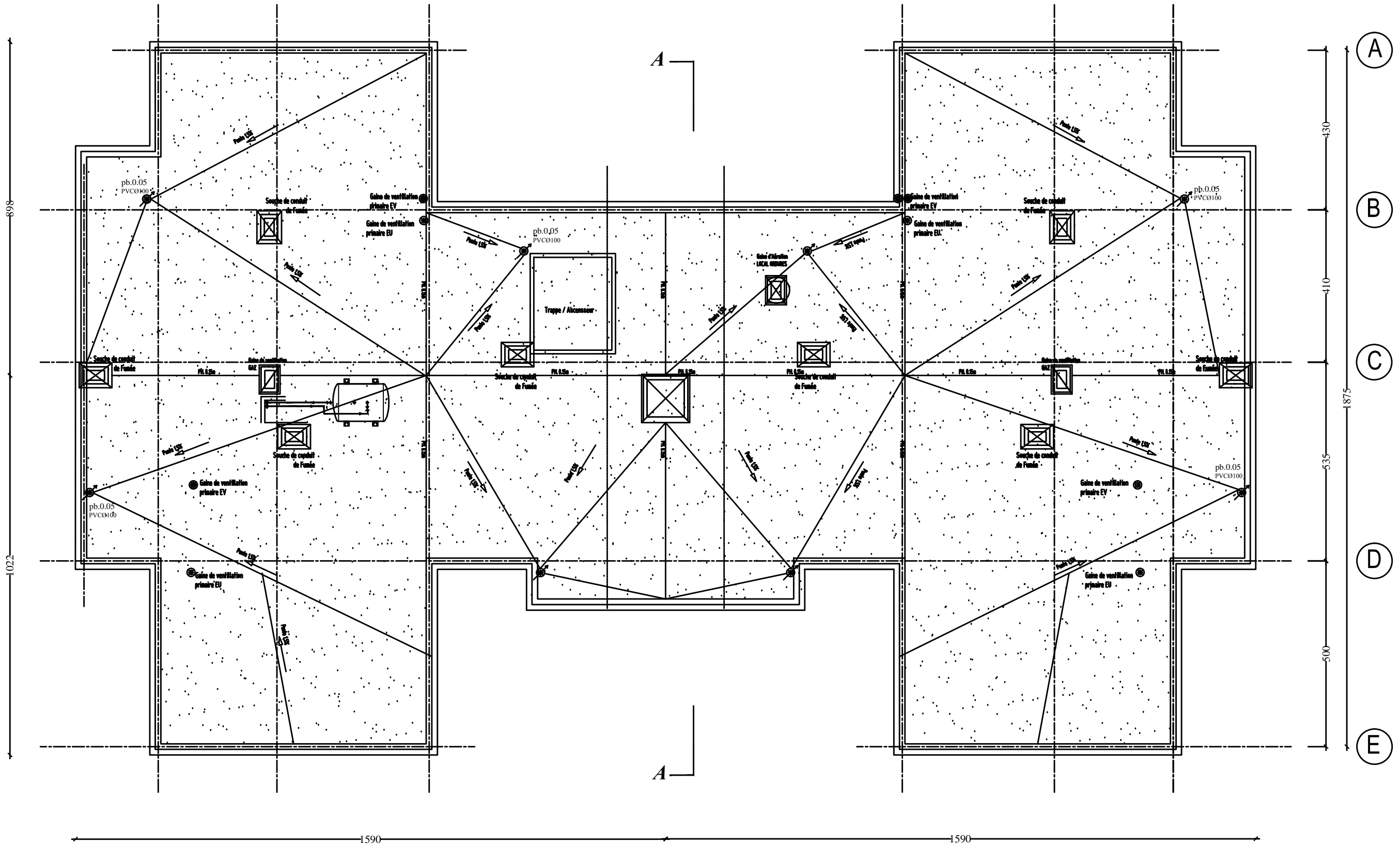
3135
435 152 45 120 120 35 45 125 120 1765 45 4080 365 45 95 80 95 48 260 365 80 40 45 120 120 125 45 35 120 120 45 150 45



PLAN ETAGE COURANT

1 2 3 4 5 6 7 8 9 10

3135

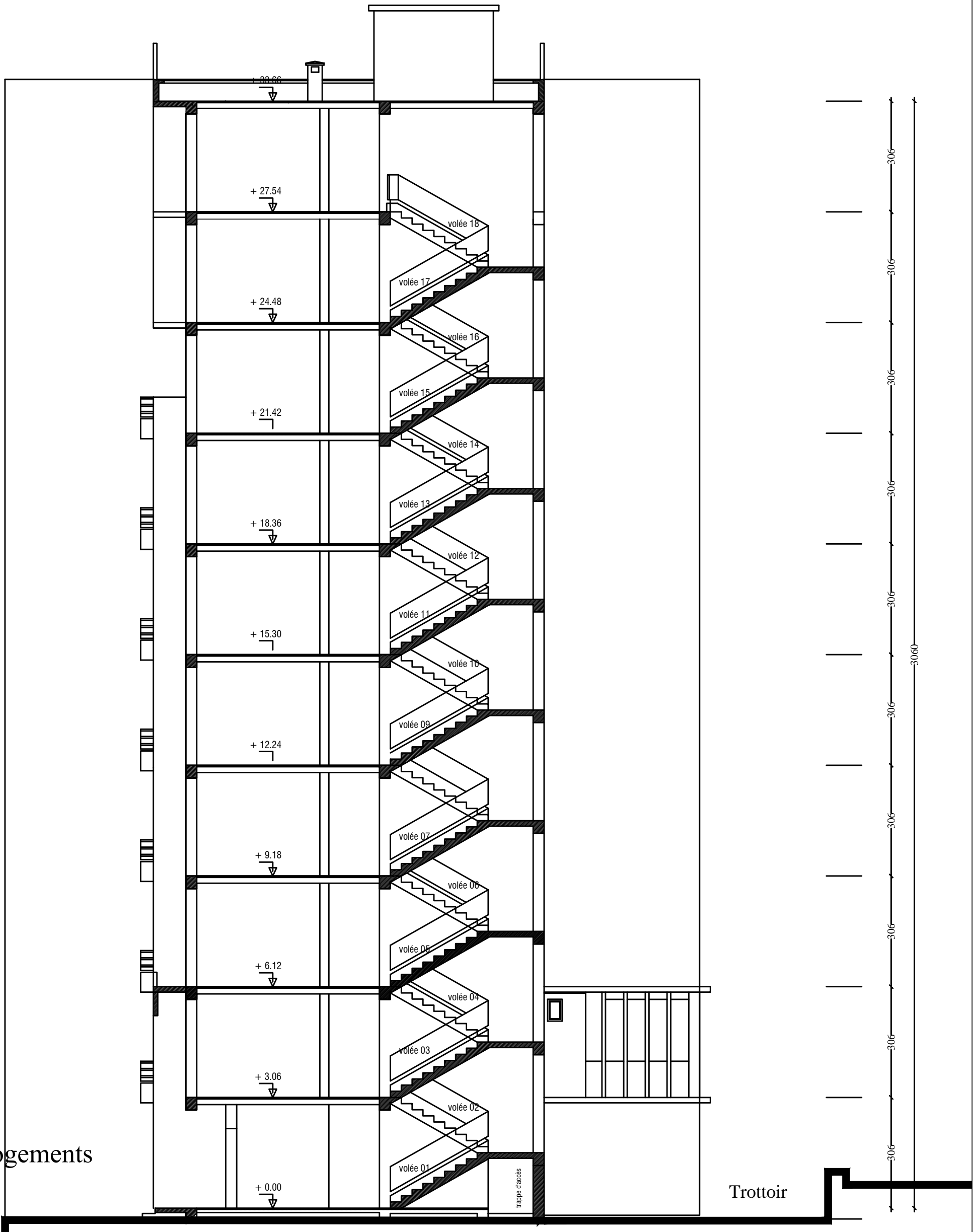


PLAN TERRASSE



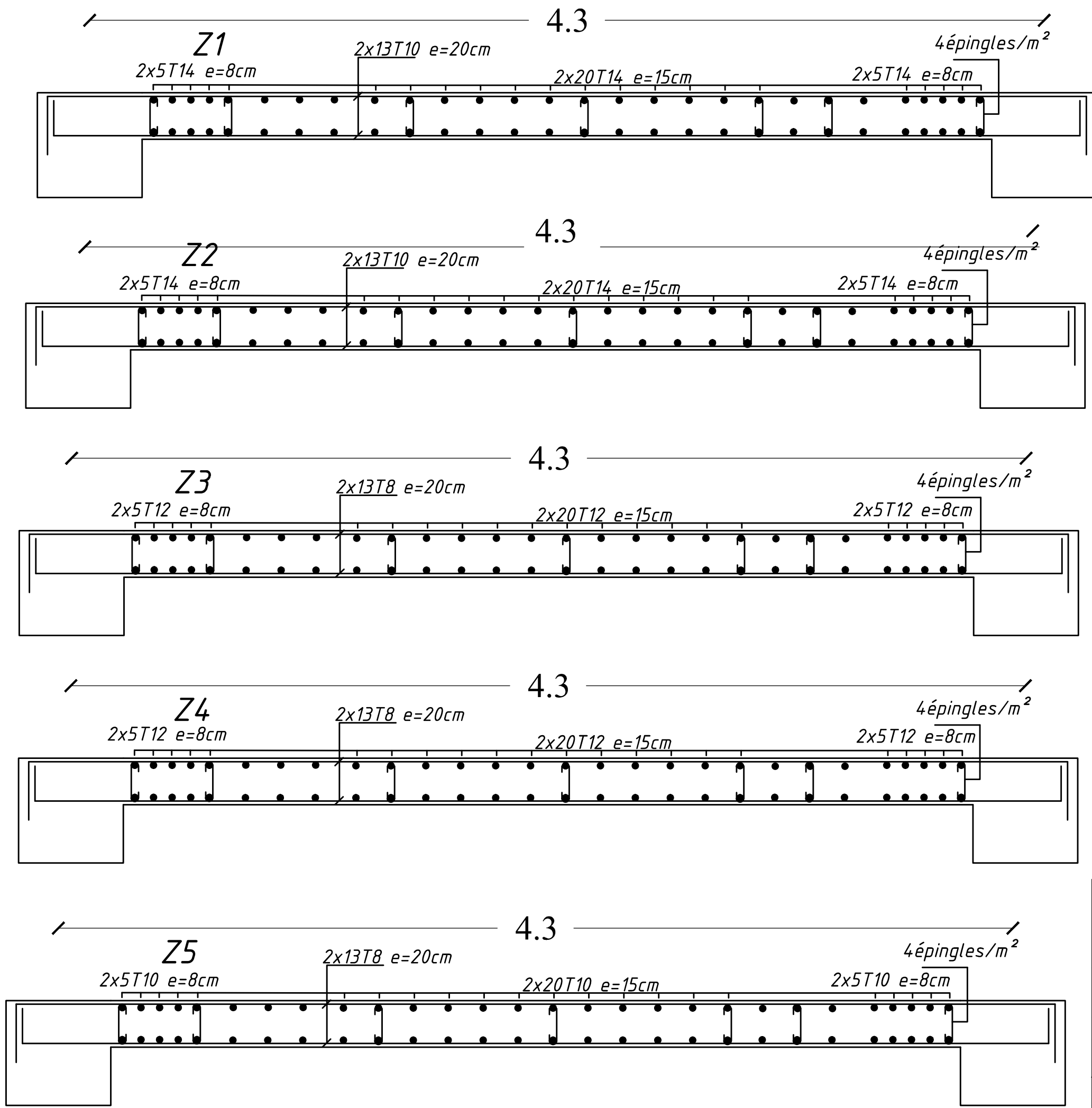
FAÇADE PRINCIPALE

Entrée Logements

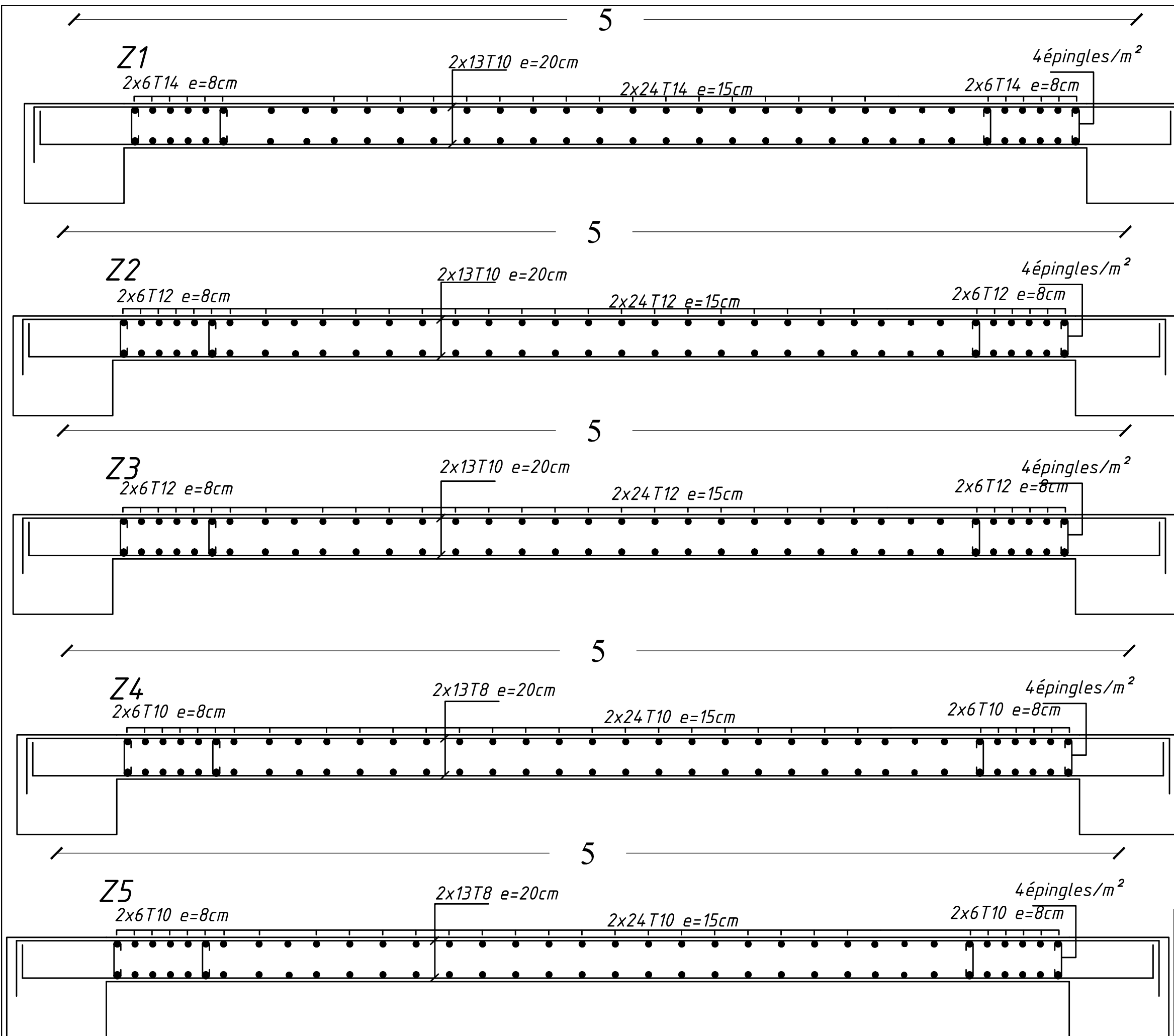


Trottoir

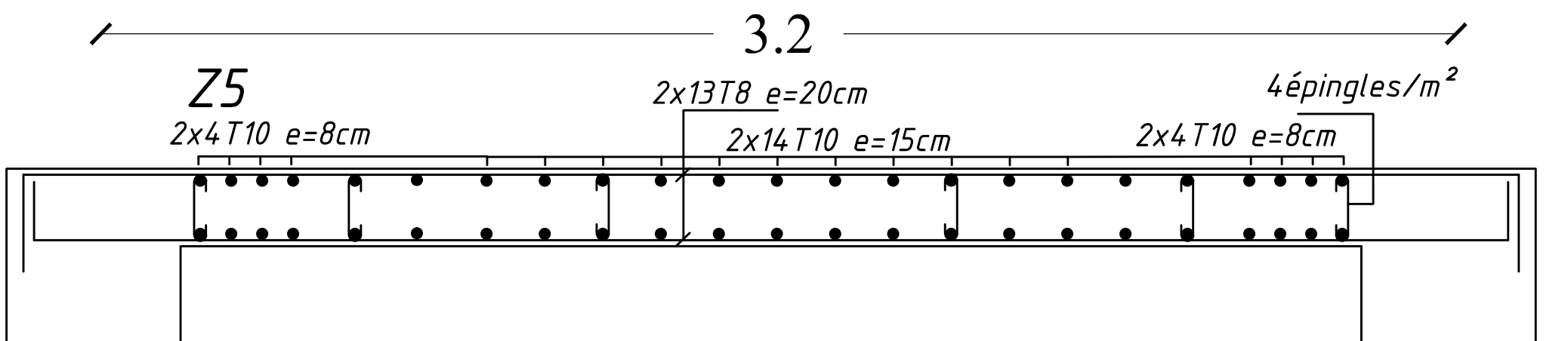
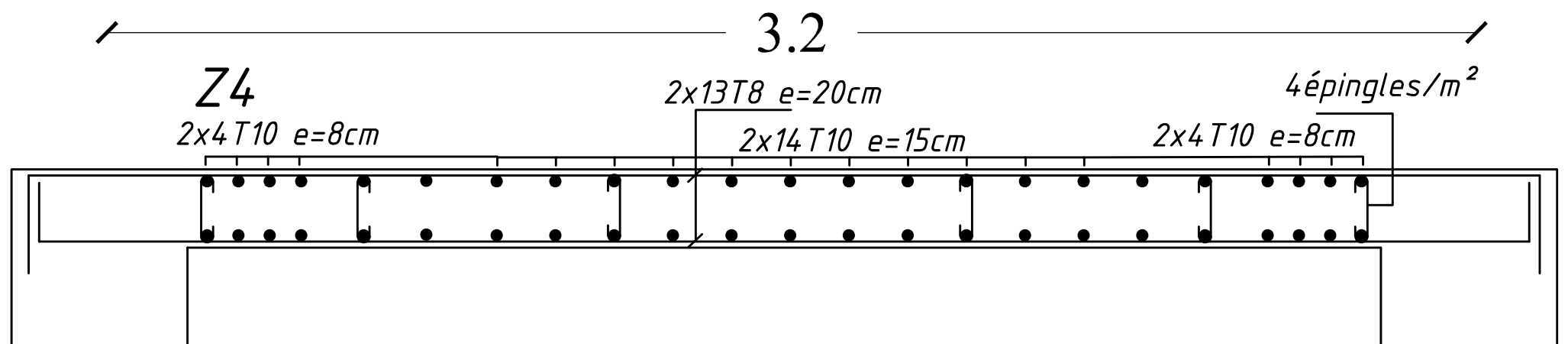
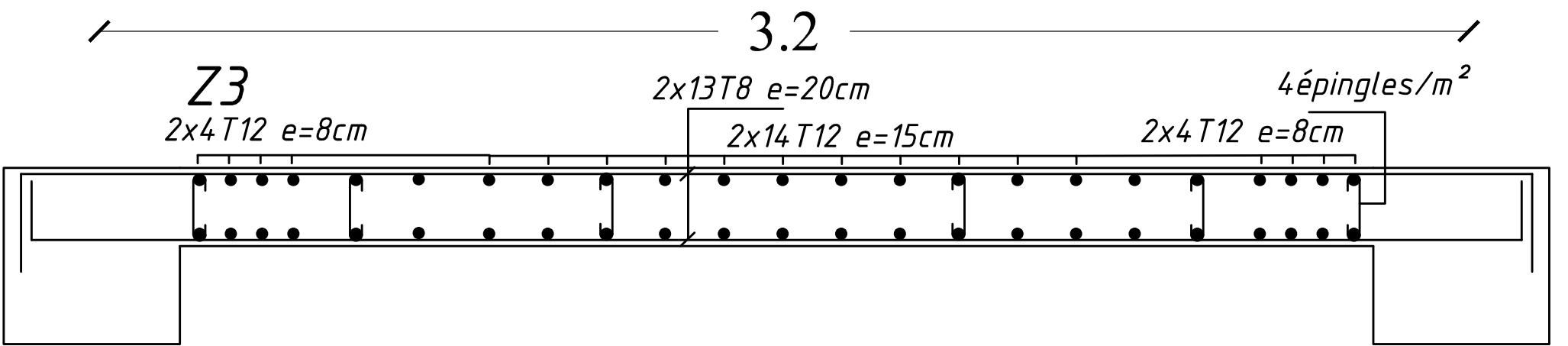
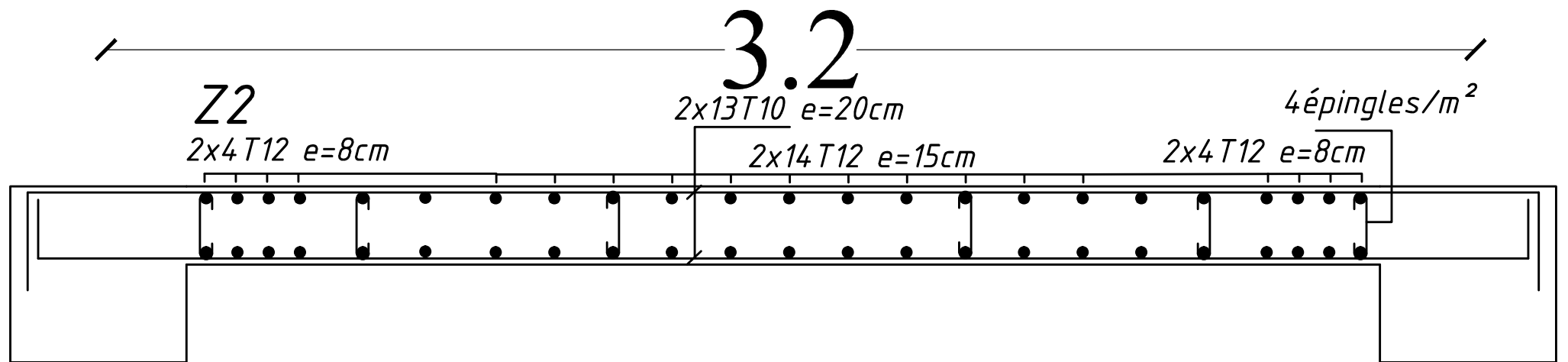
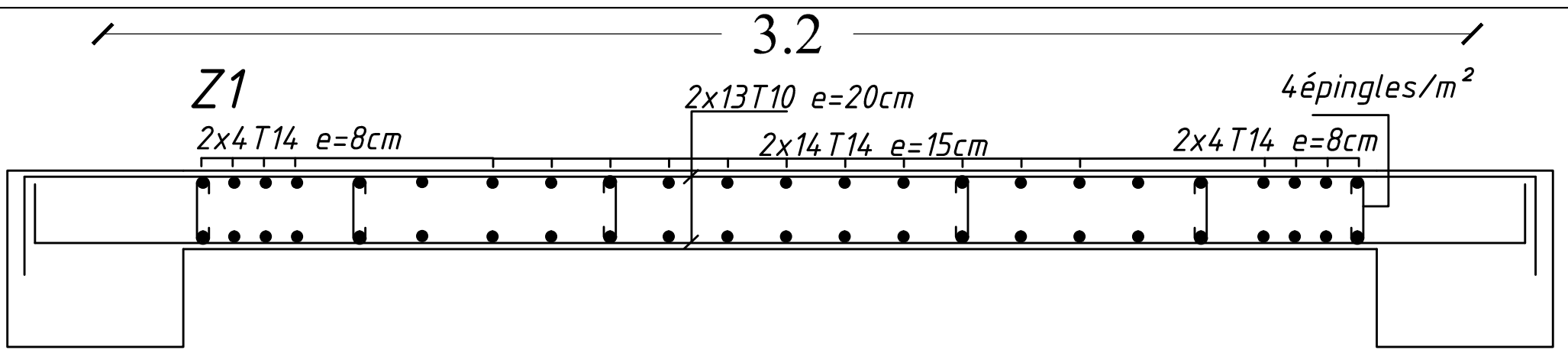
COUPE



UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU Faculté du Genie de la Construction Département de Génie Civil		
Ferrailage du voile VT2		
Proposé par:	BET: C.E.A.T	2018/2019
Prés enté par:	Melle: BOUFNAR DEHBIA Melle: BOUDJEMA KENZA	Plan:
Encadré par:	Mr: IDDIR	Echelle:



UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU Faculté du Genie de la Construction Département de Génie Civil		
Ferrailage du voile VT1		
Proposé par:	BET: C.E.A.T	2018/2019
Présenté par:	Melle: BOUFNAR DEHBIA Melle: BOUDJEMA KENZA	Plan:
Encadré par:	Mr: IDDIR	Echelle:



UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU
 Faculté du Genie de la Construction
 Département de Génie Civil

Ferrailage du voile VL2

Proposé par:	BET: C.E.A.T	2018/2019
Prés enté par:	Melle: BOUFNAR DEHBIA Melle: BOUDJEMA KENZA	Plan:
Encadré par:	Mr: IDDIR	Echelle:

CONCLUSION GENERALE

L'expérience de ce mémoire de fin d'étude, nous a permis de faire le parallèle entre le monde de la théorie et le monde de la pratique, voire mieux comprendre le lien qui les relie ainsi que le passage de l'un à l'autre.

Après cette étude qui ma permis de mettre en application toutes les connaissances théoriques acquises durant mon cursus et même plus que celle-ci, a cause de toutes les difficultés rencontrées et l'application inédite du logiciel de calcul ETABS (Version 9.6) qui m'ont incités à me documenter encore plus et élargir l'horizon de mes connaissances en Génie Civil et m'a permis aussi d'appliquer les différents règlements à savoir : « BAEL91 », « RPA99/version2003 » ainsi que les divers documents techniques.

L'étude que nous avons menée, nous a permis de faire le lien entre les connaissances acquises durant notre promotion et de compléter celle-ci par des nouvelles théories et l'application dans un cas pratique.

De ce fait, de projet nous a permis de mieux apprécier le métier d'ingénieur d'état en génie civil et son rôle dans la réalisation des structures qui ne se limite pas simplement au calcul du ferrailage mais adopte :

- les solutions des problèmes existants de la meilleure façon possible
- En tenant compte de l'économie et de la sécurité.
- La conception
 - La forme de l'élément et comment travaillé

Nous avons constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur la pratique et la réalisation sur chantier, qui induit à des problèmes qu'il faudra gérer sur place, donc avoir les bons réflexes pour pouvoir réagir en toutes situations d'urgence

Enfin ce modeste travail n'est qu'une infime partie dans le domaine du génie civil, qui, nous espérons nous suivra dans le futur proche de notre vie professionnelle

BIBLIOGRAPHIE

- ✓ **BAEL91** : Béton armé aux états limites.
- ✓ **RPA99VERSION2003** : Règlement parasismique algériennes.
- ✓ **CBA 93**: Règles de conception et de calcul des structures en béton armé93.
- ✓ **DTR** : Document technique réglementaire.
Béton arme BAE91 modifie et DTU associes (Jean-Pierre M OUNGIN).
- ✓ Calcul des ouvrages en béton arme suivant le BAE91 (Pierre CHARON).
- ✓ Résistance des matériaux (S.P.TIMOCHEKO).
- ✓ Le béton arme aux états limites (M.BELAZOUGUI).
- ✓ Calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé (ALBERT FUETES).
- ✓ **AIDE MEMOIRE** « Résistance des matériaux 8^e édition »(JEAN GOULET.JEAN-PIERRE BOUTIN).