



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la
recherche scientifique



Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de Génie civil

Mémoire de fin d'étude

**En vue d'obtention du diplôme MASTER en Génie
Civil. Option : Construction Civile et Industrielle (CCI).**

Thème :

**Etude d'un bâtiment (R+6+2 sous-sols) à usage multiple,
contreventé par voiles et portiques
avec logiciel ETABS**

Réalisé par :

DJEDDI Tassadit

Messad Ouahiba

Encadré par :

M^r SI SALEM

Promotion 2023/2024

Remerciements

Toute notre gratitude, grâce et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur **M^r SI Salem** pour la sollicitude avec laquelle ils ont suivi, aidé et guidé ce travail.

Nous remercions les membres de jury qui nous faisons l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Merci aussi à tous les membres de département de génie civil pour leurs soutiens et leurs aides.

Que tous ceux au celles qui nous ont apportés leur soutien et qui nous ont aidé de loin ou de près pour l'achèvement de ce projet trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier nos parents, nos familles et nos amis.

Dédicaces

C'est avec amour, respect et gratitude que je dédie ce modeste travail....

A mes chers parents, pour toutes les peines qu'ils ont endurées en m'accompagnant dans ce long parcours qui m'ont toujours encouragée, pour leurs sacrifices, leur soutien et leurs précieux conseils durant toute ma vie. Vous m'avez su me hisser vers le haut pour atteindre mon objectif et être celle que je suis aujourd'hui que dieu le tout puissant, vous accorde santé, bonheur et longue vie.

A mes chers frères KARIM et NOURDINE trouve ici le témoignage de ma profonde reconnaissance pour leur grande tendresse, qui en plus m'avoir encouragé tout le long de mes études.

A tous les membres de ma grande famille oncles, tantes, cousins, cousines : salima, McLaren, celina, dihia, samy, tinhinane, safia, samia, lilia, ahmed, leatitia, thilleli, mellissa, yasmine, smail, maya, nabil... Et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin, je vous remercie de fond de mon cœur.

A mes chers amis, ceux qui ont partagé avec moi tous les moments d'émotions lors de la réalisation de ce travail et qui mon accompagnait durant mon chemin : Tamazouzt, Amel, Sabrina, azouaou, said, nourredine, hanafi.

A mon grand-père (MICHEL) et mon oncle (AREZKI) qu'ils reposant en paix

A mon binôme Ouahiba pour votre patience et votre dévouement à ce travail.

A toute la promotion de Génie-civil 2023/2024.

Tassadit

Dédicaces

Je dédie ce mémoire de fin d'études :

A mes très chers parents, en témoignage de ma reconnaissance ; qui m'ont donné un excellent modèle de labeur et de persévérances

A :

Ma chère sœur Nawal et son mari

Mes neveux sororel Yaksan et Daline

Mon futur mari et sa famille

Mes chers grand parents Lounes et Dahbia

Mes chères cousines Samira, Rabiaa, Titem, Djedjiga, Souhila,
Nadia

Mes chers cousins Rabah, Samir, Tahar, Sid Ali, Nassim,
Jugurtha

Mes chères tantes Nassima, Zahia, Malika, Wrida, Karima

Ma chère binôme Tassadit et sa famille

Mes amis (es)

Toutes les personnes qui nous ont aidés de près et de loin
et à toute la promotion 2023/2024.

Ouahiba

Listes des figures :

Chapitre I :

Figure I.1 : vu en 3D de la structure	03
Figure I.2 : plancher a corps creux -----	04
Figure I.3 : plancher en dalle pleine	04
Figure I.4 : plan montrant les différents types d'escalier	05
Figure I.5 : diagramme de calculs de contrainte-déformation du béton a L'ELU	09
Figure I.6 : diagramme de calculs de contrainte-déformation du béton a L'ELS.....	10
Figure I.7 : diagramme de calculs de contrainte -déformation de l'acier a l'ELU ...	11

Chapitre II :

Figure II.1 : coupe d'un plancher en corp creux.....	13
Figure II.2 : dimension de la poutre.....	15
Figure II.3 : poutre de chainage.....	16
Figure II.4 : coupes de voile en élévation.....	18
Figure II.5 : coupe de voile en plan	18
Figure II.6 : surface d'influence du poteau.....	20
Figure II.7 : coupe d'un plancher terrasse inaccessible	21
Figure II.8 : plancher a étage courant	21

Chapitre III :

Figure III.1.1 : Plancher à corps creux	28
Figure III-1-2 disposition des poutrelles	29
Figure III-1-3 section d'une poutre rectangulaire	30
Figure III-1-4 Schéma statique de la poutrelle et son chargement avant coulage de la dalle de compression.....	31
Figure III-1 .5 : Schéma statique de la poutrelle a sept travées.....	31
Figure III-1.6 : Schéma statique de la poutrelle a trois travées.....	32
Figure III-1.7 : : Coupe transversale de la poutrelle.	32
Figure III-1.8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.	37
Figure III-1 .9 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.	38
Figure III-2-1 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine à deux appuis.....	50

Figure III-2-2 : Schéma de ferrailage de la dalle sur quatre appuis.....	55
Figure III-3-1 : C o u p e verticale de l’acrotère	56
Figure III-3-2 : Schéma statique de l’acrotère	56
Figure III-3-3 : Diagrammes des efforts internes	57
Figure III-3-4 : Schéma de calcul de l’acrotère	58
Figure III-3-5 : position du centre de pression.....	59
Figure III-3-6 : ferrailage de l’acrotère	63
Figure III-4-1 : Illustration d'un escalier à 3 volées	64
Figure III-4-2 : vue en plan des escaliers	65
Figure III-4-3 : Schéma statique des escaliers	66
Figure III-4-4 : schéma statique de l’escalier à l’ELU.....	69
Figure III-4-5 : diagramme des efforts internes et moments fléchissant à l’ELU	71
Figure III-4-6 : Schéma statique de l’escalier à l’ELS	74
FigureIII-4-7 : Diagramme des efforts internes à l’ELS.....	77
FigureIII-4-8 : schéma statique de console.....	81
Figure III-4-9 : Schéma statique de la volée EF à L’ELU.....	81
FigureIII-4-10 : Diagramme corrigé moment fléchissant à L’ELU.....	82
Figure III-4-11 : Schéma statique de la volée EF à L’ELS.....	85
Figure III-4-12 : Diagramme corrigé moment fléchissant à L’ELS.....	86
Figure III-5-1 : composition d’un ascenseur.....	90
FigureIII-5-2 : Schémas représentatifs de diffusion de charge au niveau du feuillet moyen	91
Figure III-6-1- : schéma statique de la poutre de chaînage a L’ELU.....	99
Figure III-6-2 : Diagramme des moments et des efforts tranchant à L’ELU.....	101
Figure III-6-3- : diagramme des moments et des efforts internes à L’ELS.....	105
Figure III-6-4 : Ferrailage de la poutre de chaînage reposant sur deux appuis.....	107

Chapitre IV :

Figure IV.1: icône d'ETABS.....	108
Figure IV.2 : fenêtre de dialogue.....	108
Figure IV. 3 : choix de l'unité.....	109
Figure IV. 4 : commande création d'un nouveau modèle.....	109
Figure IV. 5 : création d'un nouveau modèle.....	110
Figure IV.6 : instruction des nombres de ligne de construction en plan et en élévation.....	110
Figure IV. 7 : instruction des lignes de construction en plan.....	111
Figure IV. 8 : instruction des lignes de construction en élévation.	111
Figure IV.9: instruction des lignes de construction en élévation	112
Figure IV. 10 : Représentation de la structure en 2D.....	112
Figure IV.11: représentation de la structure en 3D	113
Figure IV.12: Introduction des propriétés mécaniques du béton	113
Figure IV. 13 : Introduction des propriétés mécaniques du matériau OTHER	114
Figure IV. 14 : introduction des éléments barres.....	114
Figure IV.15 : introduction des coffrages de poutres.....	115
Figure IV.16 : définition des dimensions des poutres principales.....	115
Figure IV.17 : définition des dimensions des poutres secondaires.....	116
Figure IV.18 : définition des dimensions des poutres de chainages.....	116
Figure IV. 19 : définition des dimensions du poteau 45x45	117
Figure IV.20 : définition des dimensions du poteau 40x40.....	117
Figure IV.21 : définition des dimensions du poteau 35x35	118
Figure IV.22 : définition des dimensions de voile du RDC.....	118
Figure IV. 23 : définition des dimensions des planchers en corps creux.....	119
Figure IV. 24 : Définition des dimensions de la dalle pleine.....	119
Figure IV. 25 : validation des planchers.....	120
Figure IV.26 : Commande de dessin poteaux.....	120
Figure IV.27 : dessin des poteaux 45x45	120
Figure IV.28 : dessin des poteaux 40x40	121
Figure IV.29 : dessin des poteaux 35x35	121
Figure IV.30 : Commande de dessin poutres	121
Figure IV.31 : dessin des poutres principales 30x45.....	122
Figure IV.32 : dessin des poutres secondaires 25x35	122
Figure IV.33 : Commande de dessin voile	122
Figure IV.34 : Affectation des voiles.....	123
Figure IV. 35 : Positionnement des voiles.....	123
Figure IV.36 : Commande de dessin des dalles en corps creux	124
Figure IV.37 : Affectation des dalles en corps creux	124
Figure IV.38 : Commande de dessin de dalle pleine.....	124
Figure IV.39 : vu en plan des éléments structuraux d'un étage	125

Figure IV.40 : Définition des charges G et Q	125
Figure IV.41 : Définition du spectre de calcul du RPA 99 version 2003	126
Figure IV.42 : commande d'introduction du spectre de réponse.	127
Figure IV.43 : Introduction du spectre de calcul du RPA 99 version 2003	127
Figure IV.44 : commande d'introduction du spectre de réponse.	128
Figure IV.45 : Désignation des charges sismiques pour les deux directions	
Principales	128
Figure IV.46 : définition de la masse sismique.	129
Figure IV.47 : commande d'introduction des combinaisons d'action	129
Figure IV.48 : création des combinaisons de charge	130
Figure IV. 49 : Attribution des charges surfacique a des panneaux.....	131
Figure IV.50 : Encastrement de la base se la structure	131
Figure IV.51 : Commande d'introduction d'un plancher rigide	132
Figure IV.52 : spécification du diaphragme.	132
Figure IV.53 : Introduction du nombre de mode.....	133
Figure IV.54 : option de vérification du modèle.	133
Figure IV.55 : Analyse de la structure	134

Chapitre V:

Figures V.1 : déplacement maximal selon le sens longitudinal	143
Figures V.2 : déplacement maximal selon le sens transversal.....	143

Chapitre VI :

Figures VI.1 : schéma de ferrailage	148
Figures VI.2 : Section partiellement comprimée (SPC).....	149
Figures VI. 3 : Schéma de ferrailage	150
Figures VI.4 : convention des signes du logiciel de Socotec.....	153
Figures VI.5 : Section simplement armée	165
Figures VI.6 : section rectangulaire doublement armée	166
Figures VI.7 : la disposition des voiles.....	174

Chapitre VII :

Figure VII.1 : diagramme des contraintes.....	194
Figures VII. 2 : panneau le plus sollicité.....	196
Figure VII-3 : schéma statique du débord.	200
Figures VII.4 : Répartition trapézoïdale.	202
Figures VII.5 : présentations des chargement simplifié.....	202
Figures VII.6 : répartition triangulaire	202
Figures VII.7 : Schéma statique des nervures ELU.....	206
Figures VII. 8 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELU.....	206
Figures VII. 9 : diagramme des efforts tranchant a l'ELU.....	206
Figures VII.10 : Schéma statique des nervures ELS sens longitudinal	207
Figures VII.11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS	207
Figures VII.12 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS	207
Figures VII.13 : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal)	208
Figures VII.14 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU	208
Figures VII.15 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU	208
Figures VII.16 : Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal.....	209
Figures VII.17 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS	209
Figures VII.18 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS	209

Chapitre VIII :

Figure VIII.1 : Schéma statique du voile périphérique	213
Figure VIII.2 : Diagramme des contraintes	214
Figure VIII.3 : panneau le plus sollicité.....	215
Figure VIII.4 : section transversale du voile périphérique	216

Listes des tableaux :

Chapitre II :

Tableau II-1 : Vérification des dimensions des poutres conformément à l'article 7.5.1 du RPA995MODIFIER 2003	17
Tableau II-2 : Vérification des hauteurs des sous-sols, RDC, et étages courants	18
Tableau II-3 : Caractéristiques des éléments du plancher terrasse inaccessible	21
Tableau II-4 : Caractéristiques des éléments du plancher étage courant.....	22
Tableau II-5 : surcharges d'exploitation des différents éléments	22
Tableau II-6 : Les valeurs des coefficients (3+n/2n)	23
Tableau II-7 : Récapitulatif de la descente de charges	24
Tableau 8 : Récapitulatif de la descente de charges.....	25
Tableau II-9 : Vérification de la résistance des poteaux au flambement.....	26

Chapitre III :

Tableau III-1-1 : charges et surcharges revenants aux poutrelles.....	32
Tableau III-1-2 : la valeur du rapport α	35
Tableau III-1-3: Moment fléchissant en travées à l'ELU (Cas 01	36
Tableau III-1-4 : Efforts tranchants en travées à l'ELU (Cas 01)	38
Tableau III-1-5 : Récapitulatif des efforts internes à l'ELU (Cas 02)	39
Tableau III-1-6 : Récapitulatif des efforts internes à l'ELS	42
Tableau II-2-1 : Ferrailage de la dalle sur 2 appuis	48
Tableau III-5-1 : Résultats du calcul de ferrailage des armatures à l'ELU	94
Tableau III-5-2 : récapitulatifs de ferrailage.....	98
Tableau III-6-1 : Résultats du calcul de ferrailage des armatures à l'ELU	102

Chapitre V :

Tableau V.1: Période fondamentale et taux de participation massique.....	136
Tableau V-2 : vérification de l'excentricité.....	138
Tableau-V-3 : critère de facteur de qualité	140
Tableau V-4 : Récapitulatifs des déplacements relatifs des portiques sens X-X.....	142
Tableau V-5 : Récapitulatifs des déplacements relatifs des portiques sens Y-Y.	142

Chapitre VI :

Tableau VI.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux en situation durable et accidentelle.....	147
Tableau VI-2 : Récapitulatif des sections déterminées à partir la CNF à l'ELS	152
Tableau VI-3 : Ferrailage des zones tendues pour chaque poteau	155
Tableau VI-4 : Vérification de sections totales adoptées selon RPA.....	156
Tableau VI-5 : délimitation des zones nodales.....	156
Tableau VI-6 : Des valeurs de l'élanements géométrique λ_g	158
Tableau VI.7 : les efforts tranchants a l'ELU et a l'ELS.....	158
Tableau VI-8 : quantité minimale d'armatures transversales	160
Tableau VI.9 : Vérification au cisaillement dans les poteaux.....	161
Tableau VI-10 : Vérification des contraintes	163
Tableau VI.11 : Armature longitudinale	164
Tableau VI.12: Ferrailage des poutres principales a l'ELU.	166
Tableau VI.13 : Ferrailage des poutres secondaire à l'ELU.....	167
Tableau VI.14 : vérification des recommandations exigées par le RPA	168
Tableau VI.15 : Vérification au cisaillement.....	169
Tableau VI.16 : Influence de l'effort tranchant sur le béton.	169
Tableau VI.17 : Vérification d'adhérence et l'entraînement des barres.....	170
Tableau VI.18 : Armatures transversales minimales des poutres	172
Tableau VI.19 : ferrailage des voiles (VL/1)	179
Tableau VI.120 : ferrailage des voiles (VL/2)	180
Tableau VI.21 : ferrailage des voiles (VT/2)	181
Tableau VI.22 : ferrailage des voiles (VT/1)	182
Tableau VI.23: vérification des sections adoptées selon le RPA	183
Tableau VI.24: vérification au cisaillement selon l'art 7.7.2	183
Tableau VI.25: vérification au cisaillement selon l'ART A.5.1.0.....	184
Tableau VI.26: vérification des contraintes dans le béton	184

Chapitre VII :

Tableau VII-1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)	187
Tableau VII-2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)	187
Tableau VII-3 : Surface de semelles filantes sous poteaux.....	188
Tableau VII.4 : Ferrailage du radier.	198
Tableau VII.5 : Vérification de la condition de non fragilité.	198
Tableau VII.6 : Vérification des contraintes à l'ELS.	200
Tableau VII.7 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).204	
Tableau VII.8 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal). .205	
Tableau VII. 9 : Les efforts internes dans les nervures.....	210
Tableau VII .10 : Le ferrailage adopté pour la nervure.	210
Tableau VII.11: Vérification des contraintes à l'ELS.	212

Chapitre VIII :

Tableau VIII-1: ferrailage du voile périphérique.	216
Tableau VIII-2 : Vérification des contraintes.....	218

SOMMAIRE :

<u>Introduction générale</u>	1
---	---

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

I. Introduction :	2
I.1 Description de l'ouvrage :	2
I.2 Caractéristiques géométriques :	3
I.3 Donnée géotechnique du site :	3
I.4 les éléments de l'ouvrage :	3
I.5 caractéristique mecanique des matériaux :	6

CHAPITRE II : Prédimensionnement Des éléments

II. Introduction :	13
II.1. Prédimensionnement des planchers :	13
II.2.Prédimensionnement des poutres :	15
II.3. Prédimensionnement des voiles :	17
II.4. Prédimensionnement des poteaux :	19

CHAPITRE III : Calcul des éléments

III. Introduction :	28
III.1. Etude des planchers :	28
III.2. : Dalle pleine :	45
III.3.L'acrotère :	56
III.4.les escaliers :	64
III.5. :salle machine	90
III.6.. La poutre de chainage :	99

CHAPITRE IV : Modélisation de la structure

IV. Introduction :	108
IV.1 Description du logiciel ETABS :	108
IV.2 Manuel d'utilisation de l'ETABS :	108
IV.3 Etapes de la modilisation :	109

CHAPITRE V : Vérification des exigences du RPA

V. Introduction :	135
V.1 calcul de la période empirique T :	135
V.2 Vérification de l'excentricité :	135
V.3 Vérification de l'effort tranchant à la base :	136
V.4 Vérification du déplacement maximal :	141
V.5 Vérification de l'effet du 2 ^{ème} ordre effet (P-delta) :	143
V.6 Vérification de l'effort normal réduit :	142
V.7 Vérification de la stabilité au renversement :	143

CHAPITRES VI : Ferrailage des éléments

VI. Introduction :	147
VI.1 Ferrailage des poteaux :	147
VI.2 Ferrailage des poutres :	164
VI.3 Ferrailage des voiles :	173

CHAPITRES VII : Etude de l'infrastructure

VI. Introduction :	185
VII.1 type de fondations :	185
VII.2 calcul des fondation :	186
VII.3 Etude de radier général :	189

CHAPITRES VIII : Etude du voile périphérique

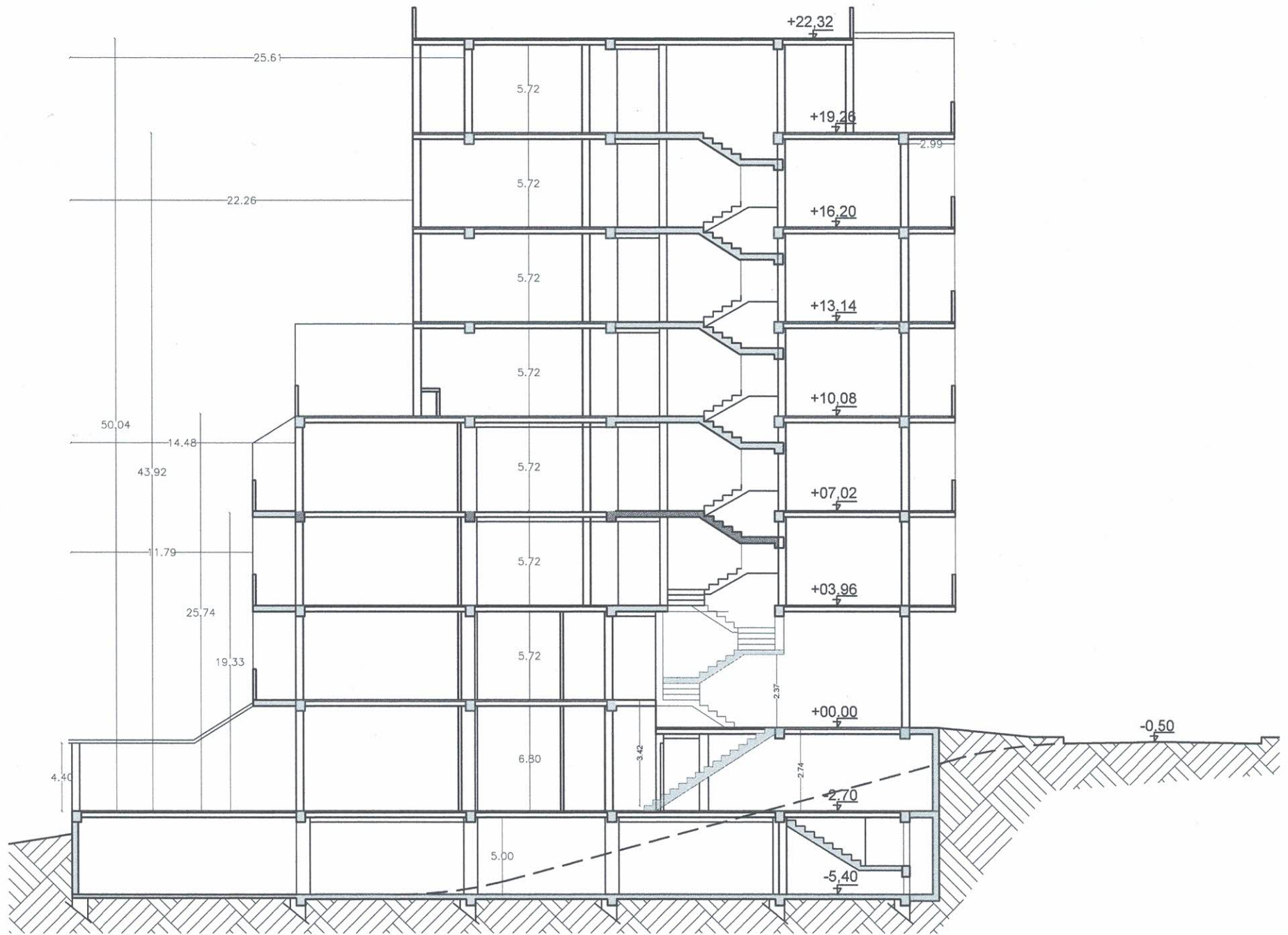
VIII .Introduction :	213
VIII.1 caractéristique du voile :	213
VIII.2 determination des sollicitation :	213
VIII.3 calcul des sollicitation :	214
VIII.4 Ferrailage du voile périphérique :	214

<u>Conclusion générale</u>	219
-----------------------------------	-----

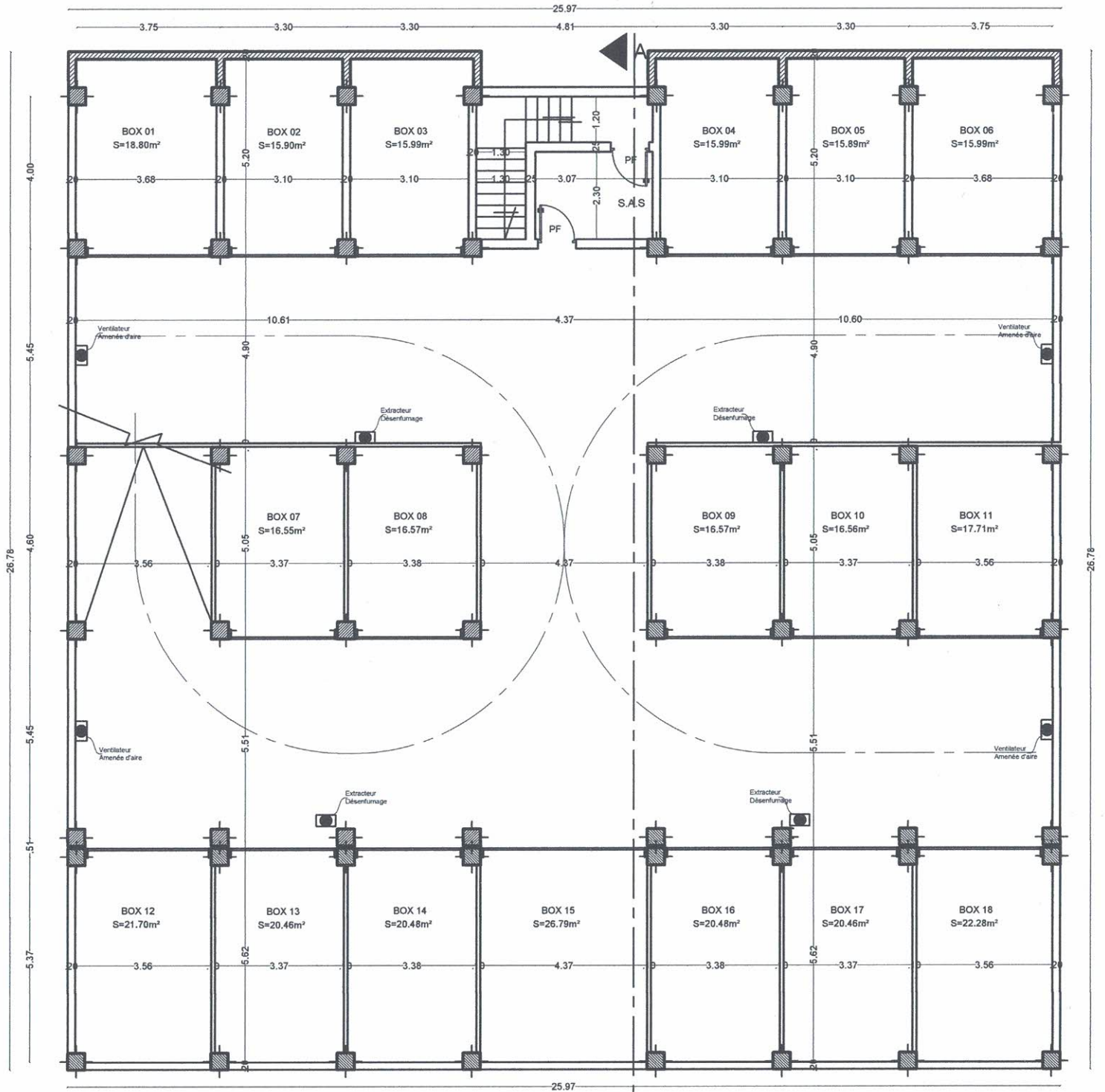
<u>Bibliographie</u>	220
-----------------------------	-----



Façade Principale

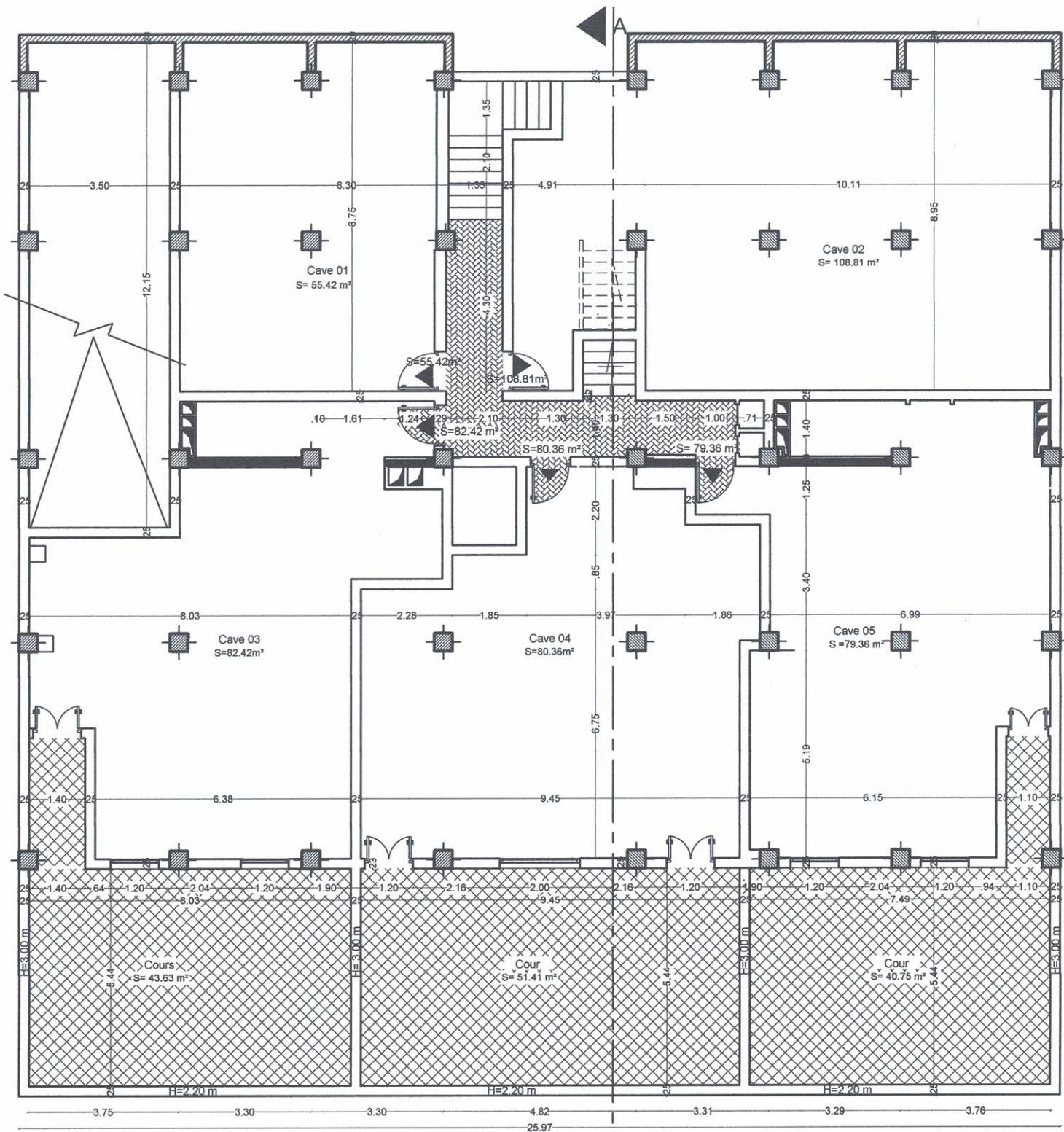


COUPE SCHEMATIQUE Ech 1/200



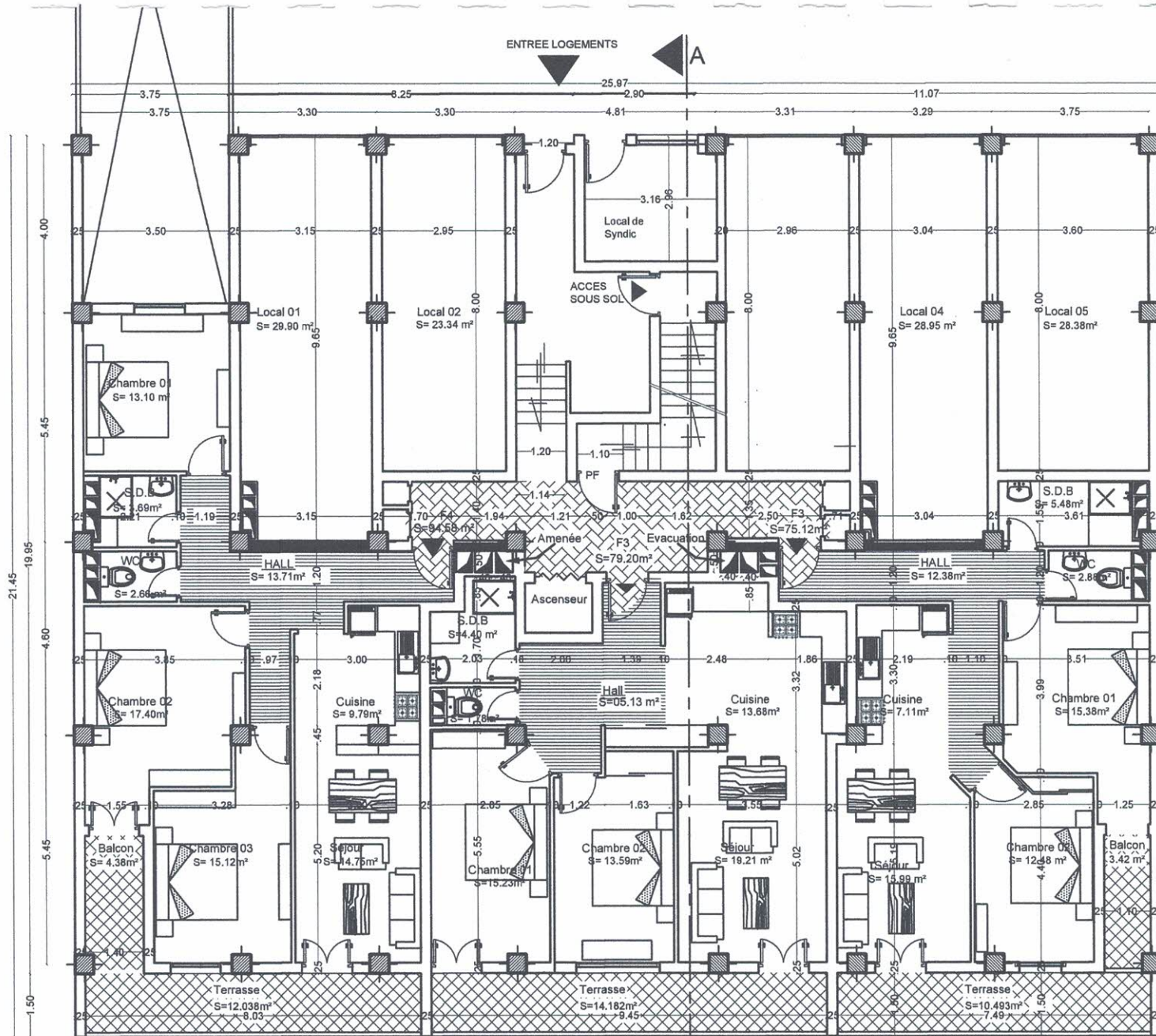
SouSol 02 (-4.90)



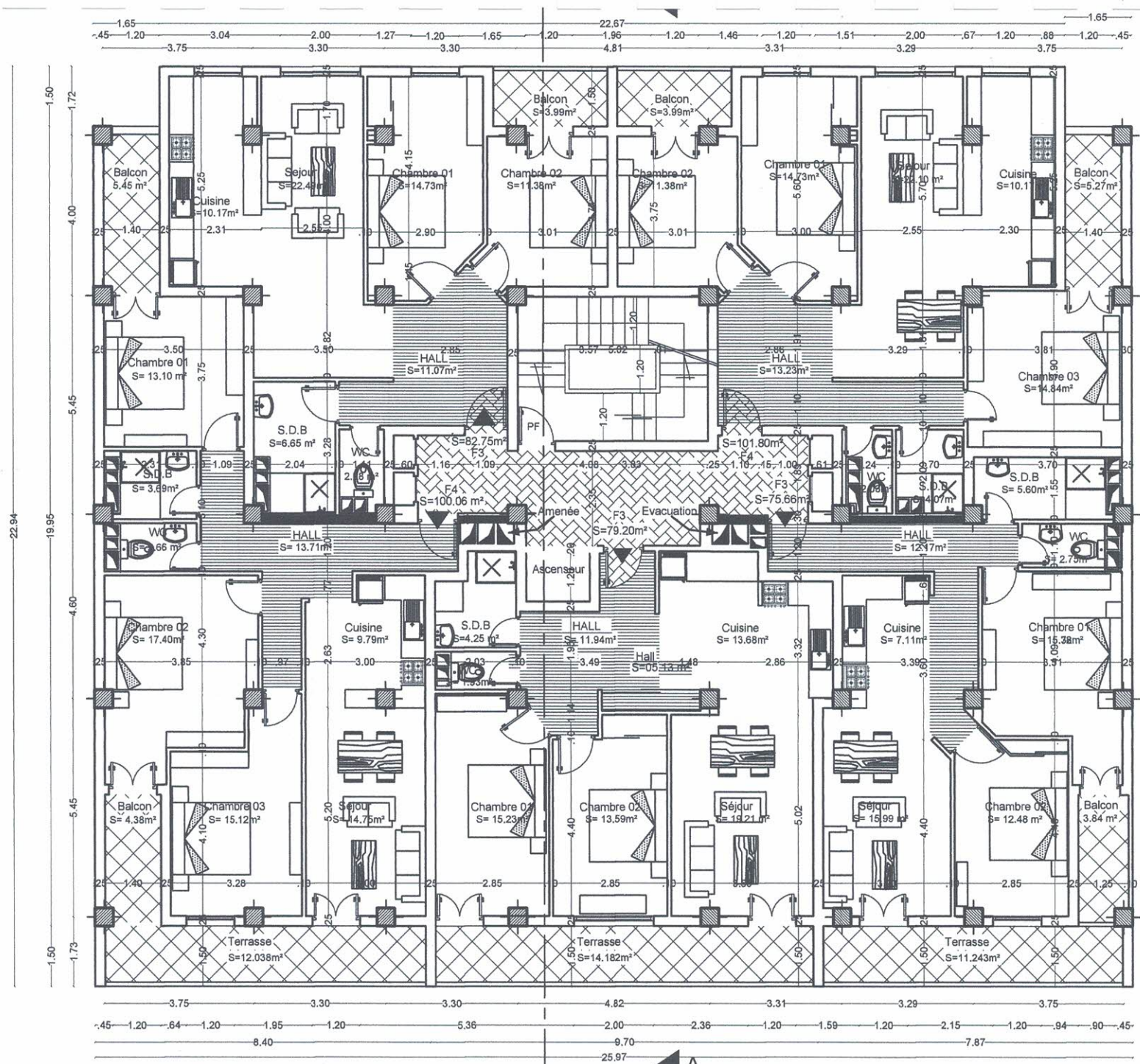


SouSol 01 (-2.70)

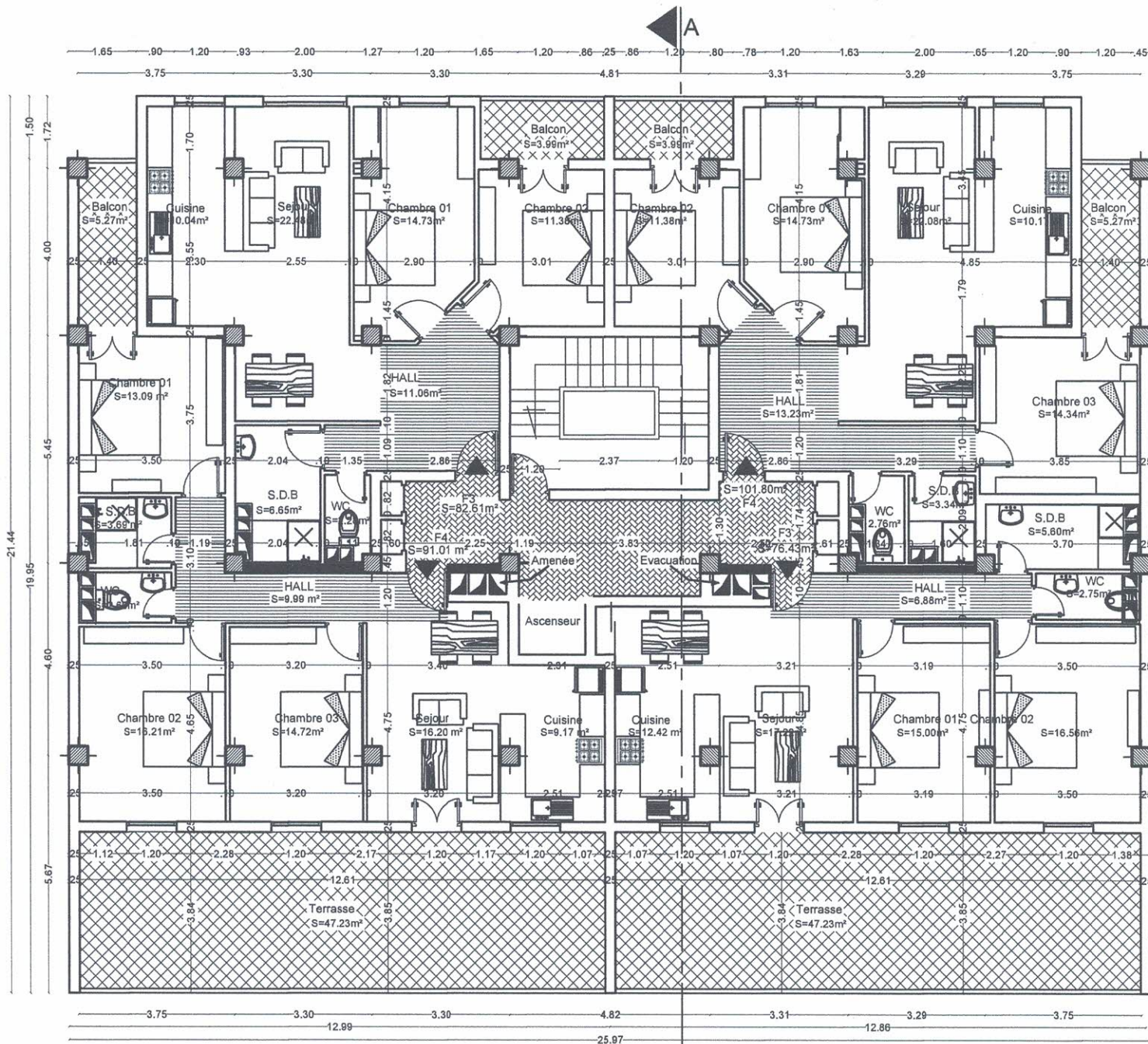




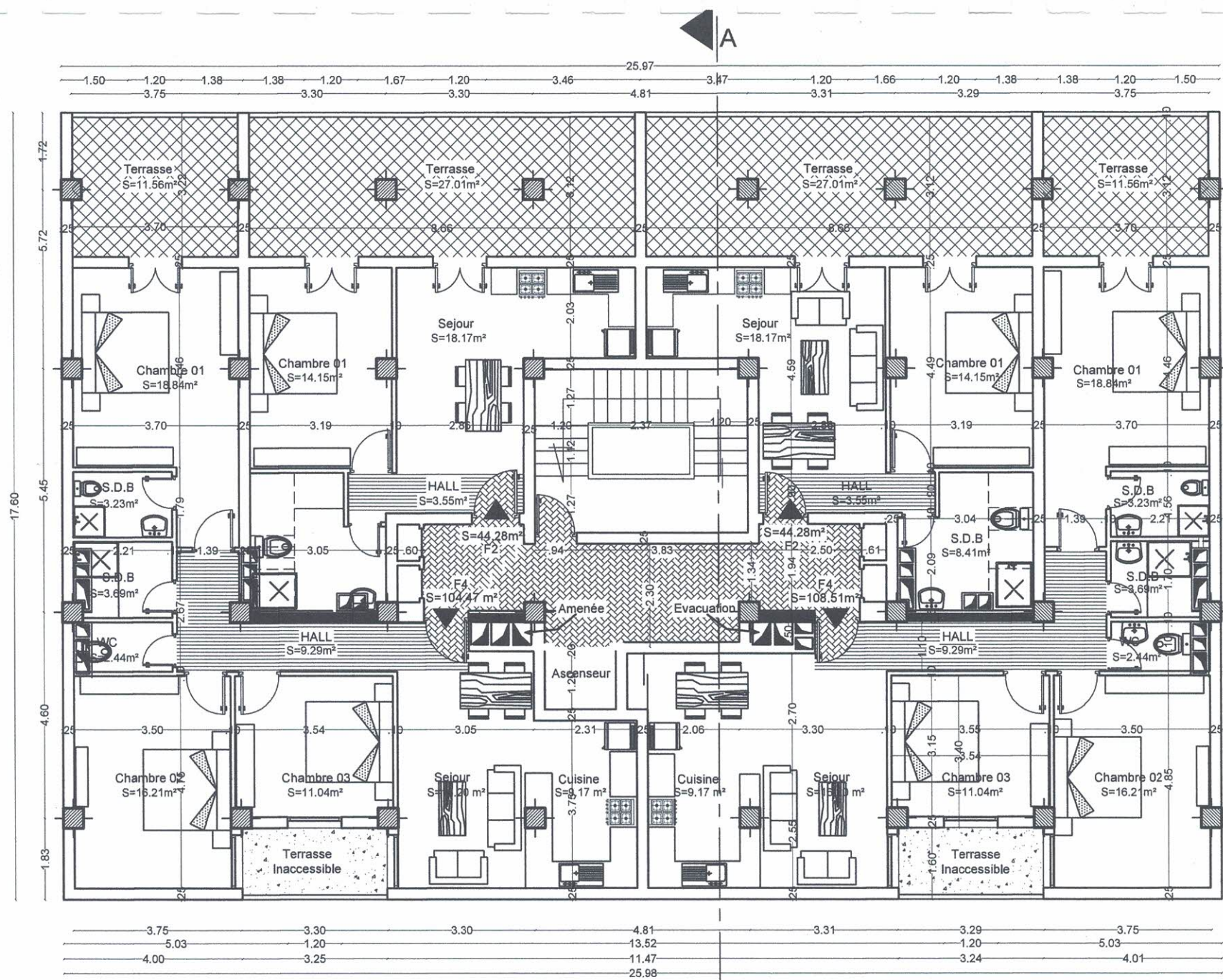
Plan du Rez-De-Chaussée



Plan du 1er et du 2ème étage



Plan du 3ème étage



Plan du 6^{ème} étage

Introduction

En génie civil, toute étude de construction se fait principalement sur deux parties essentielles à savoir : la superstructure et l'infrastructure qui sont respectivement : partie hors terre et partie enterrée.

La première partie qui est l'étude de la superstructure, consiste à calculer les éléments de la structure en utilisant des méthodes appropriées aux calculs des éléments (portiques, voiles, planchers...) et tout en respectant les exigences du règlement du béton aux états limites (BAEL) et du règlement parasismique algérien (RPA), afin que chaque élément puisse répondre aux fonctions pour lesquelles il est conçu. Il s'avère que le calcul manuel de ces éléments rend la tâche longue, difficile et fait aboutir à des résultats moins proches de la réalité, mais aujourd'hui, il existe des logiciels tels qu'ETABS, SAP 2000, ROBOT, permettant non seulement de réduire considérablement le temps de travail mais aussi d'aboutir à des résultats satisfaisants.

La deuxième partie qui est l'étude de l'infrastructure, consiste à calculer des fondations (superficielles ou profondes) qui sont des éléments permettant de porter toutes les charges dues à l'ouvrage au sol. Le choix de celles-ci dépend essentiellement de la nature du sol sur lequel est implanté l'ouvrage.

Tout ce que nous allons voir dans ce présent document fait l'objet d'étude d'un ouvrage (bâtiment) qui repose sur un radier. Nous allons adopter l'un des logiciels cité ci-dessus, «ETABS» pour le calcul et nous essayerons de répondre à quelques questions notamment celles concernant le dimensionnement et le ferrailage des éléments d'une structure en béton armé, ainsi que le type, le choix et le mode de fonctionnement et le ferrailage des fondations.

CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage



I. Introduction :

Pour qu'une étude génie civil soit bien faite, la connaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable, c'est ce qui fait l'objet de ce chapitre.

Pour cela, nos calculs seront conformes aux préconisations des règlements en vigueur à savoir le Règlement parasismique Algérien (**RPA 99, Modifié en 2003**) [2], les techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé (**BAEL91 modifiée 99**) [4], charge et charge d'exploitation (**DTR-BC, 22**) [5], et conception et calcul des ouvrages en béton armé **CBA93**. [3]

I.1. Description de l'ouvrage :

Le bâtiment qui fait l'objet de notre étude consiste à faire le calcul d'un bâtiment (**R+6+02 sous-sols**) en béton armé à usage d'habitation et de commerce et de parking, ce bâtiment sera implanté à El bordj dans la wilaya de **TIZI OUZOU** qui est classée selon le Règlement parasismique Algérien **RPA 99/version 2003**[2] comme étant une zone de moyenne sismicité (**zone IIa**).

Ce bâtiment est un ouvrage courant ayant une importance moyenne, sa hauteur totale ne dépasse pas **48 mètres**, d'après le règlement parasismique algérien, le bâtiment est classé dans le groupe d'usage 2. (**RPA 99/version2003, article3, 2**). [2]

La structure est composée de :

- Un RDC
- 02sous-sols
- Six étages courant à usage d'habitation.
- Une cage d'escalier.
- Cage d'ascenseur.

▪ Règlements utilisés et normes de conception :

Les différents règlements et normes de conception utilisés pour l'étude du projet sont ceux en usagedans le secteur du bâtiment en Algérie. Essentiellement ; nous avons eu recours au :

- **RPA 99 / version 2003** : Règles Parasismiques Algériennes. [2]
- **CBA 93** : Code de Béton armé Algérien. [3]
- **BAEL 91 modifiée 99** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages etconstruction en béton armé suivant la méthode des états limites. [4]
- **DTR BC2.2** : Document Technique Réglementaire Charges et Surcharges. [5]
- **DTR BC2.3** : Calcul des fondations superficielles. [6]

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

+ En plan :

- Longueur du bâtiment.....25,51m
- Largeur du RDC.....25.97m
- Largeur d'étage courant.....25.97m

+ En élévation :

Hauteur totale **H=22,32m.**

Hauteur du RDC **h= 3.96m.**

Hauteur de sous-sol **h=2.7m**

Hauteur d'étage courant **h = 3,06 m.**

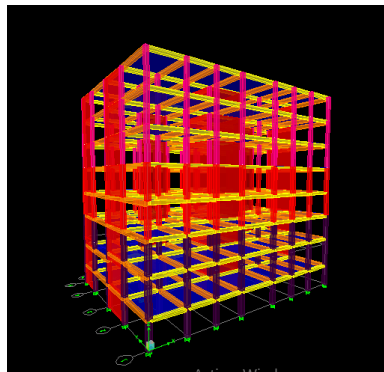


Figure I-1 : vue en 3D de la structure.

I.3. Donnée géotechniques du site :

Les caractéristiques du sol sont suivantes :

- La contrainte admissible du sol est de **2 bars.**
- Le site est considéré comme site meuble (**S3**).

I.4. Les éléments de l'ouvrage :

I-4-1- Le contreventement :

Le contreventement de l'ouvrage peut être assuré par deux types de contreventement :

- **Par portique :** est une ossature constituée de poteaux et poutres capable de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et une partie des charges horizontales.

- **Par voile** : est un élément en béton armé, destiné à reprendre une partie des charges verticales et assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

I-4-2- Planchers :

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

• Plancher corps creux :

Ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées. Ils ont pour fonction :

- Supporter et transmettre les charges et surcharges aux éléments porteurs de la structure (participant à la stabilité de la structure).
- Isolation thermique et acoustique entre les différents niveaux.
- Support des plafonds et revêtement.

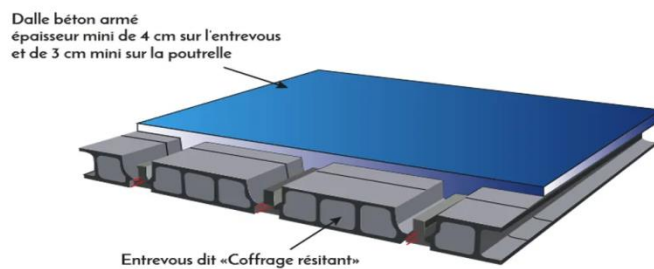


Figure I-2 : Plancher a corps creux

• Dalle pleine en béton armé :

Des dalles pleines de béton armé sont prévu là où il n'est pas possible de réaliser des plancher en corps creux en particulier pour la cage d'ascenseur, les balcons et les paliers d'escaliers.

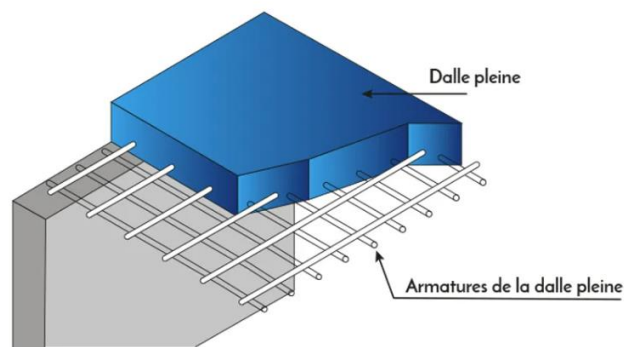


Figure I-3 : Plancher en dalle pleine.

I-4-3 : Les escaliers :

Sont des éléments en béton armée qui assurent l'accès d'un niveau à un autre, notre bâtiment comporte 3 types d'escalier :

- Escalier droit à une seule volée.
- Escalier droit à deux volées et un palier de repos.
- Escalier droit à trois volées et deux paliers de repos.

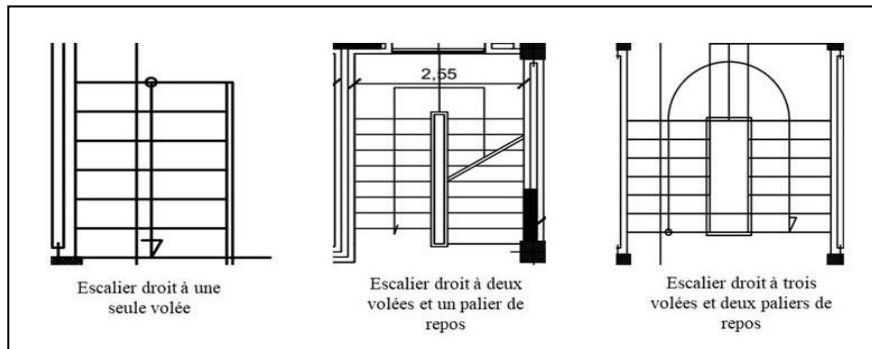


Figure I-4 : plans montrant les différents types d'escalier

I-4-4 - L'ascenseur :

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en béton armé coulé sur place.

I-4-5- La maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques (10cm et 15cm d'épaisseur) séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur.
- Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur 10cm.

I-4-6- Revêtements :

Les revêtements utilisés sont :

- Carrelages pour les planchers et pour les escaliers.
- Céramique pour les salles de bain.

- Enduit plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.
- Enduit ciment pour les murs de façade, la cage d'escaliers et les plafonds des salles d'eau.

I-4-7- L'acrotère :

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60cm de la hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

I-4-8- Fondations :

La fondation est l'élément situé à la base de la structure constitue une partie importante de l'ouvrage, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier.

Leur choix dépend du type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I-5 - CARACTERISTIQUES MECANIKES DES MATERIAUX :

I-5-1- Béton :

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment, la qualité d'eau de gâchage et l'âge de béton. Dans le cas courant, le béton utilisé est dosé à **350 kg/m³** de ciment portland artificiel **425 (CPA425)**. [7]

Les constituants du béton :

- **Le ciment** : est une fine poudre minérale obtenue par broyage et cuisson d'un mélange de calcaire et d'argile, c'est un constituant important du béton auquel il confère un certain nombre de ses propriétés, notamment sa résistance.
- **Les granulats** : est un ensemble de grains minéraux, de dimensions comprises entre 0 et 125 mm, de provenance naturelle ou artificielle, qui se situe dans l'une des 6 familles suivantes : (Fillers, Sablons, Sables, Graves, Gravillons, Ballast), ils sont utilisés pour réaliser des mortiers et des bétons.
- **L'eau** : joue un rôle déterminant dans la fabrication des mortiers et des bétons, elle met en réactions le ciment en provoquant son hydratation. L'eau peut être néfaste pour la résistance et la durabilité du béton en cas de mauvais dosage.
- **Les adjuvants** : catalyseur essentiel de l'évolution technologique des bétons, ils sont incorporés lors du malaxage ou avant la mise en œuvre, ils permettent de modifier les propriétés mécanique ou physique du béton.

Dosage :

Le dosage des constituants d'un béton courant est :

- **Sable** : 300 à 600 Kg
- **Gravillon** : 750 à 1200 Kg
- **Ciment** : 350 Kg
- **Eau** : 170 L

- **I-5-1-1 Résistance à la compression :**

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression mesurée à l'âge de **28 jours** noté **f_{C28}**. Cette résistance est mesurée après l'essai d'écrasement sur des éprouvettes normalisées de **(16×32) cm²** par compression axial après 28 jours de durcissement. Dans notre étude la valeur de la résistance du béton est égale à **25 MPA**.

Selon l'Article **(A.2.1, 11 BAEL 91 modifié 99)** [4] lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton à l'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée selon les formules ci-dessous :

- Pour $f_{c28} \leq 40 \text{MPa}$: $f_{cj} = \frac{1}{4,76+0,83j} \times f_{c28}$ en MPA.
- Pour $f_{c28} \geq 40 \text{MPa}$: $f_{cj} = \frac{1}{1,40+0,95j} \times f_{c28}$ en MPA.

- **I-5-1-2 Résistance à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours notée f_{tj} est définie par la relation suivante :

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

Pour ce cas $f_{t28} = 25 \text{MPa}$, $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{MPa}$

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

- **I-5-1-3 - Coefficient de poisson : (BAEL91 Art.2.1.3) [4]**

C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement unitaire de déformation longitudinale.

$\nu = 0$ (à l'ELU) pour le calcul des sollicitations en considérant le béton fissuré.

$\nu = 0,2$ (à l'ELS) pour le calcul de déformation en considérant le béton non fissuré.

- **I-5-1-4 - Module de déformation longitudinale :**

On distingue deux sortes de modules de déformations longitudinales selon la durée d'application de la contrainte :

- **Module de déformation longitudinale instantanée :**

D'après de l'Article **(A.2.1, 21 BAEL 91 modifié 99)** [4], lorsqu'un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad E_{i28} = 11000 \cdot \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow E_{i28} = 32164.2 \text{ MPa.}$$

- **Module de déformation longitudinale différée :**

D'après l'article **(A.2.1,22 du BAEL 91 modifié 99)** [4], lorsque les contraintes appliquées sont de

longue durée, le module de déformation longitudinale différée du béton E_{vj} est égal à :

$$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $E_{v28} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ MPa}$

→ $E_{v28} = 10819 \text{ MPa}$.

• **I-5-1-5- Module de déformation transversale :**

Il est donné par la relation : $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

Avec : E : module de Young

ν : coefficient de poisson.

• **I-5-1-6- Les contraintes limites :**

On définit les contraintes limites comme des états qui correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service, pour lesquels la structure est calculée.

• **Etat limite ultime « ELU » :**

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité. Il correspond à l'un ou l'autre des états suivants :

- Etat limite ultime d'équilibre statique (non-renversement),
- Etat limite ultime de la résistance et de la fatigue des matériaux (non-rupture),
- Etat limite de stabilité de forme (non-flambement).

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression du béton. Elle est donnée par la formule suivante :

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \text{ (BAEL 91 Art.A.4.3.41). [4]}$$

Avec :

- γ_b : Coefficient de sécurité partiel $\gamma_b = 1.5$ Situation courante
 $\gamma_b = 1.15$ Situation accidentelle

• θ : dépend de la durée d'application des charges.

- ❖ $\theta = 1$ pour $t > 24\text{h}$
- ❖ $\theta = 0.9$ pour $1 < t < 24$ heures
- ❖ $\theta = 0.85$ pour $t < 1\text{h}$

Cas courant : $\theta = 1$ et $\gamma_b = 1.5$
 $f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$

Cas accidentel : $\theta = 0.85$ et $\gamma_b = 1.15$

$$f_{bc} = 21.74 \text{ MPa}$$

❖ Diagramme Contraintes – Déformations du béton :

La relation contrainte-déformation est illustrée comme suit :

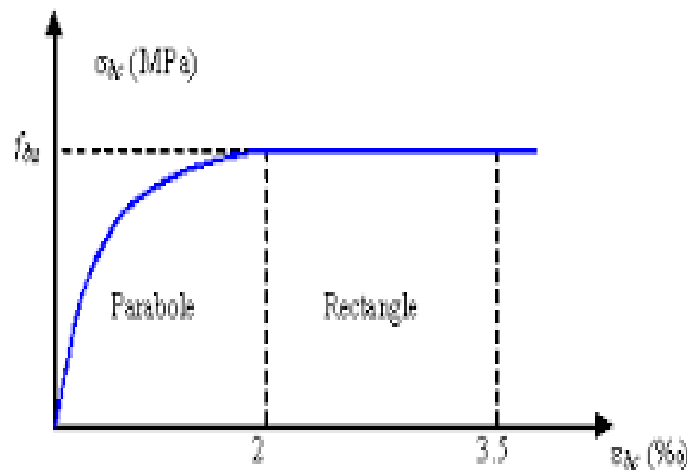


Figure1-5 : Diagramme de calculs de contrainte-Déformation du béton à L'ELU

• État limite de service « ELS » :

L'état limite de service est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites. On distingue :

- État limite de résistance à la compression du béton (contrainte de compression limitée).
- État limite déformation (pas de flèche excessive).
- État limite d'ouverture des fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

La contrainte de compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{cj} \text{ (BAEL 91, Art.A.4.5.2) [4]}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

❖ Diagramme Contraintes – Déformations du béton :

La déformation dans le béton est considérée comme élastique et linéaire. La relation contrainte-déformation est illustrée dans la figure suivante :

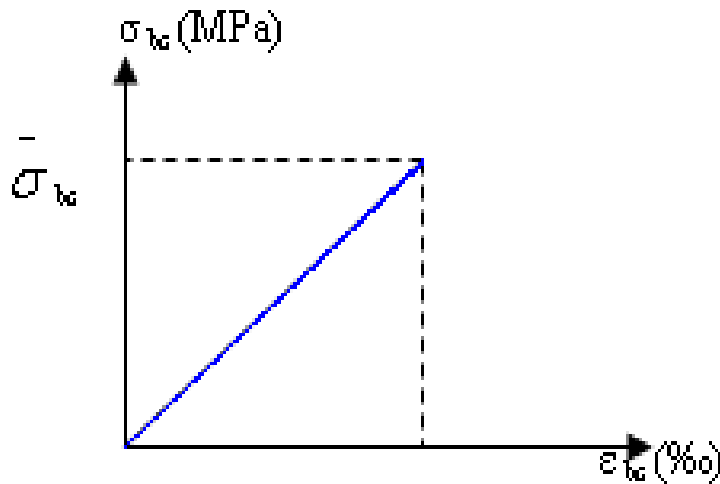


Figure I-6 : Diagramme de calcul contrainte – déformation du béton à L'ELS

• **I-5-1-7- Contrainte limite de cisaillement :**

Elle est donnée par la formule suivante :

❖ **Fissuration peu nuisible :**

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 * f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\}$$

❖ **Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable:**

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 * f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\}$$

• **I-5-2- Aciers :**

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression. Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 02 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

Notation		Limite d'élasticité	Coefficient de Fissuration η	Coefficient de cisaillement
Treillis soudés	TLE520	520	1.3	1
Haute adhérence	FeE400	400	1.6	1.5

Tableau I-1 : Principales caractéristiques des aciers.

• **I-5-2-1- Module d'élasticité longitudinale :**

La valeur du module d'élasticité notée Es est constante pour toute nuance d'acier.

$$E_s = 200\ 000 \text{ MPa}$$

• I-5-2-2-Les contraintes limite des aciers :

• Etat limite ultime « ELU » :

$$\sigma_{bc} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec:

σ_{st} : Les contraintes admissibles d'élasticité de l'acier.

f_e : limite d'élasticité.

γ_s : coefficient de sécurité.

- γ_s : 1.15 {situation courante}}
- γ_s : 1.00 {situation accidentelle}}

Pour $F_y = 400\text{MPa}$:

$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$ (s.courante).

$\sigma_{st} = 400 \text{ MPa}$ (s.accidentelle).

❖ Diagramme Contraintes – Déformations de calcul de l'acier :

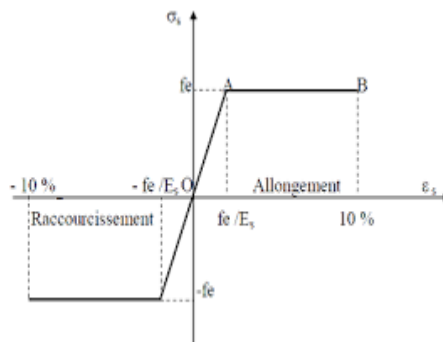


Figure I-7 : Diagramme de calcul contrainte – déformation de l'acier à l'ELU

• Etat limite de service « ELS » :

Afin de réduire le risque d'apparition des fissures et pour limiter l'importance de l'ouverture de celles-ci, on est amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service.

❖ Fissuration peu nuisible :

Cas des éléments intérieurs où aucune vérification n'est nécessaire.

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ (BAEL 91 Art. A.4.5.3.2) [4]}$$

❖ Fissuration préjudiciable :

C'est le cas des milieux exposés aux intempéries

$$\sigma_{st} = \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{f_y \cdot \eta}) \text{ (BAEL 91 Art. A.4.5.3.3). [4]}$$

Avec :

η = Coefficient de fissuration :

$\eta = 1,6$ pour les HA de $\varnothing > 6$ mm,

$\eta = 1,3$ pour les HA de $\varnothing < 6$ mm,

$\eta = 1$ pour les RL.

❖ Fissuration très préjudiciable :

C'est le cas des milieux agressifs.

$$\sigma_{st} = \min (0,5 f_e , 90 \sqrt{f_y \cdot \eta}) \text{ (BAEL 91 Art. A.4.5.3.4). [4]}$$

• I-5-2-3- Protection des armatures :

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

- $C \geq 5 \text{ cm}$: pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux toutes autres atmosphères très agressives telles que les industries chimiques.

- $C \geq 3 \text{ cm}$: pour les parois soumises à des actions agressives ; des intempéries ou à des condensations.

- $C \geq 1 \text{ cm}$: pour les parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.

Dans notre cas :

$C = 5$ pour les éléments qui se trouvent à l'extérieur de la structure.

$C = 3$ pour les éléments qui se trouvent à l'intérieur de la structure.

I-5-3- Système de coffrage :

On utilise un coffrage classique en bois pour les portiques, les planches, et un coffrage métallique pour les voiles pour réduire les opérations manuelles et le temps d'exécution.

Conclusion :

Après une description générale du projet, des différents points concernant la géométrie, les matériaux on passe au 2ème chapitre concernant le pré- dimensionnement des éléments constituant notre ouvrage.

CHAPITRE II

Pré-dimensionnement des éléments



INTRODUCTION :

L'objectif de ce chapitre est de pré dimensionner tous les éléments constitutifs de notre bâtisse, ce qui permet d'avoir d'une façon générale l'ordre de grandeur de ces éléments (les planchers, les dalles, les poteaux et les poutres) en respectant toutes les règles de conception et de calcul en vigueur.

II -1-PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :

• II.1.1. Planchers à corps creux :

Le plancher à corps creux est composé d'hourdis, de poutrelles et d'une dalle décompression.

Son pré dimensionnement des planchers à corps creux se fait par satisfaction de la condition de flèche

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \text{ BAEL91 (Art B 6.8.4.2.4). [4]}$$

L_{max} : Longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles adoptées.

h_t : Hauteur totale du plancher

On a : $L_{max} = L - b = 482 - 25 = 457 \text{ cm}$

$$h_t = \frac{457}{22.5} = 20.31 \text{ cm} \quad \text{on opte pour un plancher de (16+5) de hauteur } h_t = 21 \text{ cm}$$

Avec : -Epaisseur du corps creux 16cm

-Epaisseur de la dalle de compression 4cm.

Remarque : Les poutrelles sont disposées dans la direction du bâtiment comportant des Travées courtes.

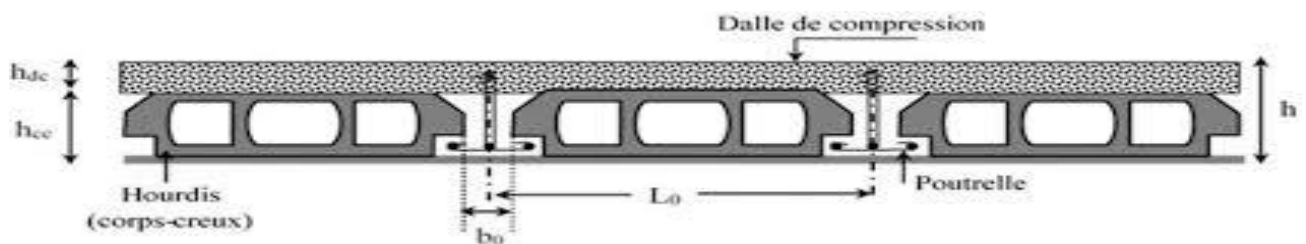


Figure II- 1- : Coupe d'un plancher en corps creux

• II.1.2. Dalles pleines :

Leurs pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants donnés par le règlement :

- **Résistance au feu : (CBA93) [3]**

$e \geq 7\text{cm}$ Pour une heure de coupe-feu.

$e \geq 11\text{cm}$ Pour deux heures de coupe-feu.

$e \geq 17\text{cm}$ pour quatre heures de coupe de feu

• **L'isolation phonique :**

Selon les règles techniques « **CBA93 [3]** » en vigueur en l'Algérie, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à **14 cm** pour obtenir une bonne isolation acoustique.

• **Critère de résistance à la flexion : (CBA93) [3]**

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \quad \left\{ \begin{array}{l} l_x: \text{la plus petite portée des panneau sollicité} \\ l_y: \text{la plus grande portée du panneau sollicité} \end{array} \right.$$

❖ Si $\rho < 0.4$: la dalle porte sur un seul sens :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Panneau isolé } ep \geq \frac{l_x}{20} \\ \text{Panneau continu } ep \geq \frac{l_x}{25} \end{array} \right.$$

❖ Si $0.4 < \rho < 1$: la dalle porte sur deux sens :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Panneau isolé } ep \geq \frac{l_x}{30} \\ \text{Panneau continu } ep \geq \frac{l_x}{40} \end{array} \right.$$

Dalle autour de la cage d'ascenseur :

Elle est reposée sur deux appuis

On a: $L_x = 165 \text{ cm}$; $L_y = 231 \text{ cm}$

$$\rho = \frac{165}{231} = 0.714$$

$0.4 < 0.714 < 1$: la dalle porte sur deux sens $\rightarrow ep \geq \frac{165}{30} \rightarrow ep \geq 5.5$

On opte pour $ep = 15 \text{ cm}$

II -2 -PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et des surcharges des plancher aux l'élément verticaux (poteaux et voiles).

Leurs hauteur et largeur sont données par :

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

$$0.3h \leq b \leq 0.8h$$

Avec : h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

l_{max} : la plus grande portée entre nue d'appuis.

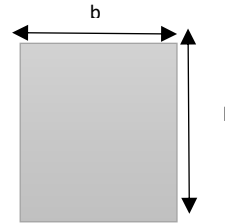


Figure-II-2- : dimension de la poutre

De plus ces dimensions seront vérifiées suivent le règlement de **RPA 99 version 2003/Art 7.5.1. [2]**

- largeur : $b \geq 20$ cm

- hauteur : $h \geq 30$ cm

- le rapport : $\frac{h}{b} \leq 4$

Dans la construction en béton armé, on distingue deux types de poutres :

- ✓ Poutres principales qui servent d'appuis aux poutrelles.
- ✓ Poutres secondaires qui assurent le chaînage.

II-2-1- Poutres principales :

Ce sont des poutres porteuses disposées perpendiculairement aux poutrelles.

Dans notre plan les poutres principales ont suivant Y-Y.

- **La hauteur :**

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

On a : $l_{max} = 572-25=547$ cm

$$\frac{547}{15} \leq h \leq \frac{547}{10} \Rightarrow 36.46 \leq h \leq 54.7$$

On prend **h=45cm.**

- **La largeur :**

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 13.5 \leq b \leq 36$$

On prend : **b = 30 cm.**

II-2-2- Poutres secondaires :

Ce sont des poutres parallèles aux poutrelles, leurs rôles c'est de transmettre les efforts aux poutres principales.

Dans notre plan les poutres secondaires sont suivant X-X :

- **La hauteur :**

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

On a: $l_{max} = 482-25=457\text{cm}$

$$\frac{457}{15} \leq h \leq \frac{457}{10} \Rightarrow 30.46 \leq h \leq 45.7$$

On prend : **h = 35cm**

- **La largeur :**

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 10.5 \leq b \leq 28$$

On prend : **b = 25cm.**

II-2-4- Poutres de chaînages (PC) :

Les chaînages sont les éléments de liaison entre les différents composants du gros œuvre (murs, planchers, poteaux, panneaux fabriqués). Ils servent à solidariser les éléments verticaux (murs, poteaux, panneaux) et horizontaux (planchers).

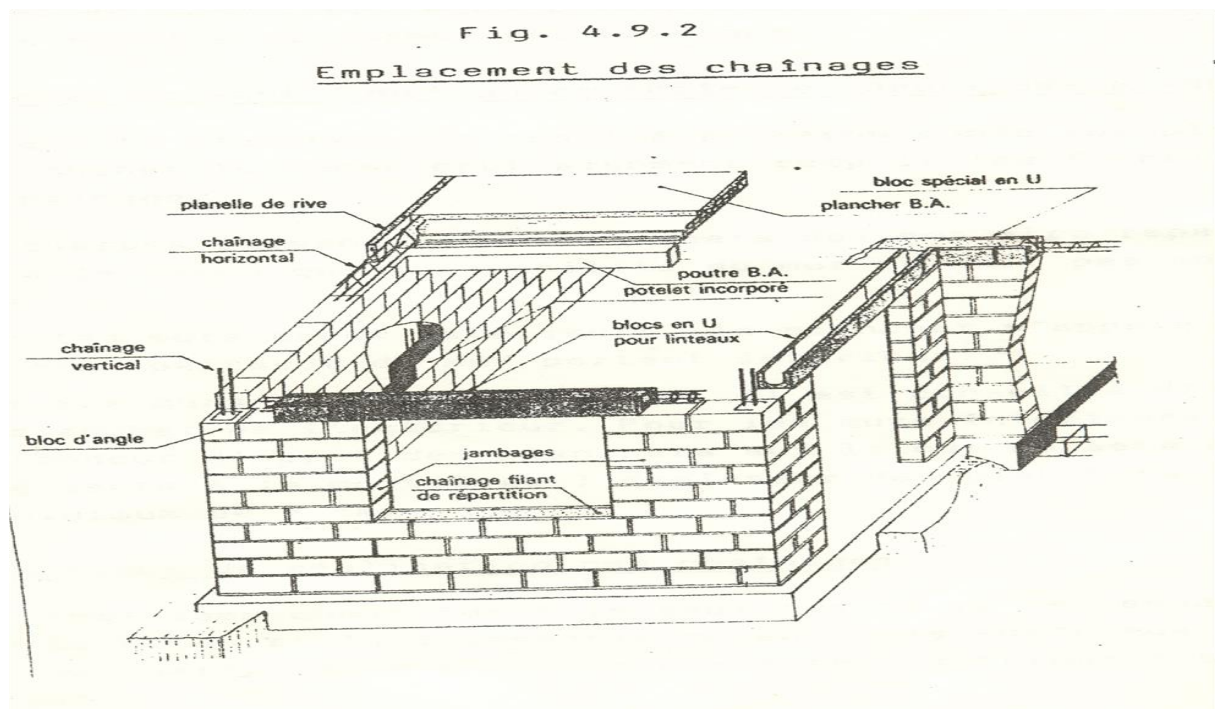


Figure II-3- : poutre de chaînage

Hauteur : pour but esthétique, on prend la hauteur des poutres de chainages égale à la hauteur des poutres principales ou secondaire selon la disposition alors $L=457$ cm

$$\frac{457}{15} \leq h \leq \frac{457}{10}$$

$$30.46 \leq h \leq 45.7 \rightarrow \mathbf{h=35cm}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.8h$$

$$10.5 \leq b \leq 28 \rightarrow \mathbf{b=20cm}$$

Vérification des calculs à l’RPA :

Condition	Poutre principale	Poutre secondaire	Poutre de chainage	Vérification
$h \geq 30$ cm	45	35	35	Vérifié
$b \geq 20$ cm	30	25	20	Vérifié
$h/b < 4$ cm	1.5	1.4	1.75	Vérifié

Tableau II.1.: Vérification des dimensions des poutres conformément à l’article 7.5.1 du **RPA/99 MODIFIER 2003.**[2]

Les conditions sont vérifiées, alors les sections (b x h) adoptées pour les poutres seront
Comme suit :

* **Poutres principales** : (30 x 45) cm²

* **Poutres secondaire** : (25 x 35) cm²

* **Poutres chainage** : (20 x35) cm²

Note : Pour des conditions de coffrage, on gardera les mêmes dimensions des poutres principales et, secondaires pour tous les niveaux du bâtiment.

II -3-PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES :

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

Le Pré dimensionnement des voiles est effectué suivant l’article **(7.7.1.RPA 2003).** [2]

1. Epaisseur du voile :

L’épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d’étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités, avec un minimum de **15 cm.**

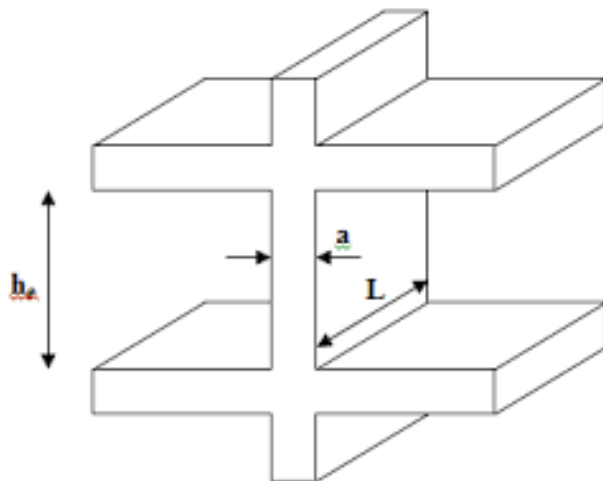


Figure II-4- :coupe de voile en élévation

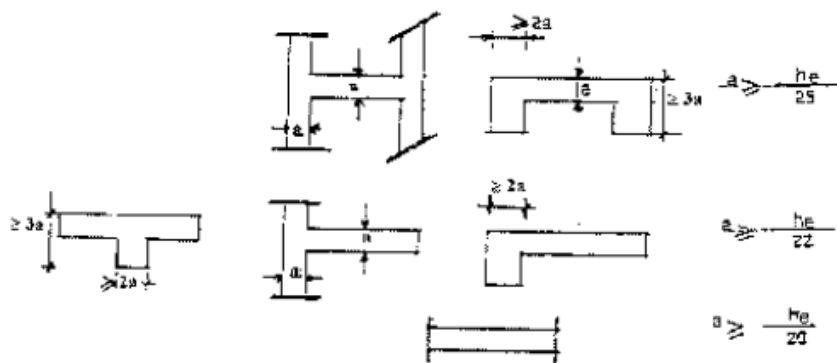


Figure II-5- :coupe de voile en plan

Pour notre cas : L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre h_e et des conditions de rigidité aux extrémités

$$a \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow h_e = h - e_{dalle}$$

avec : $e_{dalle} = 21 \text{ cm}$

	Sous-sols	RDC	Les étages courants
h	270	396	306
h_e	249	375	285
a	12.45	18.75	14.25

Tableau II.2.: Vérification des hauteurs des sous-sols, RDC, et étages courants.

- Pour les sous-sols et le RDC on prend **e=20cm**
- Pour les étages courants on prend **e=15cm**

Vérification des exigences du RPA 99(Art 7.7.1) [2] :

Sont considérés comme voiles de contreventement, la largeur d'un voile doit satisfaire la condition suivante :

$$l_{min}=4xa \qquad l_{min}=100 \geq 4x 15 = 60\text{cm} \qquad \text{condition vérifiée.}$$

$$l_{min} = 4 \times a \qquad l_{min} = 100 \geq 4 \times 20 = 80\text{cm} \qquad \text{condition vérifiée.}$$

Avec :

l_{min} : la portée minimale d'un voile.

a : épaisseur du voile

II -4-PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

Eléments verticaux en béton armé de section généralement rectangulaire, carré ou circulaire Ils se composent d'armatures longitudinales (verticale) et transversales (horizontale).

Ils travaillent en flexion composée ; et constituent les points d'appuis pour les poutres, permettent la transmission des charges d'étage en étage puis aux fondations.

Leur pré dimensionnement se fera à l'ELS en compression simple, en supposant que seul le béton reprend l'effort normal N_s , on calculera la descente de charges sur le poteau le plus sollicité en tenant compte de la dégression de ces charges.

La section de poteau est donnée par la formule suivante :

$$\rightarrow S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}} \qquad \text{avec : } NS = G + Q \text{ (en tenant compte de la dégression de charges)}$$

NS : effort normal de compression repris par le poteau.

S : section du poteau.

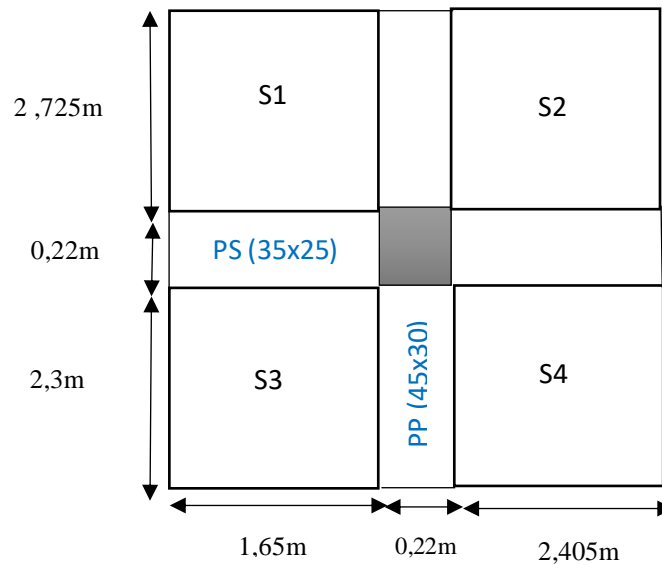
G : charge permanente.

Q : surcharge d'exploitation.

$$\sigma_{bc} = 0,6.f_c \rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} = 1.5 \text{ KN /cm}^2$$

L'effort normal N_s sera déterminé à partir de la descente de charge en considérant le poteau le plus sollicité.

Remarque : en premier lieu, nous considérons pour nos calculs la section des poteaux selon le minimum exigé par le RPA qui est supérieure ou égale à (30x30) cm² dans notre cas.

II -4- 1- Surface d'influence :**Figure II-6- :** surface d'influence du poteau

L'aire du plancher revenant au poteau le plus sollicité sera déterminé comme suit :

Section nette :

$$S = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S = (1,65 + 2,405) \times (2,725 + 2,3)$$

$$S = 20,37 \text{ m}^2$$

Section brute :

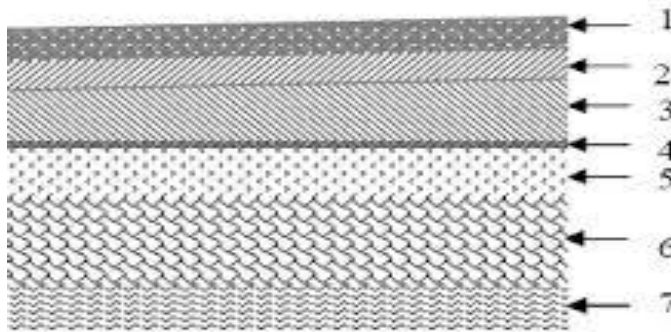
$$S = (1,65 + 0,22 + 2,405) \times (2,725 + 0,22 + 2,3) \quad S = 22,42 \text{ m}^2$$

II -4- 2- Détermination des charges et surcharges :

Les charges permanentes G et les surcharges d'exploitations Q sont évaluées selon le (DTR B.C.2.2). [5]

• Charges permanentes G :

*Plancher terrasse (inaccessible) :



Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible

Figure : II-7- : coupe d'un plancher terrasse inaccessible.

N°	Élément	Poids volumique (KN/m3)	Épaisseur (cm)	Charge Gi (KN.m²)
1	Couche de graviers	20	5	1
2	Étanchéité	6	2	0.2
3	Béton en forme de pente (1%)	22	6	1.32
4	Isolation thermique	4	4	0.16
5	Feuille de polyane	1	1	0.01
6	Plancher à corps creux		16+5	2.8
7	Enduit plâtre	10	2	0.2
Totale :	G=5,69KN/m2			

Tableau II-3- : Caractéristiques des éléments du plancher terrasse inaccessible.

***Plancher étage courant :**

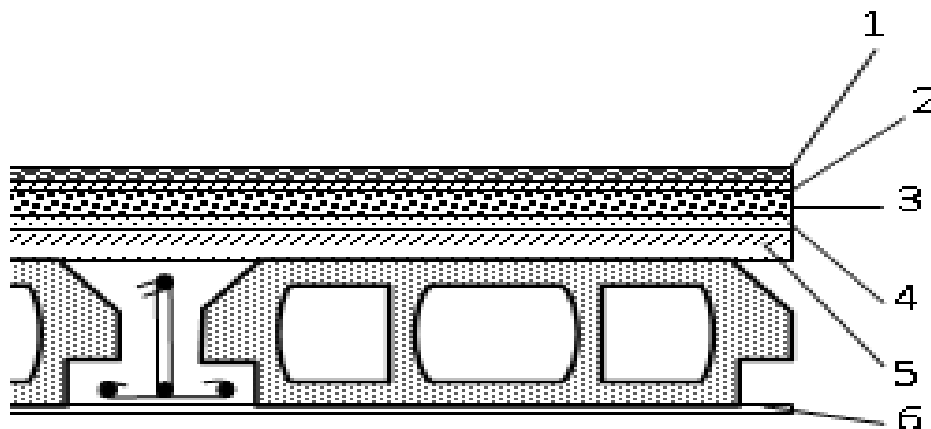


Figure II-8- : plancher a étage courant.

Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m3)	Charges (KN.m ²)
1-Revetement en carrelage	2	20	0.4
2-Mortier de pose	2	20	0.4
3-Couche de sable	3	18	0.54
4-Planchers en corps creux	16+5	/	2.88
5-Enduit en plâtre	2	10	0.2
6-Cloison de séparation	10	10	1
Total	G=5.42KN/m²		

Tableau II-4- : Caractéristiques des éléments du plancher étage courant

• **Charges d’exploitation Q** : Elles sont résumées dans le tableau suivant :

Eléments	Surcharges Q
Planchers terrasse	1
Planchers étages courants	1.5
Planchers étages attique	1.5
Planchers RDC	Partie logement 1.50 Locaux 2.50
Balcon	3.5
Escaliers	2.5
Acrotère	1

Tableau II-5- : surcharges d’exploitation des différents éléments.

• **Poids propre des éléments :**

a) **Poids propre des poutres :**

Poutres principales :

$$P_{pp} = (0,30 \times 0,45 \times 5.45) \times 25 = 13.39 \text{ KN.}$$

Poutres secondaires :

$$P_{ps} = (0,25 \times 0,35 \times 4.81) \times 25 = 10.52 \text{ KN}$$

Le poids total :

$$P_p = P_{pp} + P_{ps} = 13.39 + 10.52 = 23.91 \text{ KN}$$

b) **Poids propre des planchers : P= S x G**

Plancher étage courant :

$$P_{pc} = 20.37 \times 5,42 = 110.40 \text{ KN.}$$

Plancher terrasse :

$$P_{pt} = 20.37 \times 5.69 = 115.90 \text{ KN.}$$

c) Poids propre du poteau :

S-sol : $P_p = 0.30 \times 0.30 \times 2.70 \times 25 = 6.07 \text{ KN.}$

RDC : $P_p = 0.30 \times 0.30 \times 3.96 \times 25 = 8.91 \text{ KN.}$

Étage courant : $P_p = 0.30 \times 0.30 \times 3.06 \times 25 = 6.88 \text{ KN.}$

• Surcharge d'exploitation :

Plancher Terrasse : $Q_0 = 1 \times 20.37 = 20.37 \text{ KN}$

Plancher Etage Courant : $Q_{2\dots5} = 1.5 \times 20.37 = 30.55 \text{ KN}$

Plancher Etage attique : $Q_1 = 1.5 \times 20.37 = 30.55 \text{ KN}$

Planchers RDC : $Q_{RDC} = 2.5 \times 20.37 = 50.92 \text{ KN}$

Plancher s-sol : $Q_{S\text{-sol}} = 2.5 \times 20.37 = 50.92 \text{ KN}$

II -4- 3-Descente de charge :

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avèrent nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plupart des charges revenant à chaque élément de la structure.

La descente de charge se fait du niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

Le règlement (**DTR B.C.2.2 [5]**) exige l'application de dégression des surcharges d'exploitations sur des bâtiments à grand nombre d'étages ; où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendants. Pour les bâtiments à usage d'habitation, cette loi s'applique entièrement sur tous les niveaux.

La loi de dégression est :

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

Q₀: Surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i (i= 1 à 6)

n : numéro d'étage du haut vers le bas.

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

Coefficients de dégression des charges :

Niveau	8	7	6	5	4	3	2	1
Coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.8	1	1

Tableau II-6-: Les valeurs des coefficients (3+n/2n)

Les Surcharges Cumulées :

$Q_0=20.37 \text{ KN}$

$Q_0+ Q_1=14.62+30.55 = 45.17\text{KN}$

$Q_0+0.95 (Q_1+Q_2) =20.37+0.95 (30.55 \times 2) =78.41 \text{ KN}$

$Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3) =20.37+0.90 (30.55 \times 3) =102.855\text{KN}$

$Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4) = 20.37+0.85 (30.55 \times 4) =124.24 \text{ KN}$

$Q_0+0.80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5) = 20.37+0.80 (30.55 \times 5) =142.57\text{KN}$

$Q_0+1(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6) = 20.37+1 ((30.55 \times 5)+50.92) =224.04\text{KN}$

$Q_0+1 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7) = 20.37+1 ((30.55 \times 5)+50.92+50.92)=274.96 \text{ KN}$

NIV	Charge permanentes (KN)					Surcharge d'exploitation (KN)		Efforts normal (KN)	Section (cm ²)	
	Planchers	Poutres	Poteau	G_T	G_{Cu}	Q_{Pi}	Q_{Cu}	N_s	Section trouvé	Section adopté
8	115.90	23.91	6.88	146.69	146.96	20.37	20.37	167.33	111.55	35x35
7	110.40	23.91	6.88	141.19	288.15	45.17	65.54	353.69	235.79	35x35
6	110.40	23.91	6.88	141.19	429.34	78.41	143.95	573.29	382.19	35x35
5	110.40	23.91	6.88	141.19	570.53	102.855	246.80	817.33	544.88	40x40
4	110.40	23.91	6.88	141.19	711.72	124.24	371.04	1082.76	721.84	40x40
3	110.40	23.91	6.88	141.19	852.91	142.57	513.61	1366.52	911.01	40x40
2	110.40	23.91	8.91	143.22	996.13	224.04	737.65	1733.78	1155.85	45x45
1	110.40	23.91	6.07	140.38	1136.51	274.96	1012.61	2149.12	1432.74	45x45

Tableau II-7-: Récapitulatif de la descente de charges

II-4-4-Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003) [2] :

La dimension de la section transversale des poteaux doit respecter les conditions suivantes :

Condition exigée par RPA	Poteau	Valeur calculé	Observation
Min (b, h) ≥30 cm Min (b, h) ≥ he/20 1/4 <b/h < 4	35x35	Min(b,h)≥25 Min(b,h)≥15.3 0.25<b/h<4	c.v
	35x35	Min(b,h)≥25 Min(b,h)≥15.3 0.25<b/h<4	c.v
		Min(b,h)≥25 Min(b,h)≥15.3 0.25<b/h<4	c.v
	35x35	Min(b,h)≥25 Min(b,h)≥15.3 0.25<b/h<4	c.v
	40x40	Min(b,h)≥25 Min(b,h)≥15.3 0.25<b/h<4	c.v
		Min(b,h)≥25 Min(b,h)≥15.3 0.25<b/h<4	c.v
	40x40	Min(b,h)≥25 Min(b,h)≥15.3 0.25<b/h<4	c.v
		Min(b,h)≥25 Min(b,h)≥15.3 0.25<b/h<4	c.v
	45x45	Min(b,h)≥25 Min(b,h)≥26.4 0.25<b/h<4	c.v
	45x45	Min(b,h)≥25 Min(b,h)≥18 0.25<b/h<4	c.v

Tableau II-8-Récapitulatif de la descente de charges

Sections des poteaux adoptées :

- Sous-sol et RDC : 45x45cm²
- 1^{ème} et 3^{ème} étage : 40x40 cm²
- 4^{ème} et 6^{ème} étage : 35x35cm²

II-4-5- Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

Le flambement est une déformation latérale d’une pièce travaillant en compression lorsque cette dernière est élancée suite à l’influence défavorable des sollicitations.

Le calcul des poteaux aux flambements, consiste à vérifier la condition suivante :

$$\lambda = Lf / i \leq 50$$

Avec :

λ : Élancement du poteau.

l_f : la longueur de flambement ($l_f = 0.7 I_0$).

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

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

I_0 : Hauteur libre du poteau.

I : moment d'inertie du poteau ($I = \frac{bh^3}{12}$)

Ce qui nous donne : $\lambda = \frac{0.7I_0}{\sqrt{\frac{I}{S}}}$

Finalement : $\lambda = 2.425 \frac{I_0}{h}$

Condition	Niveau	Poteau	$I_0(m)$	H(m)	λ	verification
$\lambda = 2.425 \frac{I_0}{h}$	Sous-sol et RDC	45x45	2.5	0.4	15.125	Cv
	1 ^{er} au 3 ^{ème} étage	40x40	3.06	0.35	19.77	Cv
	4 ^{ème} au 6 ^{ème} étage	35x35	3.06	0.30	23.07	Cv

Tableau II-9-: Vérification de la résistance des poteaux au flambement

La condition de l'élancement $\lambda \leq 50$ est vérifiée, donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement.

CONCLUSION :

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux, et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté les sections suivantes :

- **Poutres principales** : (30X45) cm²
- **Poutres secondaires** : (25×35) cm²
- **Poteau sous-sol et RDC** : (45x45) cm².
- **Poteaux 1er au 3ème étage** :(40×40) cm².
- **Poteaux 4ème et 6ème étage** :(35x35) cm².
- **Voile RDC** : ep = 20cm
- **Voile étage courant** : ep = 15cm

CHAPITRE III

Calcul des éléments secondaires



INTRODUCTION :

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et élément secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère et l'ascenseur). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charge sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes on respectant la réglementation.

III -1- Etude des planchers :

Notre structure comporte des planchers en corps creux Comme nous l'avons déjà Indiqué au chapitre I, dont les poutrelles (Nervures) sont préfabriquées disposées Transversalement suivant (yy), avec un remplissage en corps creux (hourdis) et une dalle de Compression en béton.

- **Nervures** : appelés « poutrelles » qui assurent la fonction de portance, la distance entre axe des poutrelles est généralement de 65 cm.

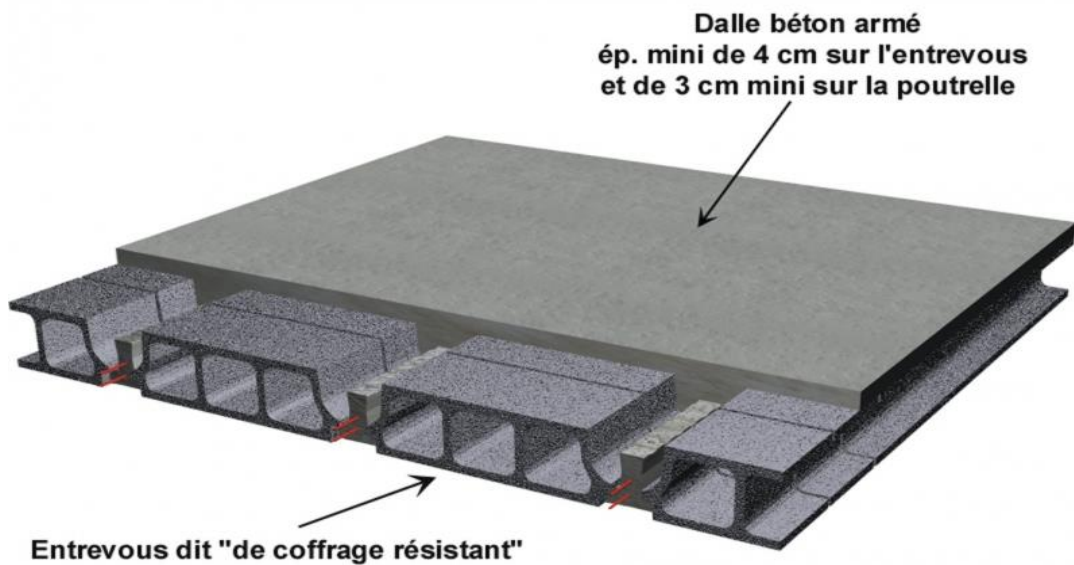


Figure III-1-1. Plancher à corps creux

Remarque :

Le calcul sera fait pour les poutrelles avant et après coulage de la dalle de compression.

III-1-1-Plancher en corps creux :

III.1.1. Ferrailage de la Dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place. Elle est de 5cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage de treillis soudé, ayant pour but de :

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

Le treillis soudé doit satisfaire les conditions du [BAEL 91/B.6.8,423] : [4]

➤ Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :

- ✓ 20cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles
- ✓ 30cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Le sens de disposition des poutrelles dans notre bâtiment et montré sur la figure ci-dessous :

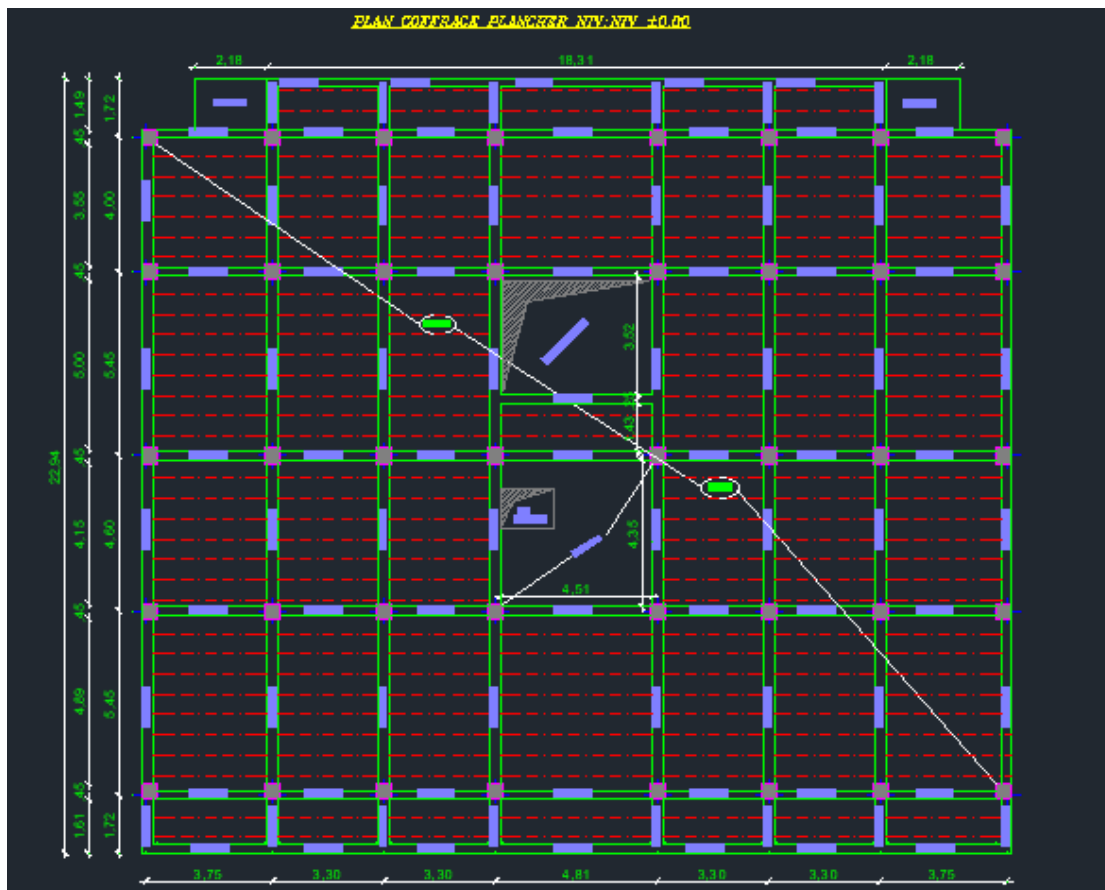


Figure III-1-2 : disposition des poutrelles

a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions définies ci-après :

I_x : Est l'entre axes des poutrelles ; égal à 65cm

$$A_I(\text{Cm}^2 / \text{ml}) \geq \frac{200}{f_e} \quad \text{Lorsque } L' \leq 50 \text{ cm}$$

$$A_{\perp} \text{ (Cm}^2 \text{ /ml)} \geq \frac{4L'}{f_e} \quad \text{Lorsque } 50\text{cm} \leq L' \leq 80 \text{ cm}$$

$$A_{\perp} = \frac{4Lx}{f_e} \quad \text{avec :}$$

A_{\perp} : Section d'armatures [cm²/ml]

L' : Entre axes des poutrelles, égal a65 [cm]

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilise, exprime en MPa.

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

✓ Nous adoptons : **$A_{\perp} = 5T5 = 0.98\text{cm}^2$** avec un espacement : $St = 20\text{cm}$

b) Armatures parallèles aux poutrelles :

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

$$A_{//} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons : **$A_{//} = 5T5 = 0.98\text{cm}^2$** avec un espacement : $St = 20\text{cm}$

Finalemnt : On optera pour un treillis soudé **TLE 520 (5x200x200) mm²**

III-1-2-Etudes des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, On s'intéressera à l'étude de la poutrelle du plancher le plus sollicité, c'est à dire celui qui supporte la plus grande charge d'exploitation.

Le calcul se fera en deux étapes : avant et après coulage de la dalle de compression.

➤ **1er Etape : Avant coulage de la dalle de compression :**

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

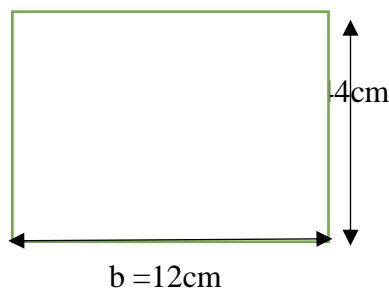
Dimensionnement :

$b = 12\text{cm}$ Largeur de la poutrelle.

$h = 4\text{cm}$ Hauteur de la poutrelle.

$c = 2\text{cm}$ Enrobage.

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



FigureIII-1-3 : section d'une poutre rectangulaire

Chargement :

Poids propre de la poutrelle : $0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$.

Poids du corps creux : $0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ml}$.

Poids total : $0.12 + 0.62 = G = 0.74 \text{ KN/ml}$.

Surcharge due à l'ouvrier : $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$.

A L'ELU :

Combinaison de charge :

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

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

Le moment en travée :

$$M_t = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{2,5 \cdot (4,81)^2}{8} = 7,23 \text{ KN/ml}$$

L'effort tranchant :

$$T = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{2,5 \cdot (4,81)}{2} = 6,01 \text{ KN}$$

Section d'armatures :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot F_{bc}} = \frac{4,81 \cdot 10^3}{12 \cdot 2^2 \cdot 14,2} = 7,05 > \mu_l = 0,392$$

→ La section est doublement armée.

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

➤ **2eme Etape : Après coulage de la dalle de compression :**

Dans ce cas, le calcul est conduit en considérant la poutrelle comme une poutre continue, de section en Té avec une inertie constante reposant sur plusieurs appuis, les appuis de rives sont considérés comme semi encastré et les appuis intermédiaires comme étant simple.

On a deux cas a étudiée :

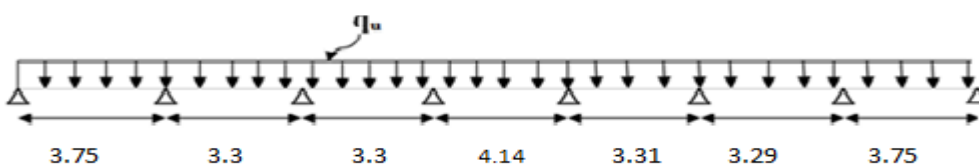


Figure III-1-5 Schéma statique de la poutrelle a sept travées.

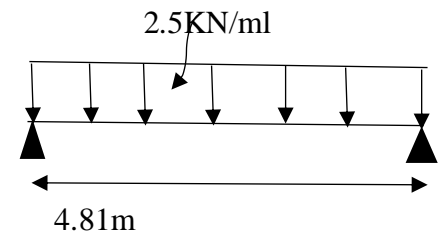


Figure III-1-4 : Schéma statique de la poutrelle et son chargement avant coulage de la dalle de compression.

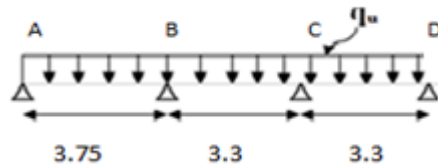


Figure III-1-6 : Schéma statique de la poutrelle a trois travées

Dimensionnement :

- $b = 65\text{cm}$ distance entre deux axes de deux poutrelles
- $ht = (16+5)\text{ cm}$ hauteur du plancher en corps creux
- $b_0 = 12\text{cm}$ largeur de la poutrelle
- $h_0 = 5\text{cm}$ épaisseur de la dalle de compression

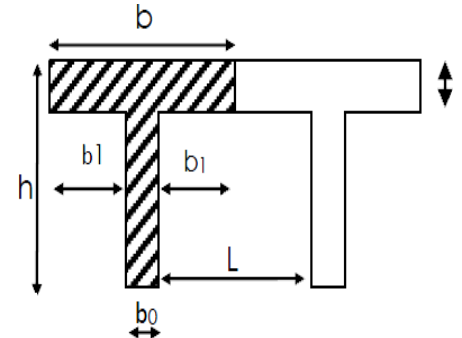


Figure III-1-7 : Coupe transversale de la poutrelle.

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} = \frac{65-12}{2} = 26.5\text{ cm}$$

✚ Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles :

ELU : $(1.35G + 1.5 Q) \times 0.65$

ELS : $(G + Q) \times 0.65$

Niveau	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	ELU	ELS
			qu (KN/ml)	qs (KN/ml)
Terrasse inaccessible	5.69	1	5.96	4.34
Etage courant	5.42	1.5	6.21	4.49
-Sous sol	5.42	2.5	7.18	5.14
RDC	5.42	2.5	7.18	5.14

Tableau III-1-1 : charges et surcharges revenants aux poutrelles.

Note : On constate que le chargement pour le plancher sous-sol et RDC est le plus Défavorable. On utilisera celui de plancher du sous-sol et RDC pour le calcul du ferrailage.

$qu = 7.18\text{ KN/ml}$ $qs = 5.14\text{ KN/ml}$

✚ Méthode de calcul :

Les efforts internes sont déterminés selon le type du plancher à l'aide des méthodes usuelles suivantes :

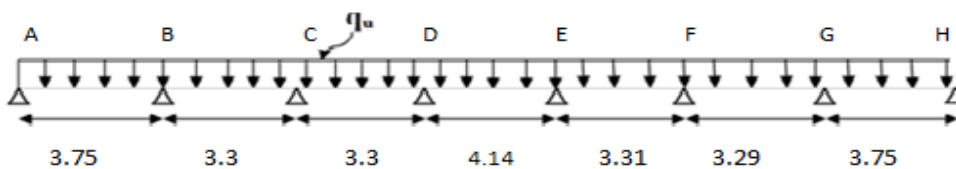
- Méthode forfaitaire.
- Méthode des 3 moments.
- Méthode de Caquot

Méthode forfaitaire :

Le principe consiste à évaluer les moments en travée et en appuis à partir de fraction fixé forfaitairement de la valeur maximale des moments fléchissant en travée, celle-ci étant supposé isostatique de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire (BAEL 91, Art. B.6.2 210) : [4]

❖ **Etude du 1^{er} cas :(poutrelle sur 8 appuis et 7 travées**



- La méthode s’applique aux planchers à surcharge d’exploitation modérée La surcharge d’exploitation doit vérifier la condition suivante :

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

$$Q = 1.625 \text{ KN/m}^2 \leq 7.046 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Condition vérifié}$$

\longrightarrow QRDC = 2.5 × 0.65 = 1.625 ; 2G = 2(5.42 × 0.65) = 7.046

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable..... **Condition vérifiée.**
- Les moments d’inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées considérées.....**Condition vérifiée.**

Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

$$0.85 \leq \frac{L1}{L2} = \frac{3.75}{3.3} = 1.13 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$0.85 \leq \frac{L2}{L3} = \frac{3.3}{3.3} = 1 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$0.85 \leq \frac{L3}{L4} = \frac{3.3}{4.82} = 0.68 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$0.85 \leq \frac{L4}{L5} = \frac{4.14}{3.31} = 1.45 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$0.85 \leq \frac{L5}{L6} = \frac{3.31}{3.29} = 1.003 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$0.85 \leq \frac{L6}{L7} = \frac{3.29}{3.75} = 0.87 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Conclusion : Les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable. Exposé de la méthode :

- Le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation, en valeurs non pondérées

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

- M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison

$$M_0 = ql^2/8$$

Dont L : longueur entre nus des appuis.

M_w : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche.

M_t : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite.

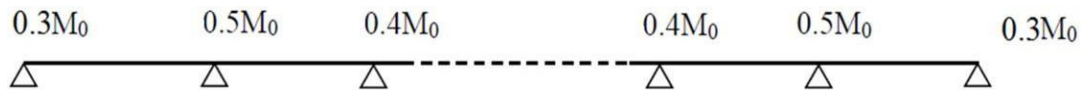
M_e : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max\{(1 + 0.5)M_0; (1 + 0.3 \alpha)M_0\} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée intermédiaire} \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée de rive} \end{array} \right.$$

La valeur absolue de chaque moment sur appuis doit être au moins égale à :

- **0,6 M_0** pour une poutre à deux travées.
- **0,5 M_0** pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- **0,4 M_0** pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.
- **0,3 M_0** pour les appuis de rive.



Application de la méthode :

Nous aurons besoin pour nos calculs des valeurs suivantes :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{2.5}{2.5+5.42} = 0.315$$

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

α	$\frac{1+0,3\alpha}{2}$	$\frac{1+0,3\alpha}{2}$	$\frac{1.2+0,3\alpha}{2}$
0.315	1.094	0.547	0.647

Tableau III-1-2 : la valeur du rapport α

✚ A l'ELU: $G = 5.42 \text{ KN/ml}$; $Q = 2.5 \text{ KN/ml}$; $q_u = 7.18 \text{ KN/ml}$

Calcul des moments isostatiques :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8}$$

$$L = 3,75 \text{ m} : M_0(A-B) = \frac{7.18 \cdot 3.75^2}{8} = 12,62 \text{ KN.m}$$

$$M01 = M_0(A-B) = 12.62 \text{ KN.m.}$$

$$L = 3,3 \text{ m} : M_0(B-C) = \frac{7.18 \cdot 3.3^2}{8} = 9,77 \text{ KN.m}$$

$$M02 = \max(MA-B ; MB-C) = 12.62 \text{ KN.m}$$

$$L = 3,3 \text{ m} : M_0(C-D) = \frac{7.18 \cdot 3.3^2}{8} = 9,77 \text{ KN.m}$$

$$M03 = \max(MB-C ; MC-D) = 9.77 \text{ KN.m}$$

$$L = 4,14 \text{ m} : M_0(D-E) = \frac{7.18 \cdot 4.14^2}{8} = 15,38 \text{ KN.m}$$

$$M04 = \max(MC-D ; MD-E) = 15.38 \text{ KN.m}$$

$$L = 3,31 \text{ m} : M_0(E-F) = \frac{7.18 \cdot 3.31^2}{8} = 9,83 \text{ KN.m}$$

$$M_{05} = \max(M_{D-E}; M_{E-F}) = 15,38 \text{ KN.m}$$

$$L = 3,29 \text{ m} : M_0(F-G) = \frac{7.18 \times 3.29^2}{8} = 9,71 \text{ KN.m}$$

$$M_{06} = \max(M_{E-F}; M_{F-G}) = 9,83 \text{ KN.m}$$

$$L = 3,75 \text{ m} : M_0(G-H) = \frac{7.18 \times 3.75^2}{8} = 12,62 \text{ KN.m}$$

$$M_{07} = \max(M_{F-G}; M_{G-H}) = 12,62 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul des moments fléchissant sur appuis :

$$M_{aA} = 0,3 \times M_{01} = 0,3 \times 12,62 = 3,78 \text{ KN.m}$$

$$M_{aB} = 0,5 \times M_{02} = 0,5 \times 12,62 = 6,31 \text{ KN.m}$$

$$M_{aC} = 0,4 \times M_{03} = 0,4 \times 9,77 = 3,90 \text{ KN.m}$$

$$M_{aD} = 0,4 \times M_{04} = 0,4 \times 15,38 = 6,15 \text{ KN.m}$$

$$M_{aE} = 0,4 \times M_{05} = 0,4 \times 15,38 = 6,15 \text{ KN.m}$$

$$M_{aF} = 0,4 \times M_{06} = 0,4 \times 9,83 = 3,93 \text{ KN.m}$$

$$M_{aG} = 0,5 \times M_{07} = 0,5 \times 12,62 = 6,31 \text{ KN.m}$$

$$M_{aH} = 0,3 \times M_{01} = 0,3 \times 12,62 = 3,78 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments en travées :

Travée	M ₀ (KN.m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	M _t (KN.m)
A-B	12.62	3.78	6.31	8.75
B-C	12.62	6.31	3.90	8.69
C-D	9.77	3.90	6.15	5.65
D-E	15.38	6.15	7.69	9.9
E-F	15.38	7.69	3.93	11.01
F-G	9.83	3.93	6,31	5.63
G-H	12.62	6.31	3.78	8.76

Tableau III -1-3 : Moment fléchissant en travées à l'ELU (Cas 01).

Diagramme des moments fléchissant :

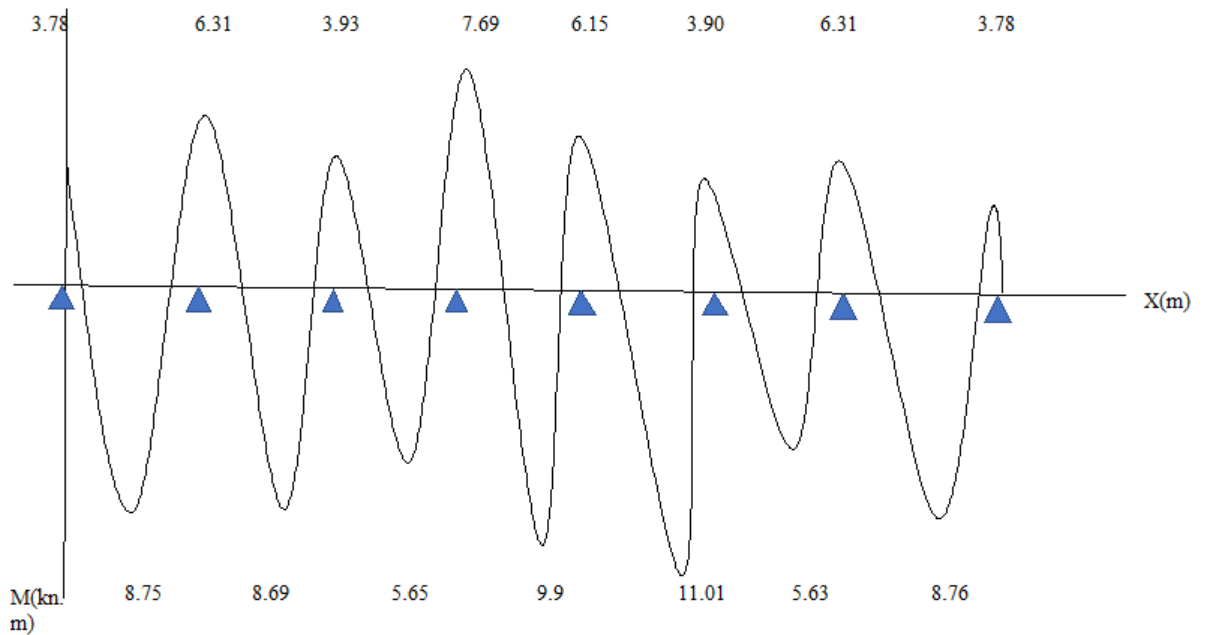


Figure III-1-8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i} \quad T(x) : \text{effort tranchant dans la section d'abscisse } x.$$

Avec : M_{i+1} et M_i en valeurs algébriques.

Au niveau d'un appui « i » : $T(x) = q_u * \frac{L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$

Au niveau d'un appui « i+1 » : $T(x) = -q_u * \frac{L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$

Le tableau suivant donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées :

Travée	$M_i(\text{KN.m})$	$M_{i+1}(\text{KN.m})$	$T_i (\text{KN})$	$T_{i+1} (\text{KN})$
A-B	3.78	6.31	14 ,13	-12.78
B-C	6.31	3.90	11,11	-12.57
C-D	3.90	6.15	12.52	-11.16
D-E	6.15	7.69	15.23	-14.49
E-F	7.69	3.93	9.61	-13.01
F-G	3.93	6.31	12.53	-11.08
G-H	6.31	3.78	12.78	-14.13

Tableau III -1-4 : Efforts tranchants en travées à l'ELU (Cas 01) .

Diagramme des efforts tranchants :

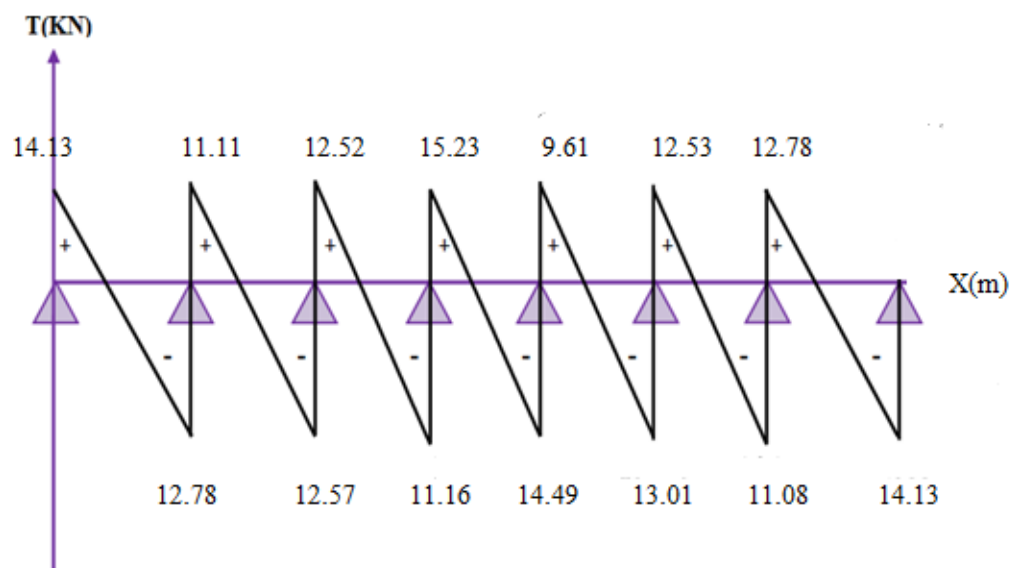
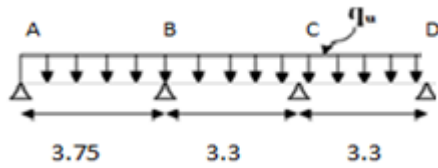


Figure III-1-9 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

❖ Etude du 2^{er} cas :(poutrelle sur 4appuis et 3travées :



Travée	M ₀ (KN.m)	M _w (KN.m)	M _c (KN.m)	M _t (KN.m)	T _i (KN)	T _{i+1} (KN)
A-B	12.62	3.78	6.31	8.71	14,13	-12.78
B-C	12.62	6.31	4.88	8.16	11.41	-12.28
C-D	9.77	4.88	2.93	6.74	11.25	-12.43

Tableau III -1-5 : Récapitulatif des efforts internes à l’ELU (Cas 02).

Les calculs qui suivent vont se faire avec les efforts max entre les 2 types de poutrelle à l’ELU : M_t max = 11.01 KN .m; M_a max = 7.69 KN. m; T_u = 15.23K

Calcul des armatures :

1. Armatures longitudinales :

1) En travée : M_t max = 11. 01KN.m

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_0 = b \times h_0 \times (d - h_0 / 2) \times f_{bu} \quad ; \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,05 \times (0,19 - 0,05/2) \times 14,2 \times 10^3 = 76.147 \text{ KN. m}$$

M_t max =11.01KN. m < M₀ = 76.147 KN. m : L’axe neutre se trouve dans la table de compression donc le calcul se fera pour une section rectangulaire (b=65cm, h= 21 cm).

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{11.01 \cdot 10^3}{65 \cdot 19^2 \cdot 14.2} = 0.033$$

$$\mu = 0,033 < \mu_l = 0,392$$

→La section est simplement armée.

$$\mu = 0,032 \rightarrow \beta = 0,984$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{11.01 \cdot 10^3}{0.984 \cdot 19 \cdot 348} = 1.53 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_{st} = 3HA10 = 2.35 \text{ cm}^2$

2) **Aux appuis** : $M_a \text{ max} = 7.69 \text{ KN.m}$

Aux appuis, la table étant entièrement tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire ($b_0 = 12 \text{ cm}$, $h = 21 \text{ cm}$)

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{7.69 \cdot 10^3}{12 \cdot 19^2 \cdot 14.2} = 0.125$$

$$\mu = 0,125 < \mu_l = 0,392$$

→ La section est simplement armée.

$$\mu = 0,124 \rightarrow \beta = 0,934$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7.69 \cdot 10^3}{0.934 \cdot 19 \cdot 348} = 1.24 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_{st} = 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$

2. Armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t = \min \left(\frac{d}{10} ; \frac{h}{35} ; \phi_l \right) = \min (12 ; 6 ; 10) = 6 \text{ mm}$$

Les armatures transversales seront réalisées par étriers de $\phi 8$ avec $A_t = 2HA8 =$

1,00cm².

L'espacement des armatures transversales est égale à : $S_t \leq \min\{0.9 d , 40\text{cm}\} = \min$

$$\{ 17.1, 40\text{cm} \} = 17 \text{ cm}$$

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

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

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4 \text{MPa} \rightarrow \frac{1 \cdot 400}{12 \cdot 15} = 2.22 > 0.4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

3. Ancrage des barres :

Longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} ; \tau_{su} = 0.6 \times \psi s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{1 \cdot 400}{4 \cdot 2.835} = 35.27 \text{ cm}^2$$

On prend : $L_s = 40\text{cm}$.

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égale à $L_c=0.4L_s$

$L_c= 0.4 \times 40=16\text{cm}$.

✚ Vérifications à l'ELU:

1) Condition de non fragilité : (Art A.4.2.2/BAEL 91 modifier 99[4])

a) En travée :

$$A_{min} = 0,23 b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 12 * 19 * \frac{2,1}{400} = 0,27 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,27 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

b) aux appuis :

$$A_{min} = 0,23 b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 12 * 19 * \frac{2,1}{400} = 0,27 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,27 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

2) Vérification de la contrainte tangentielle : (Art A.6.1.3/BAEL91 modifier 99[4])

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d} \leq \bar{\tau}_u = (0,2x \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa})$$

Avec : Tu effort tranchant maximal Tu = 15.23 KN

$$\tau_u = \frac{15,23 * 10^3}{120 * 190} = 0,667 \text{ MPA}$$

$\bar{\tau}_u = (0,2x \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa}) = \min (3,33\text{MPa} , 5\text{MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$.

$\tau_u = 0,667\text{MPa} < \tau_u = 3,3 \text{ MPA} \dots \dots$ **Condition vérifiée**

Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :

On doit vérifier la condition suivante : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$.

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi s \times f_{c28}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \cdot d \cdot \Sigma U_i} = \frac{15.23 \cdot 10^3}{0.9 \cdot 190 \cdot 62.8} = 1.41 \text{ MPA}$$

Σ : Somme des périmètres utiles des armatures d'appuis.

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \phi = 2 \times \pi \times 10 = 62.8 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = 1.41 \text{ MPA} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPA} \rightarrow \text{Donc pas de risque d'entraînement des barres.}$$

✚ Vérifications à l'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui leur sont associées sont :

- Etat limite de résistance de béton à la compression.
- Etat limite de déformation.
- Etat limite de l'ouverture des fissures.

Pour avoir les efforts internes à l'ELS, il suffit de multiplier les valeurs obtenues à l'ELU par le rapport :

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5.14}{7.18} = 0.715$$

Le tableau ci-dessous résume les résultats pour les 2 cas :

	Travée	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	M _t (KN.m)	T _i (KN)	T _{i+1} (KN)
TYPE 01	A-B	2.70	4.51	6.25	10.10	-9.13
	B-C	4.51	2.78	6.21	7.94	-8.98
	C-D	2.78	4.39	4.03	8.95	-7.97
	D-E	4.39	5.49	7.07	10.88	-10.36
	E-F	5.49	2.80	7.87	6.87	-9.30
	F-G	2.80	4.51	4.02	8.95	-7.92
	G-H	4.51	2.70	6.26	9.13	-10.10
TYPE 02	A-B	2.70	4.51	6.22	10.10	-9.13
	B-C	4.51	3.48	5.83	8.15	-8.78
	C-D	3.48	2.09	4.81	8.04	-8.88

Tableau III -1-6 Récapitulatif des efforts internes à l'ELS.

1) Etat limite d'ouverture des fissures : (Art. A.5.3, 2 /BAEL91) [4]

Dans notre cas, la fissuration est considérée non préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

2) Vérification de la résistance du béton à la compression :

a) En travée : $M_s = 7.87 \text{ KN.m}$

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

$$\beta_1 \text{ est en fonction de } \rho \rightarrow \rho = \frac{100 * A_{st}}{b_0 * d} = \frac{100 * 2.35}{12 * 19} = 1.034$$

$$\rho = 1.034 \rightarrow \beta_1 = 0.859$$

$$\sigma_{st} = \frac{7.87 * 1000}{0.859 * 19 * 2.35} = 205.19$$

$$\sigma_{st} = 205.19 \text{ MPa} \leq 348 \text{ MPa}$$

Il y'a lieu de vérifier si : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

- $= 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

- $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \quad \rho = 1.034 \rightarrow k_1 = 20.46$

$$\sigma_{bc} = \frac{205.19}{20.46} = 10.02$$

$\sigma_{bc} = 10.02 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$Condition vérifiée.

3) Etat limite de déformation (la flèche) :

D'après le BAEL91, si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{21}{414} = 0.050 > 0.044$condition vérifiée

- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_s^t}{10M_0} \rightarrow 0.050 < \frac{7.87}{10 * 6.99} = 0.11$condition non vérifiée

- $\frac{A}{b_0 * d} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow \frac{2.35}{12 * 19} = 0.010 > 0.009$condition non vérifiée

h : hauteur totale du plancher.

l : portée libre de la travée considérée.

M_s^t : Moment fléchissant max en travée.

M_0 : Moment isostatique de service $\rightarrow M_0 = q_s \times l^2 / 8 = 5.14 \times 3.3^2 / 8$ b_0 : largeur de la poutrelle.

f_e : limite élastique des armatures tendues.

A : section d'armatures tendues.

Les conditions ne sont pas vérifiées donc le calcul de la flèche est indispensable :

✚ **Calcul de la flèche : (Art. B6.5.2/ BAEL91) : [4]**

$$F = \frac{M_s \cdot l^2}{10 I_{fv} \cdot E_v} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différée = $3700 \sqrt{f_c} = 10818.86 \text{ MPa}$

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.

$$I_{fv} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \mu + \lambda v}$$

I_0 : Moment d'inertie totale de la section homogène.

Aire de la section homogénéisée : (n = 15)

$$B_0 = B + n A = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15 A_t$$

$$B_0 = 12 \times 25 + (65 - 12) \times 5 + 15 \times 2.35 = 600.25 \text{ cm}^2$$

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S_{/xx} = \frac{b_0 \cdot h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{/xx} = \frac{12 \cdot 25^2}{2} + (65 - 12) \frac{5^2}{2} + 15 \times 2.35 \times 19 = 3978.25 \text{ cm}^2$$

Calcul de V1 et V2 :

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{3978.25}{600.25} = 6.62 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 25 - 6.62 = 18.38 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (v_1^3 + v_2^3) + (b - b_0) \times h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(v_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15 \times A_s \times (v_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (6.62^3 + 18.38^3) + (65 - 12) \times 5 \left[\frac{5^2}{12} + \left(6.62 - \frac{5}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2.35 \times (18.38 - 2)^2$$

$$I_0 = 23507.57 \text{ cm}^4$$

Calcul de : ; I_{fv}

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} \times 100 = \frac{2.35}{12 \cdot 19} \times 100 = 1.03$$

$$\lambda = \frac{0.02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b} \right) \cdot \rho} = \frac{0.2 \cdot 2.1}{\left(2 + \frac{3 \cdot 12}{65} \right) \cdot 1.03} = 0.015$$

$$\mu = \max\left\{1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_s + f_{t28}} ; 0\right\} = \max\left\{1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.010 * 221.83 + 2.1} ; 0\right\} = 0.665$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \mu * \lambda_v} = \frac{1.1 * 23507.57}{1 + 0.665 * 0.015} = 25602.93 \text{ cm}^4$$

$$F = \frac{M_t^S * l^2}{10 * I_{fv} * E_v} = \frac{7.87 * 10^6 * 4140^2}{10 * 25602.93 * 10818.86 * 10^4} = 4.86 \text{ mm}$$

$$4.86 \text{ mm} \leq f = \frac{4140}{500} = 8.28 \text{ mm}$$

Récapitulatif :

En travées : **At = 3HA10 = 3.35 cm².**

Aux appuis : **Aa = 2HA10 = 1.57 cm².**

Armatures transversales : **2HA8 = 1cm²**

III-2 : DALLE PLEINE :

La dalle pleine est définie comme une plaque mince horizontale, cette dernière repose sur un ou plusieurs appuis

Lx : la plus petite dimension du panneau.

Ly : la plus grande dimension du panneau.

Types des dalles :

III-2-1 : Dalle sur 2 appuis :

$$L_x = 1.49 \text{ m}$$

$$L_y = 2.18 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.49}{2.18} = 0.68 > 0.4 \rightarrow \text{la dalle travaillent selon 2 sens}$$

$$G = 5.42 \text{ KN/m}^2 ; Q = 3,5 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \rightarrow q_u = 12.56 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_s = G + Q \rightarrow q_s = 8.92 \text{ KN/m}^2.$$

Pour une bonde de 1ML on a :

$$q_u = 12.56 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 8.92 \text{ KN/m}$$

A l'ELU :

$$\rho=0.68 \Rightarrow \mu_x=0.0707 \quad \text{et} \quad \mu_y=0.408$$

A l'ELS :

$$\rho=0.68 \Rightarrow \mu_x=0.0766 \quad \text{et} \quad \mu_y=0.563$$

A l'ELU :

$$M_0^x = \mu_x q_u * l_x^2 = 1.97 \text{KN/ml}$$

$$M_0^y = \mu_y * M_0^x = 0.80 \text{KN/ml}$$

A l'ELS :

$$M_0^x = \mu_x * q_s * l_x^2 = 1.51 \text{ KN/ml}$$

$$M_0^y = \mu_y * M_0^x = 0.85 \text{KN/ml}$$

Moment en travée :

ELU :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_0^x \\ M_t^y = 0.85 M_0^y \end{cases} \quad \begin{cases} M_t^x = 1.67 \text{KN.m} \\ M_t^y = 0.68 \text{KN.m} \end{cases}$$

ELS :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_0^x \\ M_t^y = 0.85 M_0^y \end{cases} \quad \begin{cases} M_t^x = 1.28 \text{KN.m} \\ M_t^y = 0.72 \text{KN.m} \end{cases}$$

Moment au niveau des appuis :

ELU :

$$M_a^x = M_a^y = -0.4 \quad m_0^x = -0.788 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$M_a^x = M_a^y = -0.4 \quad m_0^x = -0.604 \text{ KN.M}$$

Calcul de ferrailage :

Sens // l_x :

$$d = e - c = 18 \text{cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2.f_{bu}} = \frac{1.67 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.003 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0037$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.1797 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_t}{z \cdot f_{st}} = \frac{1.67 \cdot 10^{-3}}{0.1797 \cdot 348} = 0.267 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = 15 \text{ cm} \\ \rho > 0.4 \end{array} \right. \Rightarrow A_{tx}^{min} = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b \cdot e \Rightarrow A_{tx}^{min} = 1.392 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec : $f_e = 400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$A_{tx} < A_{tx}^{min}$ On ferraille avec A_{tx}^{min}

On adopte : **3HA10=2.36 cm²/ml**

Calcul de l'espacement :

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

$S_t \leq \min(45 ; 33\text{cm})$.

$S_t = 33\text{cm}$ *condition vérifiée.*

Sens // I_y :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.68 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.0014 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0018$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.1798 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_t}{z \cdot f_{st}} = \frac{0.68 \cdot 10^{-3}}{0.1798 \cdot 348} = 0.108 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$\{ e = 12 \text{ cm} \Rightarrow A_{ty}^{min} = \rho_0 \cdot b \cdot e \Rightarrow A_{tx}^{min} = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_{tx}^{min} > A_{tx}$ Condition non vérifiée

On adopte : **3HA10=2.36 cm²/ml**

Calcul de l'espacement :

$$S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} < \min(4e ; 45\text{cm})$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

En travée								
Sens	M _t (Kn.m)	μ _{bu}	α	Z(cm)	A ^{cal} (cm ²)	A ^{min} (cm ²)	A ^{adpt} (cm ²)	S _t (cm)
X	2.465	0.003	0.0037	0.1797	0.267	1.392	3HA10=2.36	33
Y	0.616	0.0014	0.0018	0.1798	0.108	1.2	3HA10=2.36	33
Aux appuis								
x et y	0.788	0.0017	0.0021	0.1798	0.125	1.54	3HA10=2.36	33

Tableau II-2-1 : Ferrailage de la dalle sur 2 appuis.

Vérification à L'ELU :

Vérification de cisaillement :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Leftrightarrow \tau_u = \frac{v}{b*d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$v_x = q_u \frac{l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 7.8 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{7.8 * 10^{-3}}{1 * 0.13} = 0.06 \text{ MPA}$$

τ_u = 0.06 < 1.167 MPA (Pas de rupture par cisaillement)

Vérification à l'ELS :

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \Leftrightarrow \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

- Sens //x :

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$b \frac{y^2}{2} + 15A_y - 15A_d = 0 \Leftrightarrow 50y^2 + 35.4y - 637.2 = 0$$

$$y = 3.23 \text{ cm}$$

✓ **Le moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = \frac{100}{3} 3.23^3 + 15 \cdot 2.36(18-3.23)^2$$

$$I = 8845.8 \text{ cm}^4$$

$$M_{ser} = 1.28 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = 0.46 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

En appuis :

$$\sigma_{bc} = 0.22 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

• **Sens //y :**

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A \cdot y - 15A \cdot d = 0 \Rightarrow 50y^2 + 35.4y - 637.2 = 0$$

$$y = 3.23 \text{ cm}$$

✓ **Le moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A (d-y)^2 \Rightarrow I = \frac{100}{3} 2.7^3 + 15 \cdot 2.36 (18-2.7)^2$$

$$I = 8845.8 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 0.26 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

✓ **Etat limite de fissuration :**

$$\sigma_{st} = 15 \sigma_{bc} \left(\frac{d-y}{y} \right) \leq \bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \rightarrow \text{fissuration nuisible}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = 201,64 \text{ MPa}$$

• **Sens//x :**

$$\sigma_{st} = 31.55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201 ; 64 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **Sens//y :**

$$\sigma_{st} = 17.83 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201 ; 64 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

En appuis :

$$\sigma_{st} = 15.09 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201 ; 64 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ **Etat de limite de déformation : (Vérification de la flèche).**

Sens//x :

$$\frac{e}{l_x} > \text{Max} \left[\frac{3}{80} ; \frac{M_t^x}{20 m_0^x} \right] \Rightarrow 0.1 > 0.017 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} < \frac{2}{f_e} \rightarrow 1.31 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- Sens//y :

$$\frac{e}{l_x} > \max \left[\frac{3}{80} ; \frac{M_t^y}{20m_0^y} \right] \Rightarrow 0.068 > 0.042 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} < \frac{2}{f_e} \rightarrow 1.31 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

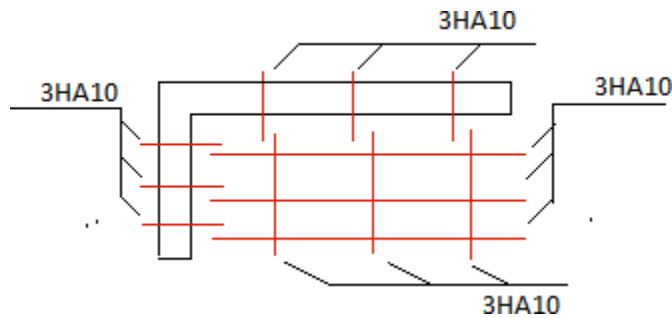


Figure III-2-1 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine à deux appuis.

III-2-2 : Dalle sur 4 appuis :

$$L_x = 2.05\text{m}$$

$$L_y = 2.92\text{m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.05}{2.92} = 0.70 > 0.4 \rightarrow \text{la dalle travaillent selon 2 sens}$$

$$G = 5.42 \text{ KN/m}^2 ; Q = 3,5 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \rightarrow q_u = 12.56 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_s = G + Q \rightarrow q_s = 8.92 \text{ KN/m}^2.$$

Pour une bonde de 1ML on a :

$$q_u = 12.56 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 8.92 \text{ KN/m}$$

A P E L U :

$$\rho = 0.70 \Rightarrow \mu_x = 0.0683 \quad \text{et} \quad \mu_y = 0.436$$

A L'ELS :

$$\rho=0.70 \Rightarrow \mu_x=0.0743 \quad \text{et} \quad \mu_y=0.585$$

A l'ELU :

$$M_0^x = \mu_x q_u * l_x^2 = 3.60 \text{KN/ml}$$

$$M_0^y = \mu_y * M_0^x = 1.57 \text{KN/ml}$$

A L'ELS:

$$M_0^x = \mu_x * q_s * l_x^2 = 2.78 \text{KN/ml}$$

$$M_0^y = \mu_y * M_0^x = 1.62 \text{KN/ml}$$

Moment en travée :

ELU :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_0^x \\ M_t^y = 0.85 M_0^y \end{cases} \quad \begin{cases} M_t^x = 3.06 \text{KN.m} \\ M_t^y = 1.33 \text{KN.m} \end{cases}$$

ELS :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_0^x \\ M_t^y = 0.85 M_0^y \end{cases} \quad \begin{cases} M_t^x = 2.36 \text{KN.m} \\ M_t^y = 1.13 \text{KN.m} \end{cases}$$

Moment au niveau des appuis :

ELU :

$$M_a^x = -0.3 m_0^x = -1.08 \text{KN.m}$$

$$M_a^y = -0.3 m_0^y = -0.47$$

ELS :

$$M_a^x = -0.3 m_0^x = -0.83 \text{KN.m}$$

$$M_a^y = -0.3 m_0^y = -0.48 \text{KN.m}$$

Calcul de ferrailage :

Sens // l_x :

$$d = e - c = 18 \text{cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{3.06 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.006 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0075$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.1794 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_t}{z \cdot f_{st}} = \frac{3.06 \cdot 10^{-3}}{0.1794 \cdot 348} = 1.3 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = 15 \text{ cm} \\ \rho > 0.4 \end{array} \right. \Rightarrow A_{tx}^{min} = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) \text{ b.e} \Rightarrow A_{tx}^{min} = 1.55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec : fe 400} \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$$

$A_{tx} < A_{tx}^{min}$ On ferraille avec A_{tx}^{min}

On adopte : **4HA8=2.01 cm²/ml**

Calcul de l'espacement :

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

$$S_t \leq \min (45 ; 33\text{cm}).$$

$S_t = 33\text{cm}$ condition vérifiée.

Sens // I_y :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1.33 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.0028 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0035$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.1797 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_t}{z \cdot f_{st}} = \frac{1.33 \cdot 10^{-3}}{0.1797 \cdot 348} = 0.22 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$\{ e = 12 \text{ cm} \Rightarrow A_{ty}^{min} = \rho_0 \cdot \text{b.e} \Rightarrow A_{tx}^{min} = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_{tx}^{min} > A_{tx}$ condition non vérifiée

On adopte : **4HA8=2.01 cm²/ml**

Calcul de l'espacement :

$$S_t = 25 \text{ cm} < \min(3e ; 33 \text{ cm})$$

En appuis :

$$\mu_{bu} = 0.0023 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0028$$

$$Z = d (1 - 0.4 * \alpha) = 0.1797 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_t}{z * f_{st}} = 0.17 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$\{e = 12 \text{ cm} \Rightarrow A_{ty}^{min} = \rho_0 \cdot b \cdot e \Rightarrow A_{tx}^{min} = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{tx}^{min} > A_{tx} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée}$$

On adopte : **4HA8=2.01 cm²/ml**

Calcul de l'espacement :

$$S_t = 25 \text{ cm} < \min(3e ; 33 \text{ cm})$$

Vérification à L'ELU :

Vérification de cisaillement :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \Rightarrow \tau_u = \frac{v}{b * d} \leq \overline{\tau_u} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$v_x = q_u \frac{l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 7.09 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{7.09 * 10^{-3}}{1 * 0.18} = 0.04 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.04 < 1.167 \text{ MPA} \dots \dots \dots (\text{Pas de rupture par cisaillement})$$

Vérification à l'ELS :

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

Sens //x :

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$b\frac{y^2}{2} + 15A \cdot y - 15A \cdot d = 0 \Rightarrow 50y^2 + 30.15y - 542.7 = 0$$

$$Y = 3 \text{ cm}$$

✓ **Le moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A (d-y)^2 \Rightarrow I = \frac{100}{3} 3^3 + 15 \cdot 2.36 (18-3)^2$$

$$I = 8865 \text{ cm}^4$$

$$M_{ser} = 2.36 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{bc} = 0.80 \text{ MPA} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Sens //y :

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$b\frac{y^2}{2} + 15A \cdot y - 15A \cdot d = 0 \Rightarrow 50y^2 + 30.15y - 542.7 = 0$$

$$Y = 3 \text{ cm}$$

✓ **Le moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A (d-y)^2 \Rightarrow I = \frac{100}{3} 3^3 + 15 \cdot 2.36 (18-3)^2$$

$$I = 8865 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 0.38 \text{ MPA} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

En appuis :

Position e l'axe neutre :

$$Y = 3 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie :

$$I = 8856 \text{ cm}^4$$

$$\text{Sens // Lx : } \sigma_{bc} = 0.28 \text{ MPA} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{Sens // Ly : } \sigma_{bc} = 0.16 \text{ MPA} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

✓ **Etat limite de fissuration :**

$$\sigma_{st} = 15\sigma_{bc} \left(\frac{d-y}{y}\right) \leq \overline{\sigma_{st}} = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \rightarrow \text{fissuration nuisible}$$

$$\text{Avec : } \overline{\sigma_{st}} = 201,64 \text{ MPa}$$

Sens//x :

$$\sigma_{st} = 60 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201 ; 64 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Sens//y :

$$\sigma_{st} = 28.5 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201 ; 64 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

En appuis :

$$\text{Sens //x} : \sigma_{st} = 21 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201 ; 64 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Sens//y} : \sigma_{st} = 12 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201 ; 64 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ **Etat de limite de déformation : (Vérification de la flèche)**

Sens//x :

$$\frac{e}{l_x} > \text{Max} \left[\frac{3}{80} ; \frac{M_t^x}{20m_0^x} \right] \Rightarrow 0.073 > 0.017 \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} < \frac{2}{f_e} \rightarrow 1.11 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \dots \text{condition vérifiée.}$$

Sens//y :

$$\frac{e}{l_x} > \text{Max} \left[\frac{3}{80} ; \frac{M_t^y}{20m_0^y} \right] \Rightarrow 0.051 > 0.0375 \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} < \frac{2}{f_e} \rightarrow 1.11 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \dots \text{condition vérifiée.}$$

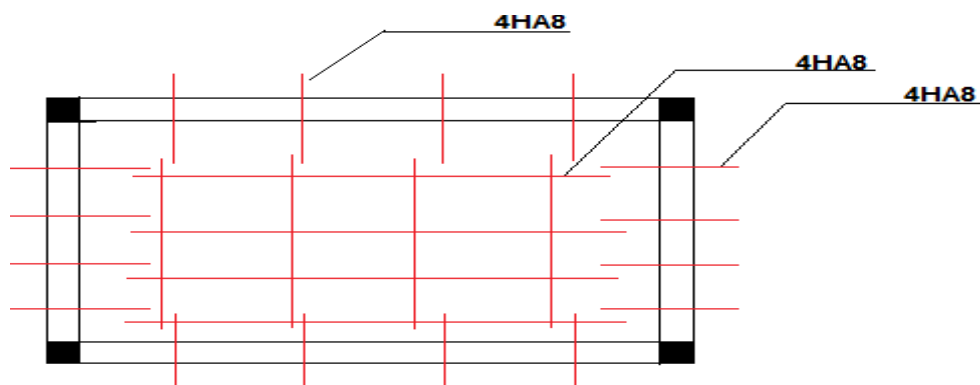


Figure III-2-2 : Schéma de ferrailage de la dalle sur quatre appuis.

III-3 : L'ACROTÈRE

Après avoir pré-dimensionné les éléments de contreventement, on passera au dimensionnement des éléments tels que les planchers, les escaliers et l'acrotère.

III-3-1 : Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale. Il est soumis à la flexion composée due à :

- Un effort normal dû à son poids propre (G).
- Un moment dû à la surcharge (Q).

Il a pour rôle de :

- Protection d'étanchéité.
- Servant comme garde-corps.
- Entretien des façades

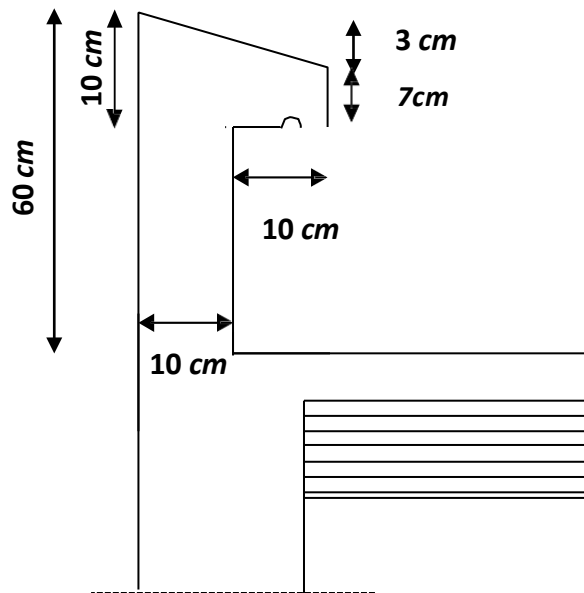


Figure III-3-1 : Coupe verticale de l'acrotère.

- Schéma statique de l'acrotère :

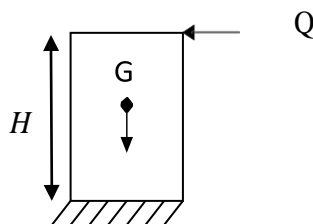


Figure III-3-2 : Schéma statique de l'acrotère.

III-3-1-1 : calcul des sollicitations :

1) Evaluation des charges :

- Poids propre de l'acrotère

$$G_{acr} = S_{acr} \times \rho_{beton} \times 1m$$

Avec :

S_{acr} : Section transversal de l'acrotère.

$\rho_{bé}$: Masse volumique du béton = 25 kN/m^3

$$G = [(0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1) + (0.03 \times \frac{0.1}{2})] \times 25 = 1.713 \text{ KN/ml}$$

- Surcharge d'exploitation

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

2) Les sollicitations

- Effort normal dû au poids propre G
 $N_G = G \times 1ml = 1.713 \times 1 = 1.713 \text{ KN}$
- Effort tranchant dû à la surcharge Q
 $T_Q = Q \times 1ml = 1 \text{ KN}$
- Moment de renversement dû à Q
 $M_Q = Q \times H \times 1ml = 1 \times 0.6 \times 1 = 0.6 \text{ KN.m}$
- Moment de flexion dû à G
 $M_G = 0$

3) Diagrammes des efforts internes

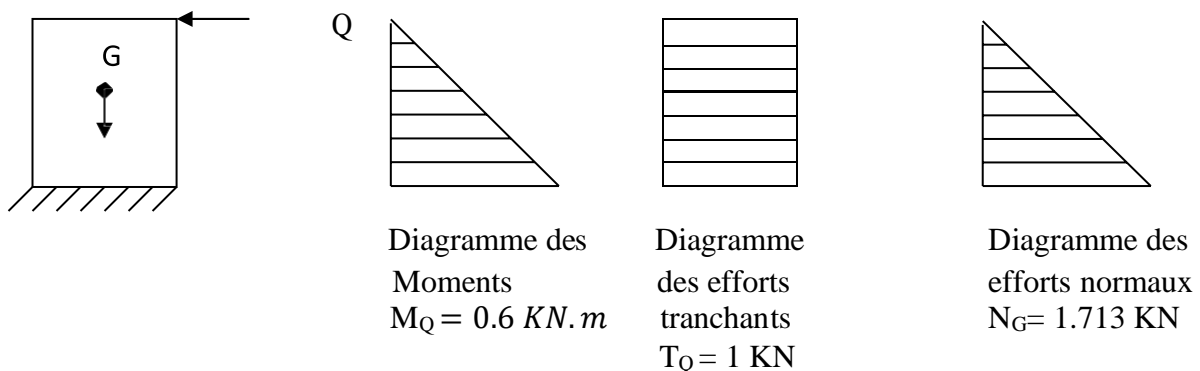


Figure III-3-3 : Diagrammes des efforts internes.

III-3-1-2 : Combinaison de charge :

- À l'ELU : La combinaison est : $1.35G+1.5Q$

$$N_U = 1.35N_G = 1.35 \times 1.713 = 2.31 \text{ KN}$$

$$M_U = 1.35M_G = 1.35 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$$

$$T_U = 1.5T_Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

- À l'ELS : La combinaison est : $G + Q$

$$N_S = N_G = 1.713 \text{ KN}$$

$$M_S = M_Q = 0.6 \text{ KN.m}$$

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

III-3-1-3 : Ferrailage de l'acrotère :

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire. Pour le calcul, on considère une section rectangulaire ($b \times h$) cm^2 soumise à un effort normal « N » et un moment de renversement « M ». Le calcul se fera à l'ELU puis vérifié à l'ELS

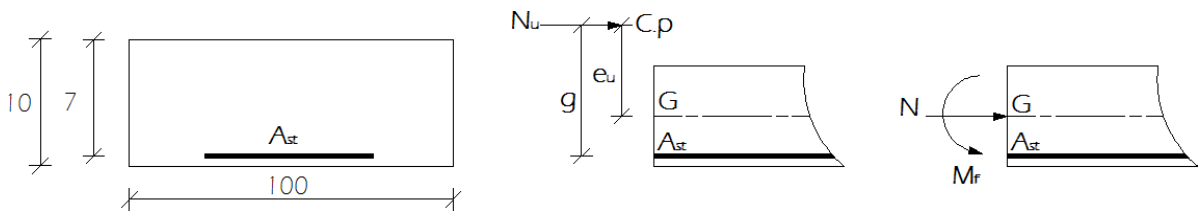


Figure III-3-4 : Schéma de calcul de l'acrotère.

h : Epaisseur de la section : 10 cm

b : largeur de la section : 100 cm

c et c' : Enrobage : 2 cm

d = h – c : Hauteur utile : 7 cm

1) Calcul des armatures à l'ELU :

- **Position de l'excentricité (centre de pression) à l'ELU**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.31} = 0.3896 \text{ m} = 38.96 \text{ cm}$$

$$a = \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

➔ $e_u > a$

a : la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité des armatures tendus.

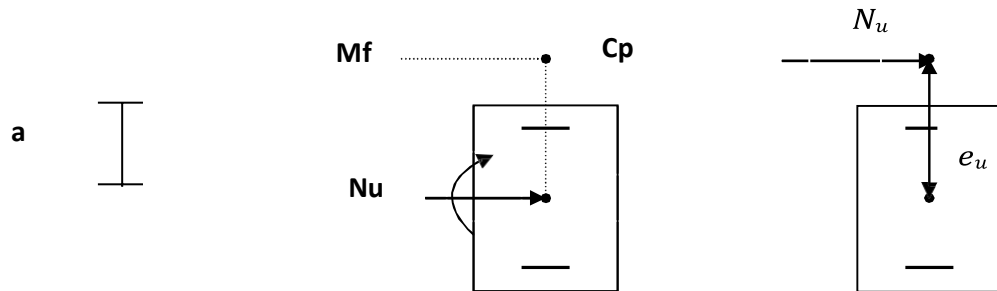


Figure III-3-5 : position du centre de pression.

Remarque :

Le centre de pression (*cp*) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Avec :

M_u : Moment du a la compression

N_u : Effort de compression

e_u : L'excentricité

Donc, l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif (M_f), puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

- **Calcul en flexion simple**

- **Moment fictif**

$$M_f = + (0.5 h - c) = 0.9 + 2.31(0.5 \times 0.1 - 0.03) = 0.946 \text{ kN.m}$$

- **Moment réduit**

$$\mu_u = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.946 \times 10^5}{10 \times 7^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.0136$$

$$\mu_u = 0.0136 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA} \ll \text{Section simplement armée donc } A_{sc} = 0 \gg$$

$$\mu_u = 0.0135 \rightarrow \beta = 0.993$$

- **Armatures fictives**

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0.946 \times 10^5}{0.993 \times 7 \times 348 \times 10} \approx 0.39 \text{ cm}^2$$

• Calcul en flexion composée

➤ La section des armatures réelles

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.39 - \frac{2.31}{34.8} = 0.32 \text{ cm}^2$$

2) Vérification à l'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité du béton (BAEL 91/Art. A.4.2.1) [4]

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \quad (\text{pratiques du BAEL, P 199}) [4]$$

Avec : $e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6 \times 10^2}{1.713} = 35.02 \text{ cm}$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 7 \times 2.1}{400} \times \frac{35.2 - 0.455 \times 7}{35.2 - 0.185 \times 7} = 0.798 \text{ cm}^2$$

$A_{min} = 0.798 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ ELU}} = 0.32 \text{ cm}^2$. La condition n'est pas vérifiée.

La section d'armatures donnée pas la condition de non fragilité est supérieure à celle calculée à l'ELU, donc c'est la section imposée par cette condition qui sera prise en compte, par conséquent :

$A_{st} = A_{min} = 0.798 \text{ cm}^2$. Soit : $A_{adopté} = 5 \text{ HA } 8 = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

➤ Armatures de répartition

Selon l'article (A.8.2, 41 du BAEL 91) [4], Si les charges appliquées comprennent des efforts concentrés (Cas de l'acrotère) les armatures de répartition sont au moins égales à :

$A_r \geq 1/3 A_{adoptée} = 0.84 \text{ cm}^2$. Soit : $4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

b) Vérification au cisaillement (BAEL 91/ Art A.5.1 ,211) [4]

La fissuration est préjudiciable, d'où :

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.0214 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.0214 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement. Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Vérification de l'adhérence des barres (BAEL91/Art 6.1.3) [4]

$$\tau_{es} = \frac{T_u}{0.9 \times d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{es}$$

$$\bar{\tau}_{es} = \Psi_s \times f_{t28} \quad \text{Avec : aciers haute adhérence} \rightarrow \Psi_s = 1.5 \times 2.1$$

$$\bar{\tau}_{es} = 3.15 \text{ MPa.}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varphi = 5 \times 3.14 \times 0.8 = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{es} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 125.6} = 0.19 \text{ MPa}$$

$$\tau_{es} = 0.19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{es} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

d) Ancrage des barres (BAEL 91/ Art 6.1 ,221) [4]

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, la longueur de scellement droite l_s est égale à :

$$l_s = 35\varphi = 35 \times 0.8 = 28 \text{ cm.}$$

Une valeur plus précise est donnée par l'expression suivante :

$$l_s \equiv \varphi \frac{f_e}{4\tau_{su}} = \varphi \frac{f_e}{4 \times (0.6 \times f_{t28} \times \Psi_s^2)} = 8 \frac{400}{4 \times (0.6 \times 2.1 \times 1.5^2)} = 28.2 \text{ cm}$$

Donc le scellement droite est prise égale à : $l_s = 30 \text{ cm.}$ de longueur

e) Espacements des barres (BAEL 91 / Art. A.8.2, 42) [4]

Pour des charges concentrées :

Armatures principales : $S_t = 20 \text{ cm} = \min(2h ; 25 \text{ cm}) = 20 \text{ cm.}$ La condition est vérifiée.

Armatures de répartition : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm.}$ La condition est vérifiée.

2) Vérification des contraintes à l'ELS :

L'acrotère est un élément exposé aux agents atmosphériques (intempéries ...). La fissuration est donc considérée préjudiciable.

Contraintes dans les aciers :

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \leq \min \left\{ \frac{2}{4} \times 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} \leq \min \{266.66; 201.63\}$$

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

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

Avec : $\rho = \frac{100A}{b \times d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 7} = 0.360$

Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0.360$: $\beta_1 = 0.907$; $K_1 = 38.76$.

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10^6}{0.907 \times 70 \times 2.51 \times 10^2} = 37.65 \text{ MPa}$$

$$37.65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée. Donc la section est justifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures.

Contraintes dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{37.65}{38.76} = 0.97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.97 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \quad \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Conclusion :

Le ferrailage retenu pour l'acrotère est le suivant :

. Armatures principales : 5 HA 8/ml ($S_t = 20 \text{ cm}$).

. Armatures de répartition : 4 HA 8 ($S_t = 20 \text{ cm}$).

Plan de ferrailage de l'acrotère :

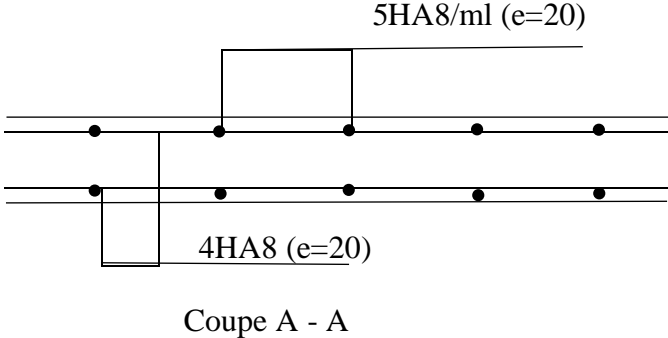
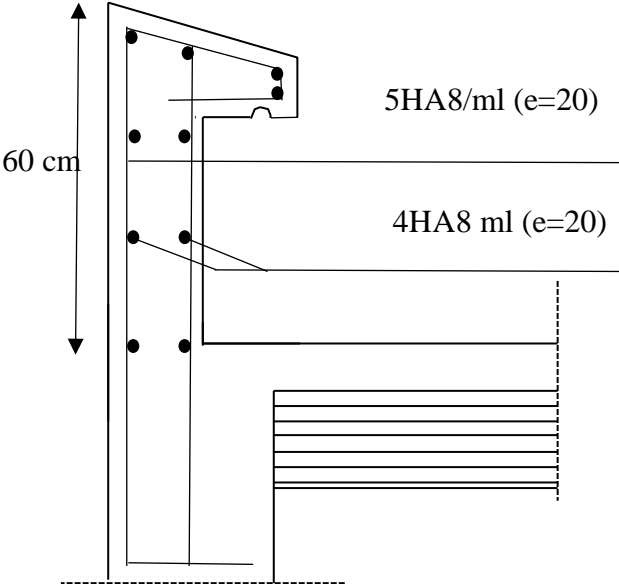


Figure III-3-6 : ferrailage de l'acrotère

III-4 : Les Escaliers

Les escaliers sont des éléments constitués d'une suite régulière de marches, permettant le passage d'un niveau à un autre, ils sont réalisés en béton armé, coulés sur place.

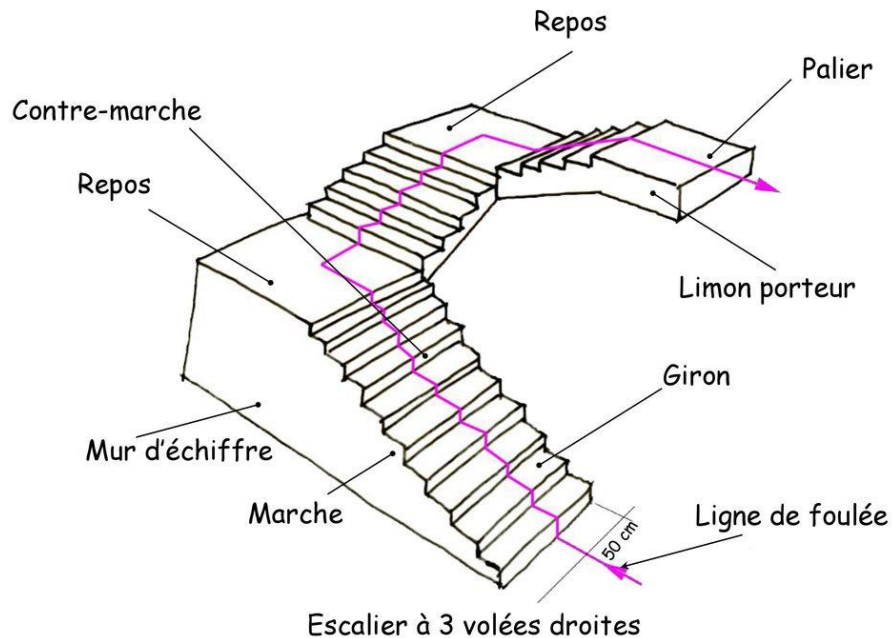


Figure III-4-1: Illustration d'un escalier à 3 volées

Les différents éléments constituant un escalier sont :

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc....
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches.
- **Hauteur de contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes varies de 13 à 17 cm.
- **L'emmarchement** : distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches consécutives.
- **La montée** : correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.
- **La volée** : partie d'escaliers comportant une suite ininterrompue de marches égales situées entre deux paliers successifs.
- **Un palier** : est une plate-forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et ou à chaque étage.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contremarches.

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

- ❖ La hauteur h des contremarches entre 14 et 18 cm.
- ❖ La largeur g (giron) entre 25 et 32 cm.
- ❖ La formule empirique de **BLONDEL** : $60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$.

Avec : $h = H/n$ et : $g = L/n - 1$

$n - 1$: nombre de marche ; L : longueur de la volée

n : nombre contre marche ; H : la hauteur de la volée.

III-4-1 : Dimension d'un escalier a trois volets :

La réalisation d'un escalier, nécessite de faire quelques calculs précis avant de se lancer dans la construction. Pour cela on utilise généralement la loi de **BLANDEL** qui permet de concevoir un escalier où l'on se déplace de façon confortable.

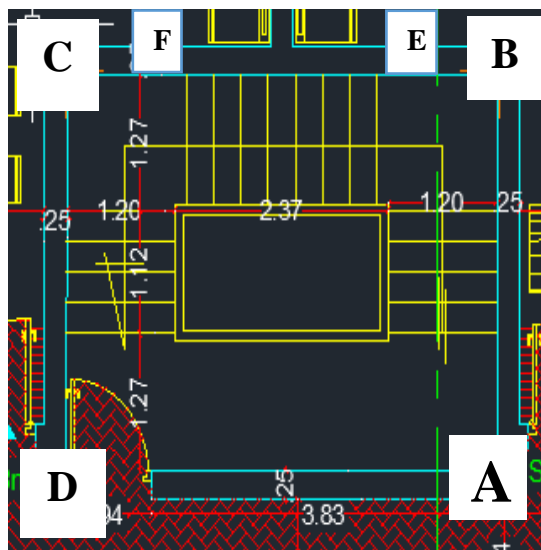


Figure III-4-2: vue en plan des escaliers.

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

- Le nombre des marches (n).
- La hauteur de la marche (h), le giron(g).

- L'épaisseur de la paillasse (e).

III-4-1-1 : Première volée :

I. Etude de la paillasse1 :

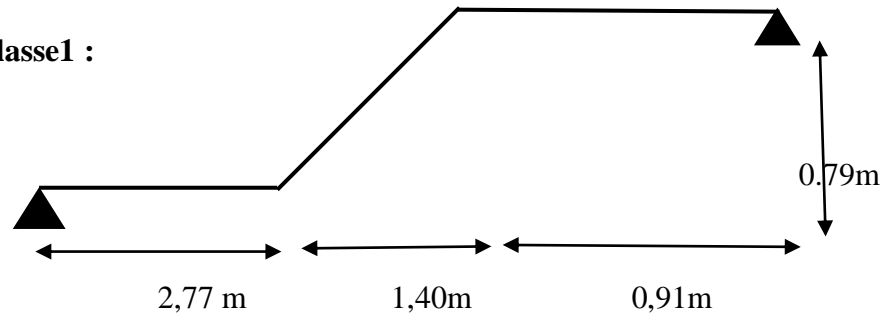


Figure III-4-3 : Schéma statique des escaliers

Remarque :

Pour que l'escalier soit confortable, on prend la hauteur des contres marches : **h=17cm**

A. nombre de contre marche n :

$$n = \frac{H}{h} \quad ; \text{ tel que : } H = \frac{H}{2} = \frac{306}{2} = 153\text{cm avec } H : \text{ hauteur d'étage}$$

$$n = \frac{153}{17} = 9 \quad \longrightarrow \quad 9 \text{ contre marches.}$$

B. Nombre de marche m :

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

C) Le giron g :

On a : $22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$ on prend : $g=28\text{cm}$

• Vérification de la relation de BLONDEL

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

$$59\text{cm} \leq 28 + (2 \times 17) \leq 66\text{cm}$$

$$59\text{cm} \leq 62 \leq 66\text{cm}$$

La relation de **BLONDEL** est vérifiée, donc l'escalier est confortable.

C. Dimensionnement de la paillasse :

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

$$\frac{L'}{30} \leq e_p \leq \frac{L'}{20}$$

- **Angle d'inclinaison :**

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{l_1} = \frac{79}{140} = 0,56428 \Rightarrow \alpha = 29,435^\circ$$

$$L_0 = \frac{140}{\cos \alpha} = \frac{140}{\cos 29,435^\circ} = 160,75$$

$$L' = L_1 + L_2 + L_3$$

$$L' = 2,77 + 1,40 + 0,91$$

$$L' = 5,08 \text{ m}$$

- **Epaisseur de la paillasse :**

$$\frac{L'}{30} \leq e_p \leq \frac{L'}{20}$$

$$\frac{508}{30} \leq e_p \leq \frac{508}{20}$$

$$16,93 \leq e_p \leq 25,4$$

- on adopte pour $e_p = 20 \text{ cm}$

- D. Epaisseur du palier :**

$$\frac{L_1}{30} \leq e_p \leq \frac{L_1}{20} \quad \longrightarrow \quad \frac{277}{30} \leq e_p \leq \frac{277}{20} \quad \longrightarrow \quad 9,23 \text{ cm} \leq e_p \leq 13,85 \text{ cm}$$

- on adopte pour $e_p = 15 \text{ cm}$

Détermination des charges permanente et surcharges :

- Charges permanentes :**

Paillasse :

$$\text{Poids propre de la paillasse : } \frac{25 \times 0,2}{(\cos 29,435^\circ)} = 5,74 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids de marches : } 25 \times \frac{0,17}{2} \times 1 \text{ m} = 2,12 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{paillasse}} = 7,86 \text{ KN/ml}$$

Poids de revêtements :

- Carrelage : $0,02 \times 20 \times 1m = 0,40 \text{ KN/ml}$
- Mortier : $0,02 \times 20 \times 1m = 0,40 \text{ KN/ml}$
- Poids de garde de corps + enduit = $1,3 \text{ KN/ml}$
- Couche de sable : $19 \times 0,02 \times 1m = 0,38 \text{ KN/ml}$

$$\text{Totale de } G_{\text{paillasse}} = 10,34 \text{ KN/ml}$$

Palier :

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

Poids de revêtement :

- Carrelage : $0,02 \times 20 \times 1m = 0,40 \text{ KN/ml}$
- Mortier : $0,02 \times 20 \times 1m = 0,40 \text{ KN/ml}$
- Enduit : $20 \times 0,02 \times 1m = 0,40 \text{ KN/ml}$
- Couche de sable : $19 \times 0,02 \times 1m = 0,38 \text{ KN/ml}$

$$\text{Totale de } G_{\text{palier}} = 5,33 \text{ KN/ml}$$

2. Charges d'exploitation :

La charge d'exploitation des escaliers est définie à partir des prescriptions du DTR qui est la même pour la paillasse et le palier :

$$Q = 2,5 \times 1m = 2,5 \text{ KN/ml}$$

Combinaisons de charges :

1. Etat limite ultime : ELU

$$q_{u \text{ paillasse}} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 10,34 + 1,5 \times 2,5 = 17,709 \text{ KN/ml}$$

$$q_{u \text{ palier}} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,33 + 1,5 \times 2,5 = 10,945 \text{ KN/ml}$$

2. Etat limite de service : ELS

$$q_{s \text{ paillasse}} = G + Q = 10,34 + 2,5 = 12,84 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s \text{ palier}} = G + Q = 5,33 + 2,5 = 7,83 \text{ KN/ml}$$

Efforts internes :

Etat limite ultime :

- Calcul des réactions d'appuis :

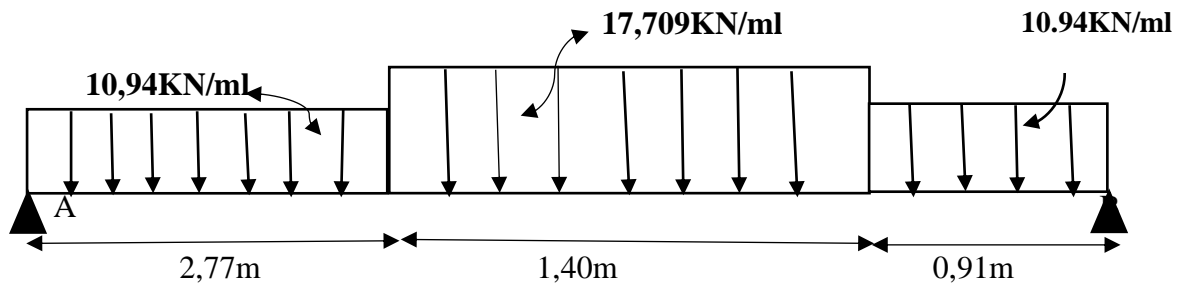


Figure III-4-4 : schéma statique de l'escalier à l'ELU

Efforts internes :

La poutre est isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les efforts tranchants et les moments fléchissant.

Etat limite ultime :

- Calcul des réactions d'appuis :

$$\Sigma F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 10,94 \times 2,77 + 17,709 \times 1,40 + 10,94 \times 0,91$$

$$R_A + R_B = 65,051 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0 \Rightarrow 10,94 \times \left(2,77 \times \frac{2,77}{2}\right) + 17,709 \times 1,40 \left(\frac{1,40}{2} + 2,77\right) + 10,94 \times 0,91 \left(\frac{0,91}{2} + 2,77 + 1,4\right) - R_B \times 5,08$$

$$\Sigma M/A = 128 + 46 - 5,08R_B = 0 \Rightarrow R_B = 34,251 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 65,051 \Rightarrow R_A = 65,051 - R_B = 65,051 - 34,251 = 30,8 \text{ KN}$$

$$R_A = 30,8 \text{ KN}$$

Effort tranchant et moment fléchissant :

✓ **Trançon1 : $0 \leq x \leq 2,77 \text{ m}$**

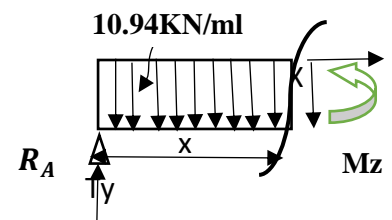
$$T_y(x) = 10,94x - 30,8$$

$$T_y(0) = -30,80 \text{ KN}$$

$$T_y(2,77) = -0,4962 \text{ KN}$$

$$M_z(x) = -10,94x \cdot \frac{x}{2} - 30,8x \Rightarrow M_z(0) = 0$$

$$M_z(2,77) = -43,34 \text{ KN.m}$$



✓ **Trançon2 : $2,77m \leq x \leq 4,17m$**

$$T_y(x) = R_A - 10,94 \times 2,77 - 17,709(x - 2,77)$$

$$T_y(x) = -17,709x + 19,24$$

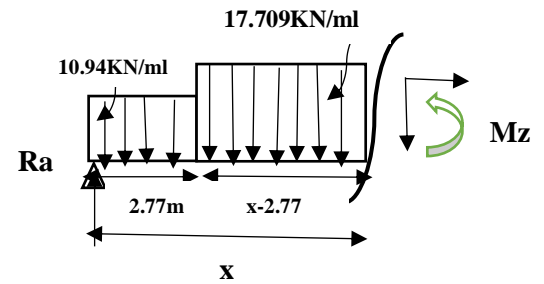
$$T_y(2,77) = 0,493KN$$

$$T_y(4,17) = -24,29KN$$

$$M_z(x) = 8,85x^2 - 49,547x + 2,94$$

$$M_z(2,77) = -43,34KN.m$$

$$M_z(4,17) = 35,70KN.m$$



✓ **Trançon3 : $0 \leq x \leq 0,91m$**

$$T_y(x) = 10,94x - 34,25$$

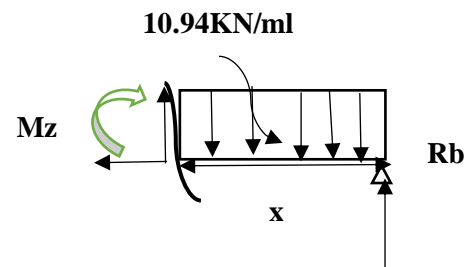
$$T_y(0) = -34,25KN$$

$$T_y(0,91) = -24,294KN$$

$$M_z(x) = 5,47x^2 + 34,25x$$

$$M_z(0) = 0$$

$$M_z(0,91) = 35,70KN.m$$



Le moment max et l'effort tranchant max sont :

$$M_{max} = 35,70KN.m$$

$$V_{max} = 34,25KN$$

- **Remarque** : afin de tenir compte des encastremements partiels aux extrémités, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement :

➔ Donc : En Travée : $M_t = 0,85 \times M_{max} = 30,345KN.m$

Aux appuis : $M_a = -0,3 \times M_{max} = -10,71KN.m$

✚ Diagramme des efforts internes :

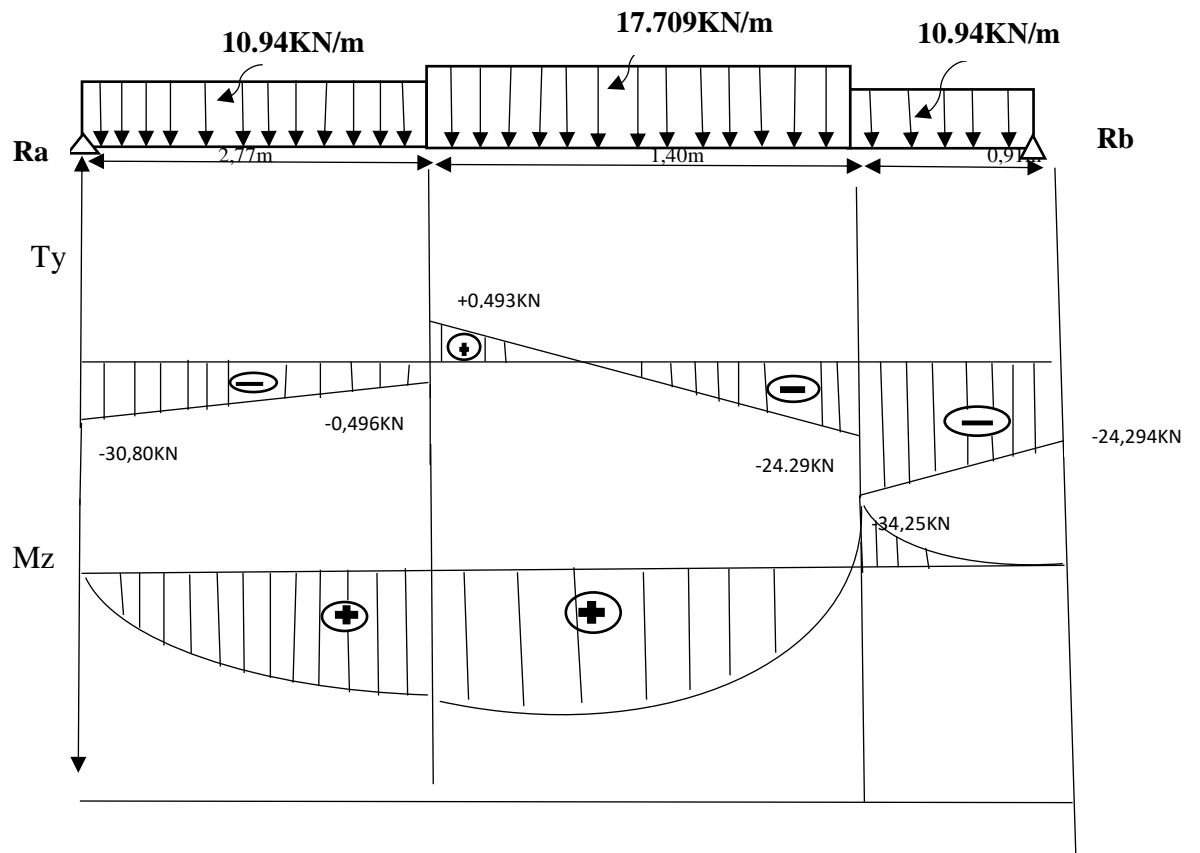


Figure III-4-5 : diagramme des efforts internes et moments fléchissant à l'ELU

Ferraillage des escaliers :

Le ferraillage se fera pour une bande d'un mètre en flexion simple pour une sollicitation maximale à l'ELU, et la vérification se fera à l'ELS.

1. Ferraillage a l'ELU :

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de largeur de ($b=1m$) et d'épaisseur ($ep=15cm$).

$$b = 100cm; h = 20cm; c = 2cm; d = 18cm; f_{c28} = 25MPa; f_{bu} = 14,2MPa; f_e = 400MPa$$

a) Aux appuis : $M_a = 10,71KN.m$

✓ **Armatures principale :**

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10,71 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,023 < \mu_l = 0,392$$

H=20cm

⇒ *section simplement armée(SSA).*

$$\mu_a = 0,023 \Rightarrow \beta = 0,867$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{10,71 \times 10^3}{0,867 \times 18 \times 348} = 1,97cm^2$$

On opte pour : **3HA12** ($A_a = 3,39cm^2$) avec un espacement de $S_t = 25cm$

✓ **Armature de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3,39}{4} = 0,8475cm^2$$

On opte pour : **4HA8** ($A_{rt} = 2,01cm^2$) avec un espacement $S_t = 25cm$

b) En travée : $M_t = 30,345KN.m$

✓ **Armature principales :**

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{30,345 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,066 < \mu_l = 0,392$$

⇒ *Section simplement armée (SSA).*

$$\mu_t = 0,066 \Rightarrow \beta = 0,966.$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{30,345 \times 10^3}{0,966 \times 18 \times 348} = 5,01 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA14** ($A_t = 6,16 \text{ cm}^2$) avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

✓ **Armature de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6,16}{4} = 1,54 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA10** ($A_t = 3,14 \text{ cm}^2$) avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité : (BEAL 91, Art. A.4.2.1). [4]**

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis :** $A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,17 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**
- **En travée :** $A_t = 6,16 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,17 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

- **Vérifications des espacements :**

➤ **Armature principal :**

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

- **Aux appuis :** $S_{t \text{ adopté}} = 25 \text{ cm} < S_t = 33 \text{ cm} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**
- **En travée :** $S_{t \text{ adopté}} = 25 \text{ cm} < S_t = 33 \text{ cm} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

➤ **Armature de répartition :**

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

- **Aux appuis :** $S_{t \text{ adopté}} = 25 \text{ cm} < S_t = 45 \text{ cm} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**
- **En travée :** $S_{t \text{ adopté}} = 25 \text{ cm} < S_t = 45 \text{ cm} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

- **Efforts tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2).**

L'escalier est à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible.

On : $T_u = 34,25 \text{ KN.m}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{34,25 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,19MPa$$

$$\tau_u = 0,19MPa < \bar{\tau}_u = 3,33MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Ancrage des armatures :**

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \text{ avec: } u = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835MPa$$

$$\text{Pour: } \phi = 12mm \leftrightarrow L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32cm \rightarrow L_s = 45cm$$

La longueur mesurée hors crochets est au moins égale **0,4L_s** pour les aciers **HA**.

$$L_{ad} = 0,4L_s = 0,4 \times 45 = 18cm$$

- **Vérification de l'adhérence des d'entraînement des barres:**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 3,15MPa$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot \Sigma U_i}$$

$$\text{Avec: } \Sigma U_i = n \times \pi \times \phi = 6 \times \pi \times 12 = 226,08mm$$

$$\tau_{se} = \frac{34,25 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 226,08} = 0,935MPa$$

$$\tau_{se} = 0,935MPa < \bar{\tau}_{se} = 3,15MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Calcul des efforts interne à l'ELS :**

$$q_{s \text{ paillasse}} = 12,84 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s \text{ palier}} = 7,83 \text{ KN/ml}$$

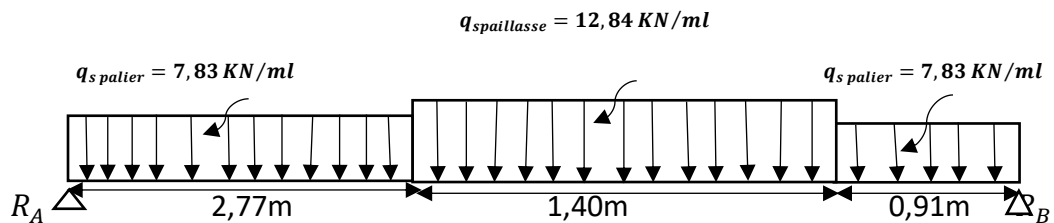


Figure III-4-6 : Schéma statique de l'escalier à l'ELS.

$$\Sigma F = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = 7,83 \times 7,83 + 12,84 \times 1,4 + 7,83 \times 0,91$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 46,80 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0 \Leftrightarrow \left(7,83 \times 2,25 \times \frac{2,25}{2}\right) + \left(12,84 \times 1,4 \times \left(\frac{1,4}{2} + 2,77\right)\right) + (7,83 \times 0,91 \times \left(\frac{0,91}{2} + 2,77 + 1,4\right)) - R_B \times 5,08.$$

$$\Sigma M/A = 115,15 - 5,08R_B \Rightarrow R_B = 22,66 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_A = 24,13 \text{ KN}$$

Effort tranchant et moment fléchissant :

✓ **Trançon1 : $0 \leq x \leq 2,77 \text{ m}$**

$$T_y(x) = 7,83x - 24,13$$

$$T_y(0) = -24,13 \text{ KN}$$

$$T_y(2,77) = -2,44 \text{ KN}$$

$$M_z(x) = 7,83 \frac{x^2}{2} + 24,13x \Rightarrow M_z(0) = 0.$$

$$M_z(2,77 \text{ m}) = 36,80 \text{ KN.m}$$

✓ **Trançon2 : $2,77 \text{ m} \leq x \leq 4,17 \text{ m}$**

$$T_y(x) = R_A - 7,83 \times 2,77 - 12,84(x - 2,77)$$

$$T_y(x) = -12,84x + 38$$

$$T_y(2,77) = -2,433 \text{ KN}$$

$$T_y(4,17) = -15,54 \text{ KN}$$

$$M_z(x) = 6,42x^2 - 38,001x + 19,21$$

$$M_z(2,77) = 36,80 \text{ KN.m}$$

$$M_z(4,17) = -29,61 \text{ KN.m}$$

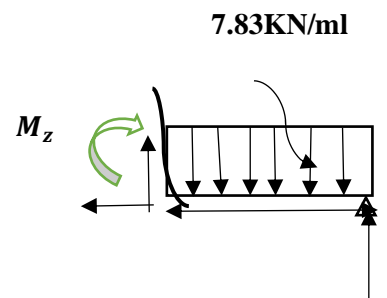
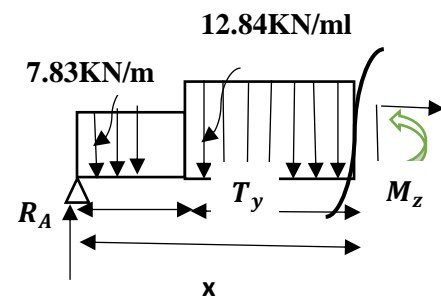
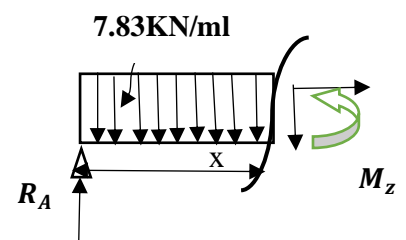
Trançon3 : $0 \leq x \leq 0,91 \text{ m}$

$$T_y(x) = 7,83x - 22,66$$

$$T_y(0) = -22,66 \text{ KN}$$

$$T_y(0,91) = -15,53 \text{ KN}$$

$$M_z(x) = 3,91x^2 + 22,66x - 29,61$$



$$M_z(0) = -29.61KN.m$$

$$M_z(0,91) = -5.75KN.m$$

Le moment max et l'effort tranchant max sont :

$$M_{max} = 36,80KN.m$$

$$V_{max} = 24,13KN$$

Remarque : afin de tenir compte des encastremets partiels aux extrémités, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement :

$$\rightarrow \text{Donc : En Travée : } M_t = 0,85 \times M_{max} = 31,128KN.m$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0,3 \times M_{max} = -11,04KN.m$$

✚ Diagramme des efforts internes à l'ELS :

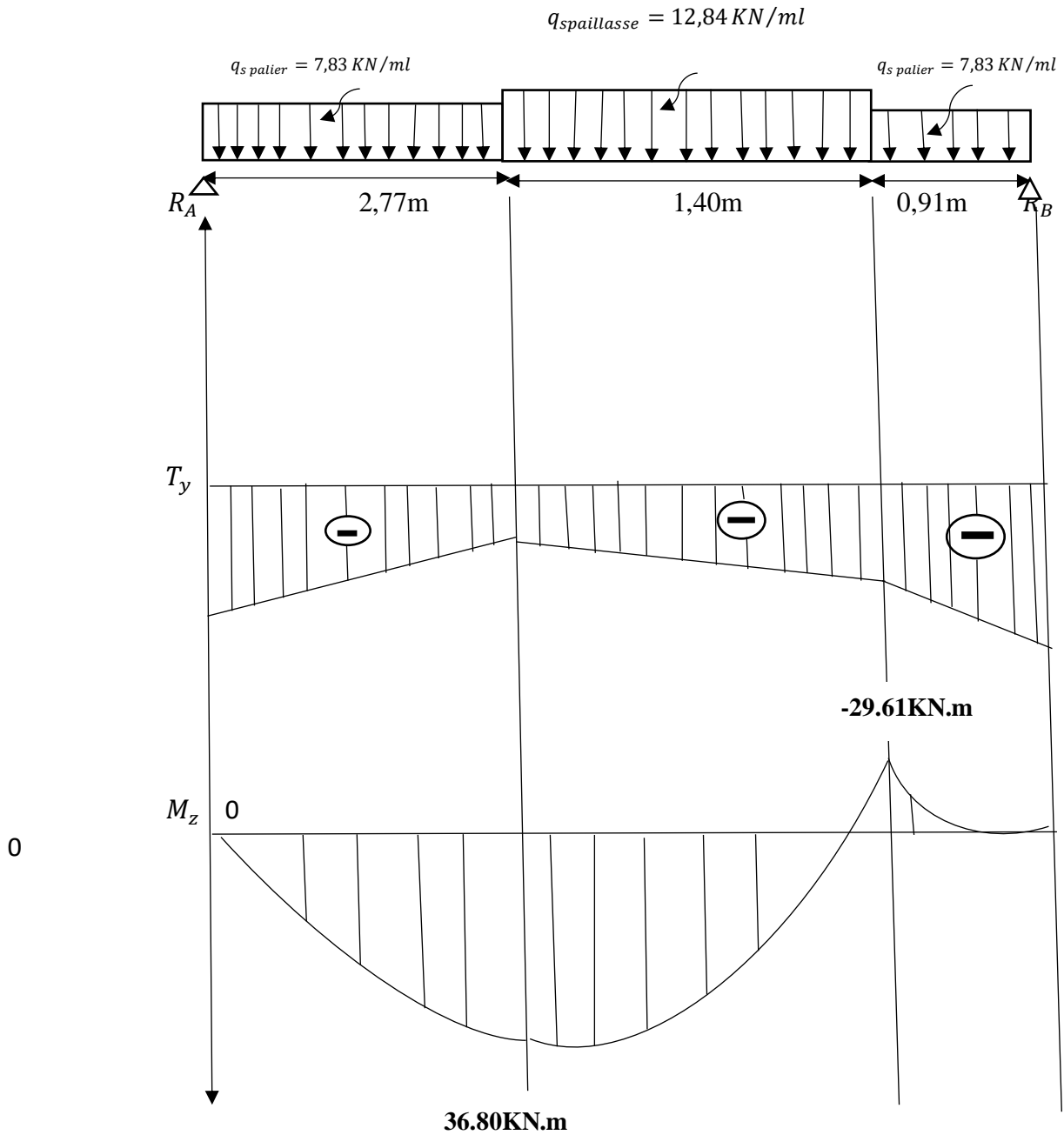


FIGURE III-4-7 : Diagramme des efforts internes à l'ELS

✚ **Vérfications à l'ELS:**

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

a) **En travée : $M_s = 31,128KN.m$**

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

$$\beta_1: \text{est en fonction de } \rho \Rightarrow \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 6,16}{100 \times 18} = 0,342.$$

$$\rho = 0,342 \rightarrow \beta_1 = 0,909$$

$$\sigma_{st} = \frac{31,128 \times 10^3}{0,909 \times 18 \times 6,16} = 308,8MPa$$

$$\sigma_{st} = 308,8MPa$$

Il y'a lieu de vérifier si : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

- $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15MPa$
- $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$

$$\rho = 0,342 \rightarrow k_1 = 39,95$$

$$\sigma_{bc} = \frac{308,8}{39,95} = 7,72MPa$$

$$\sigma_{bc} = 7,72MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérfication de la flèche :**

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite, la vérification de la flèche devient nécessaire :

a. $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$

b. $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$

c. $\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$

$\left\{ \begin{array}{l} L: \text{longueur libre de la section} \\ h: \text{hauteur de la poutre} \\ f_e: \text{limite d'elasticité de l'acier} \\ A: \text{section d'armature en travée} \\ M_t: \text{moment max en travée} \\ M_0: \text{moment max isostatique.} \end{array} \right.$

Dans notre cas on a :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{508} = 0,039 < 0,0625 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

La condition ci-dessus n'est pas vérifiée donc le calcul de la flèche est indispensable.

- **Calcul de la flèche : (BAEL91 /Art. B6.5.2) : [4]**

$$f = \frac{M_t^s \times l^2}{10 \times I_{fv} \times E_v} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différée = 10818.86 MPa

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.

I_0 : Moment d'inertie totale de la section homogène.

- **Aire de la section homogénéisée : (n=15)**

$$B_0 = b \times h + 15A_t = 100 \times 20 + 15 \times 6,16$$

$$B_0 = 2092,4 \text{ cm}^2$$

- **Moment isostatique de section homogénéisée par rapport x-x:**

$$S_{/ss} = \frac{bh^2}{12} + 15A_t \times d = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 6,16 \times 18$$

$$S_{/xx} = 21663,2 \text{ cm}^2$$

Calcul de V_1 et V_2 :

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{21663,2}{2092,4} = 10,35 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,35 = 9,65 \text{ cm}$$

Calcul de I_0 :

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

$$I_0 = \frac{100}{3}(10,35^3 + 9,65^3) + 15 \times 6,16 \times (9,65 - 2)^2$$

$$I_0 = 72319,14 \text{ cm}^4$$

Calcul de λv ; μ ; I_{fv} :

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{6,16}{100 \times 18} = 0,0034$$

$$\lambda = \frac{0,05 f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right) \times 0,0034} = 6,17$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}; 0 \right\} = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0034 \times 308,8 + 2,1}; 0 \right\}$$

$$\mu = 0,41$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu + \lambda v} = \frac{1,1 \times 72319,14}{1 + 0,41 + 6,17} = 10494,86 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^s \times l^2}{10 \times I_{fv} \times E_v} = \frac{31,128 \times 3,6^2}{10 \times 10494,86 \times 10818,86 \times 10^{-8} \times 10^3} = 0,0355 \text{ cm} < \frac{508}{f} = \frac{508}{1,01 \text{ cm}}$$

La condition est vérifiée, la flèche est admissible.

Récapitulatif :

En travées : Armatures principales $A_t = 4HA14 = 6,16 \text{ cm}^2 (S_t = 25 \text{ cm})$.

Armatures de répartition $A_t = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2 (S_t = 25 \text{ cm})$.

Aux appuis : Armatures principales $A_a = 3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2 (S_t = 25 \text{ cm})$.

Armatures de répartition $A_a = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 (S_t = 25 \text{ cm})$.

III-4-1-2 :Deuxième volée : Partie EF.

1. **Etude de la paillasse2** : Cette partie se calcul comme une console

Epaisseur de la paillasse2 : Elle s'appuie sur un seul appui.

$$e \geq \frac{L}{20} \rightarrow e \geq \frac{170}{20} = 8.5cm$$

$e \geq 11cm$... pour deux heures des couoes – feu.

On prend : **e=20cm**

Evaluation des charges des escaliers :

$$G_v = 10.35 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \quad e = 20 \text{ cm}$$

Le calcul se fait comme une poutre de section (b×h).

Donc notre poutre a pour dimension (b × h) = (25× 35) cm2.

Evaluation des charges a L'ELU :

$$\begin{aligned} q_u \text{ paillasse} &= (1.35G_v + 1.5Q)0.3 = 1.35 \times 10.35 + 1.5 \times 2.5 \\ &= 5.316 \text{ KN/ml} \end{aligned}$$

$$q_s \text{ paillasse} = (G + Q) 0,3 = (10,35 + 2,5)0.3 = 3,855 \text{ KN/ml}$$

Calculs des réactions d'appuis :

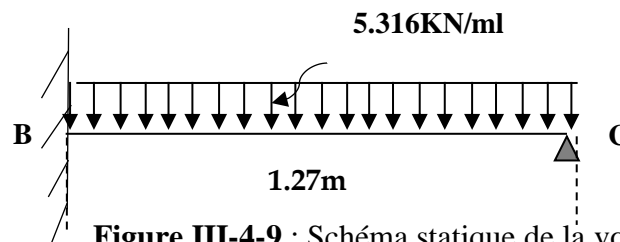


Figure III-4-9 : Schéma statique de la volée EF à L'ELU.

C-1) Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{ql}{2} = \frac{5.316 \times 1.27}{2} = 3.37 \text{ KN}$$

C-2) Calcul des efforts internes :

$$V_u = q_u \times l = 5.316 \times 1.27 = 6.75 \text{ KN.}$$

$$M_z \text{ Atteint la valeur max à } x = \frac{1.27}{2} = 0.63 \text{ m.}$$

$$M_z^{\max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{5.316 \times 1.27^2}{8} \rightarrow M_z^{\max} = 1.071 \text{ KN/m}$$

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{\max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

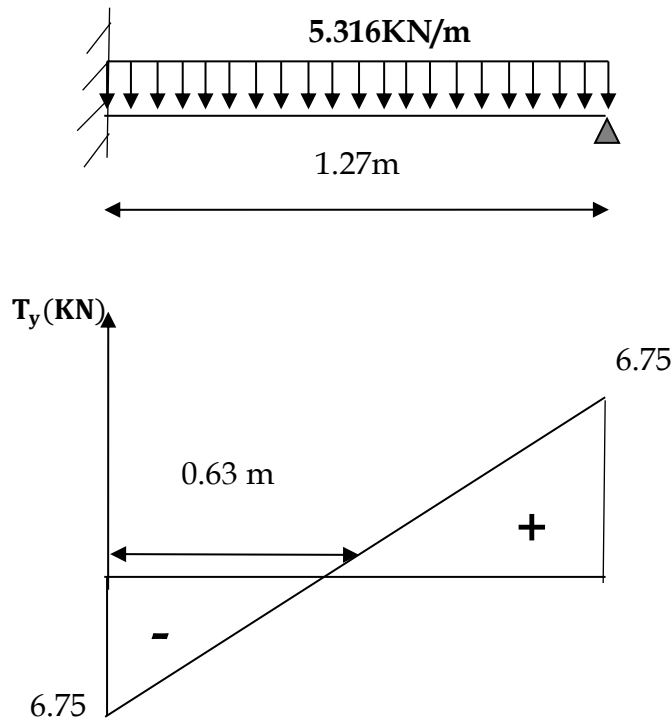
-Aux appuis :

$$M_{a2} = -0,3 \cdot M_z^{\max} = -0,3 \times 1.071 = -0.32 \text{ KN.m}$$

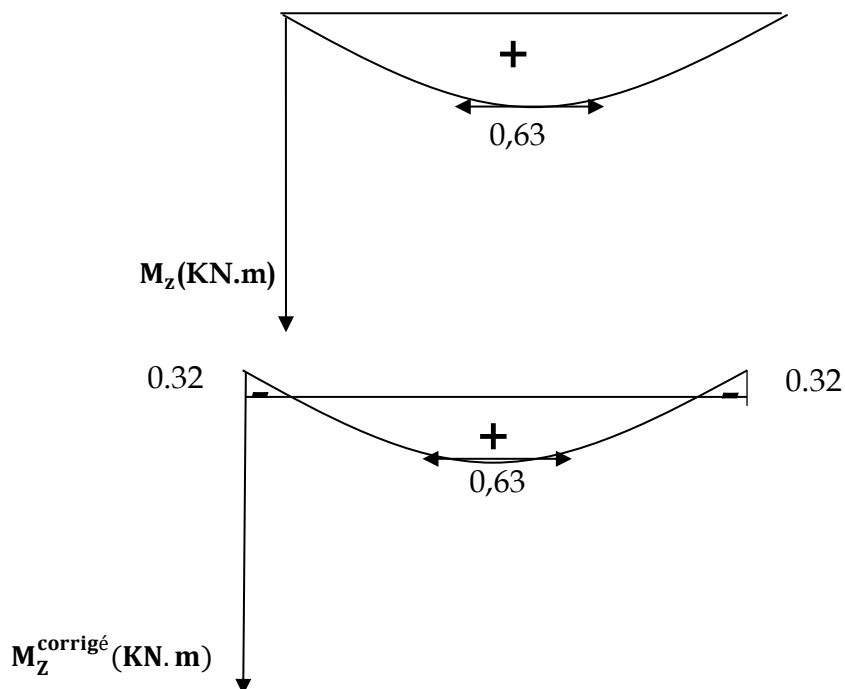
-En travée :

$$M_{t2} = 0,85 \cdot M_z^{\max} = 0,85 \times 1.071 = 0.91 \text{ KN.m}$$

❖ **Diagramme des Efforts internes :**



❖ **Diagramme efforts tranchants**



FigureIII-4-10 : Diagramme corrigé moment fléchissant à L'ELU.

2. Ferrailage a l'ELU :

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de largeur de ($b=1m$) et d'épaisseur (**$e_p=15cm$**).

$$b = 100cm; h = 20cm; c = 2cm; d = 18cm; f_{c28} = 25MPa; f_{bu} = 14,2MPa; f_e = 400MPa$$

c) Aux appuis : $M_a = 0,32KN.m$

✓ Armatures principale :

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,32 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,0006 < \mu_l = 0,392$$

⇒ section simplement armée (SSA).

$$\mu_a = 0,0006 \Rightarrow \beta = 0,965$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,32 \times 10^3}{0,965 \times 18 \times 348} = 0,604cm^2$$

On opte pour : **5HA8** ($A_a = 2,51cm^2$) avec un espacement de $S_t = 20cm$

✓ Armature de répartitions :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,627cm^2$$

On opte pour : **5HA8** ($A_{rt} = 2,51cm^2$) avec un espacement $S_t = 20cm$

d) En travée : $M_t = 5,44KN.m$

✓ Armature principales :

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5,44 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,0118 < \mu_l = 0,392$$

⇒ Section simplement armée (SSA).

$$\mu_t = 0,066 \Rightarrow \beta = 0,842.$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5,44 \times 10^3}{0,842 \times 18 \times 348} = 1,03 cm^2$$

On opte pour : **5HA8** ($A_t = 2,51cm^2$) avec un espacement $S_t = 20cm$.

✓ Armature de répartitions :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,627cm^2$$

On opte pour : **5HA8** ($A_t = 2,51 \text{ cm}^2$) avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité : (BEAL 91, Art. A.4.2.1). [4]**

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis :** $A_a = 2,51 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,17 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**
- **En travée :** $A_t = 2,51 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,17 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

- **Vérifications des espacements :**

➤ **Armature principal :**

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

- **Aux appuis :** $S_{t \text{ adopté}} = 20 \text{ cm} < S_t = 33 \text{ cm} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**
- **En travée :** $S_{t \text{ adopté}} = 20 \text{ cm} < S_t = 33 \text{ cm} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

➤ **Armature de répartition :**

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

- **Aux appuis :** $S_{t \text{ adopté}} = 20 \text{ cm} < S_t = 45 \text{ cm} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**
- **En travée :** $S_{t \text{ adopté}} = 20 \text{ cm} < S_t = 45 \text{ cm} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

- ❖ **Efforts tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2). [4]**

L'escalier est à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible.

On : $T_u = 8,73 \text{ KN.m}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right\} \rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{8,73 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,048 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,048 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$$
 Condition vérifiée.

- **Ancrage des armatures :**

$$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \text{ avec: } u = 0,6 \times \psi s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{MPa}$$

$$\text{Pour: } \emptyset = 12 \text{mm} \leftrightarrow L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{cm} \rightarrow L_s = 45 \text{cm}$$

La longueur mesurée hors crochets est au moins égale **0,4L_s** pour les aciers **HA**.

$$L_{ad} = 0,4L_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{cm}$$

- **Vérification de l'adhérence des d'entraînement des barres:**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 3,15 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot \Sigma U_i}$$

$$\text{Avec: } \Sigma U_i = n \times \pi \times \emptyset = 6 \times \pi \times 12 = 226,08 \text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{8,73 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 226,08} = 0,238 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,238 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- ✚ **Calcul des efforts interne à l'ELS :**

$$q_s = 3,855 \text{KN/ml}$$

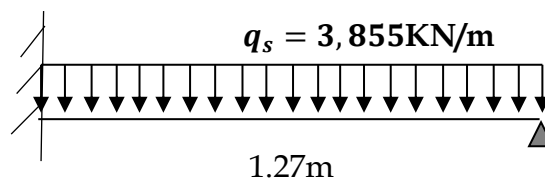


Figure III-4-11 : Schéma statique de la volée EF à L'ELS.

D-1) Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{ql}{2} = \frac{3,855 \times 1,27}{2} = 2,44 \text{ KN}$$

D-2) Calcul des efforts internes :

$$V_u = q_u \times l = 3,855 \times 1,27 = 4,89 \text{KN.}$$

$$M_z \text{ Atteint la valeur max à } x = \frac{1,27}{2} = 0,63 \text{m.}$$

$$M_z^{\max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{3,855 \times 1,27^2}{8} \rightarrow M_z^{\max} = 0,77 \text{KN/m.}$$

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{\max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

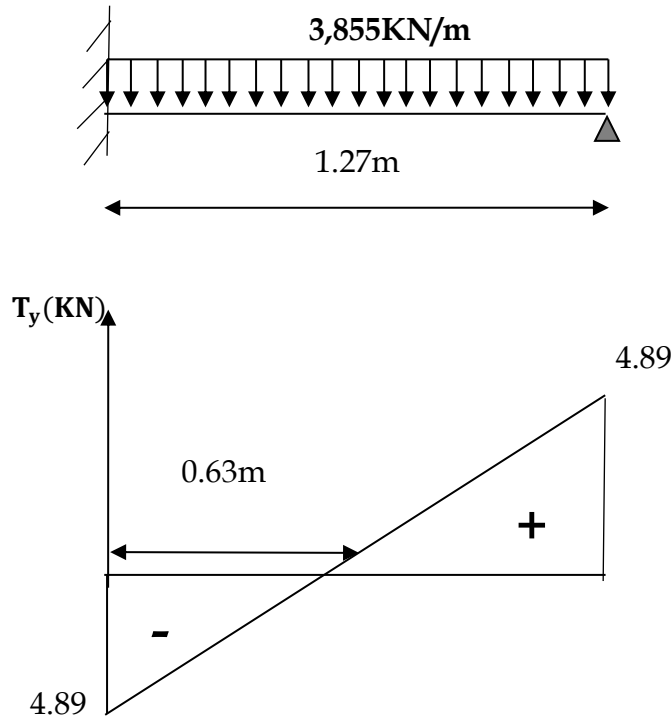
-Aux appuis :

$$M_{a2} = -0,3 \cdot M_z^{\max} = -0,3 \times 0,77 = -0,23 \text{ KN.m}$$

-En travée :

$$M_{t2} = 0,85 \cdot M_z^{\max} = 0,85 \times 0,77 = 0,56 \text{ KN.m}$$

❖ **Diagramme des Efforts internes :**



❖ **Diagramme efforts tranchants**

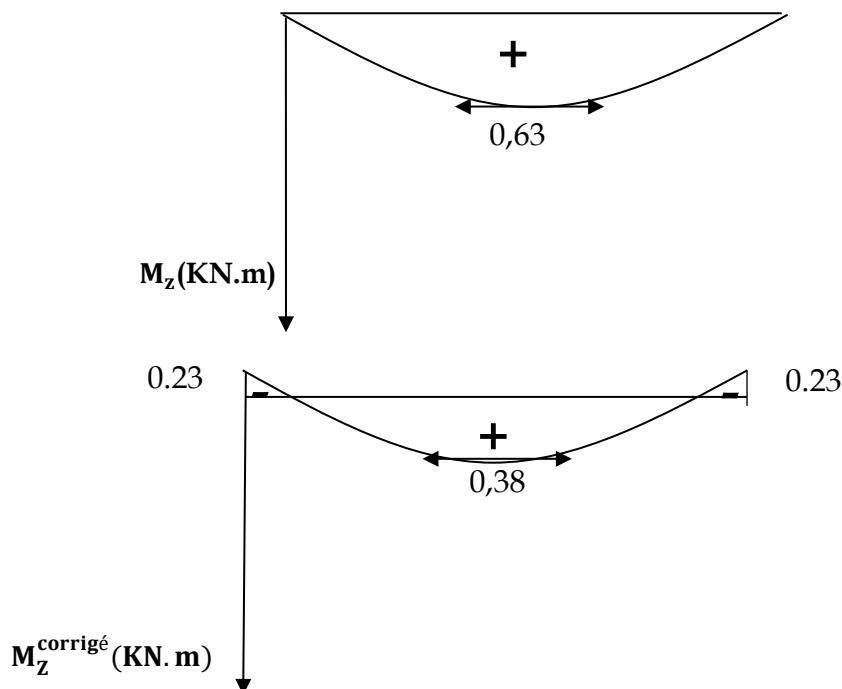


Figure III-4-12 : Diagramme corrigé moment fléchissant à L'ELS

✚ **Vérfications à l'ELS:**

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

b) **En travée : $M_s = 1,19KN.m$**

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

$$\beta_1: \text{est en fonction de } \rho \Rightarrow \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 18} = 0,139.$$

$$\rho = 0,139 \rightarrow \beta_1 = 0,939$$

$$\sigma_{st} = \frac{1,19 \times 10^3}{0,939 \times 18 \times 2,51} = 28,05MPa$$

$$\sigma_{st} = 28,05MPa$$

Il y'a lieu de vérfier si : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

- $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15MPa$
- $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$

$$\rho = 0,139 \rightarrow k_1 = 66,96$$

$$\sigma_{bc} = \frac{28,05}{66,96} = 0,418MPa$$

$$\sigma_{bc} = 0,418MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \Rightarrow \text{Condition vérfiée.}$$

- **Vérfication de la flèche :**

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite, la vérfication de la flèche devient nécessaire :

d. $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$

e. $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$

f. $\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$

$\left\{ \begin{array}{l} L: \text{longueur libre de la section} \\ h: \text{hauteur de la poutre} \\ f_e: \text{limite d'elasticité de l'acier} \\ A: \text{section d'armature en travée} \\ M_t: \text{moment max en travée} \\ M_0: \text{moment max isostatique.} \end{array} \right.$

Dans notre cas on a :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{508} = 0,039 < 0,0625 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

La condition ci-dessus n'est pas vérifiée donc le calcul de la flèche est indispensable.

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

$$f = \frac{M_t^s \times l^2}{10 \times I_{fv} \times E_v} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différée = 10818.86 MPa

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.

I_0 : Moment d'inertie totale de la section homogène.

- **Aire de la section homogénéisée : (n=15)**

$$B_0 = b \times h + 15A_t = 100 \times 20 + 15 \times 2,51$$

$$B_0 = 2037,65 \text{ cm}^2$$

- **Moment isostatique de section homogénéisée par rapport x-x:**

$$S_{/ss} = \frac{bh^2}{12} + 15A_t \times d = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 2,51 \times 18$$

$$S_{/xx} = 20677,7 \text{ cm}^2$$

Calcul de V_1 et V_2 :

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{20677,7}{2037,65} = 10,14 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,14 = 9,86 \text{ cm}$$

Calcul de I_0 :

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

$$I_0 = \frac{100}{3}(10,14^3 + 9,86^3) + 15 \times 2,51 \times (9,86 - 2)^2$$

$$I_0 = 69031,86 \text{ cm}^4$$

Calcul de λv ; μ ; I_{fv} :

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{2,51}{100 \times 18} = 0,0014$$

$$\lambda = \frac{0,05 f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right) \times 0,0014} = 15$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}; 0 \right\} = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0014 \times 28,05 + 2,1}; 0 \right\}$$

$$\mu = 0,71$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu + \lambda v} = \frac{1,1 \times 69031,86}{1 + 0,71 + 15} = 75935,04 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^s \times l^2}{10 \times I_{fv} \times E_v} = \frac{1,19 \times 1,7^2}{10 \times 75935,04 \times 10818,86 \times 10^{-8} \times 10^3} = 0,0004 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{508}{500} = 1,01 \text{ cm}$$

La condition est vérifiée, la flèche est admissible.

Récapitulatif :

En travées : Armatures principales $A_t = 4HA14 = 6,16 \text{ cm}^2 (S_t = 25 \text{ cm})$.

Armatures de répartition $A_t = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2 (S_t = 25 \text{ cm})$.

Aux appuis : Armatures principales $A_a = 3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2 (S_t = 25 \text{ cm})$.

Armatures de répartition $A_a = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 (S_t = 25 \text{ cm})$.

III-5 : SALLE MACHINE

INTRODUCTION

Un ascenseur est un dispositif de déplacement vertical. Plus généralement on parle de monte-charge ou d'élévateur. Sa conception, sa construction ainsi que le contrôle de l'usage en temps réel, permettent un transport sécurisé des personnes.

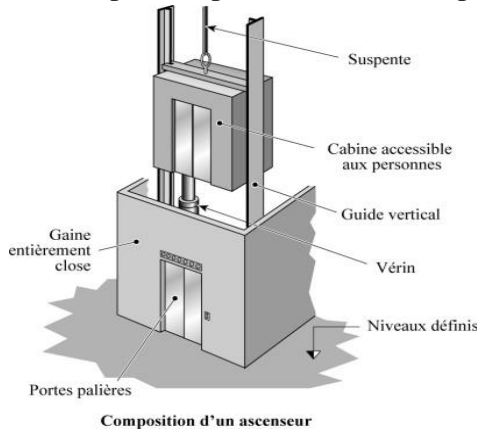


Figure : composition d'un ascenseur



Figure : Ascenseur.

Figure III-5-1 : composition d'un ascenseur

Les ascenseurs (ou monte-charges) sont constitués de trois éléments essentiels :

- Le mécanisme d'entraînement constitué du moteur, du réducteur et du frein.
- La cabine.
- Le contrepoids.

Vu le nombre important de niveaux que comporte notre structure, un ascenseur a été prévu.

La surface de sa cabine est $(1.20 \times 1.20 = 1.44 \text{m}^2)$. ; La charge totale que le système de levage transmet est estimée à 9 tonnes ($p=90 \text{ KN}$).

La surcharge d'exploitation Q est prise égale à 1 KN/m^2 .

Epaisseur de la dalle :

$$h_0 \geq \frac{l_x}{30} = \frac{120}{30} = 4 \text{ cm}$$

L'épaisseur h_0 doit être au moins égale à **12cm (RPA version 2003) [2]**, soit $h_0 = 15\text{cm}$.

La dalle repose sur quatre appuis, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de « PIGEAUD », qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge centrée au milieu du panneau.

Avec :

h_0 : Épaisseur de la dalle (15cm)

e : épaisseur du revêtement (5cm)

$$U = U_0 + 2e + h_d = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

$$V = V_0 + 2e + h_d = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

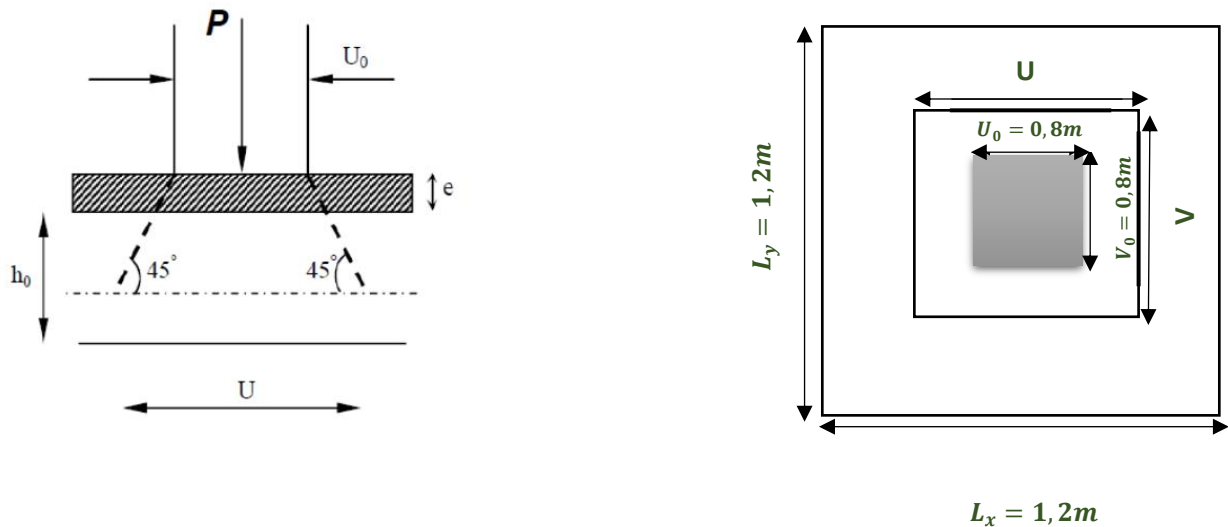


Figure III-5-2 : Schémas représentatifs de diffusion de charge au niveau du feuillet moyen

1. Evaluation des moments M_x et M_y dus au système de levage :

a) Les moments dus au système de M_{x1} et M_{y1} :

$$M_{x1} = q (M_1 + v \cdot M_2)$$

$$M_{y1} = q (M_2 + v \cdot M_1)$$

v : coefficient de poisson

M_1 et M_2 : coefficient déterminés à partir des rapport $\frac{U}{l_x}$ et $\frac{V}{l_y}$ dans les abaques de PIGEAUD.

b) Calcul des efforts :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.20}{1.20} = 1 \Rightarrow 0,4 < \rho < 1 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les 2 sens}$$

$$\frac{U}{l_x} = \frac{105}{120} = 0.9$$

$$\frac{V}{l_y} = \frac{105}{120} = 0.9$$

D'où : $M_1 = 0.041$ $M_2 = 0.041$ (tableau de PIGEAUD)

L'ELU :

$$v = 0$$

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow q_u = 1.35 (90) = 121.5 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x1} = 121.5 \times 0.041 = 4.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 121.5 \times 0.041 = 4.98 \text{ KN.m}$$

2. Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2} :

On a : $\rho = 1 \Rightarrow \mu_x = 0.0368$; $\mu_y = 1$; $l = 1.20 \text{ m}$

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times (25 \times 0.15 \times 22 \times 0.05) + 1.5 \times 1 = 8.05 \text{ KN/ml}$$

D'où :

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.426 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.500 \text{ KN.m}$$

➤ **Superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5.406 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.48 \text{ KN.m}$$

3. Ferrailage :

Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0,75) et en appuis par (0,5) pour tenir compte de la continuité des voiles

Le calcul se fera à l'ELU pour une bonde de 1m de largeur

Sens x-x :

En travée : $M_t = 0.75M_x = 4,054 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2.f_{bu}} = \frac{4.054 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.02 < \mu_l = 0.392 \text{ (SSA)}$$

$$\mu_{bu} = 0.02 \rightarrow \beta = 0.990$$

$$A_{st}^t = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{4.054 \times 10^3}{0.990 \times 12 \times 348} = 0.980 \text{ cm}^2$$

Soit : **3HA8 = 1.51 cm²**

En appuis : $M_a = 0.5M_x = 2.703 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2.f_{bu}} = \frac{2.703 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.013 < \mu_l = 0.392 \text{ (SSA)}$$

$$\mu_{bu} = 0.013 \rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_{st}^t = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{2.703 \times 10^3}{0.995 \times 12 \times 348} = 0.650 \text{ cm}^2$$

Soit : **3HA8 = 1.51 cm²**

Sens v-v :

En travée : $M_t = 0.75M_y = 4.11 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2.f_{bu}} = \frac{4.11 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.02 < \mu_l = 0.392 \text{ (SSA)}$$

$$\mu_{bu} = 0.02 \rightarrow \beta = 0.990$$

$$A_{st}^t = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{4.11 \times 10^3}{0.990 \times 12 \times 348} = 0.994 \text{ cm}^2$$

Soit : **3HA8 = 1.51 cm²**

En appuis : $M_a = 0.5M_y = 2.74 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2.f_{bu}} = \frac{2.74 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.01 < \mu_l = 0.392 \text{ (SSA)}$$

$$\mu_{bu} = 0.01 \rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_{st}^t = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{2.74 \times 10^3}{0.995 \times 12 \times 348} = 0.659 \text{ cm}^2$$

Soit : **3HA8 = 1.51 cm²**

Tableau récapitulatif :

Zone	Sense	Mu (KN.m)	μ_b	β	$A_{calculée}$ (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ² /ml)	St(cm)	
En appuis	x-x	2.703	0.01	0.995	0.650	1.51	3HA8	33
	y-y	2.74	0.01	0.995	0.659	1.51	3HA8	33
En travée	x-x	4.405	0.02	0.990	0.980	1.51	3HA8	33
	y-y	4.11	0.02	0.990	0.994	1.51	3HA8	33

Tableau III-5-1 : Résultats du calcul de ferrailage des armatures à l'ELU

Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité (Art B.7, 4/BAEL91) [4] :

Les armatures tendues d'une section transversal soumise à la flexion doivent présenter une section minimum correspondent au taux d'armature suivant :

$$A_{st} > A_{min} = \rho_0 \times b \times h_t \times \left(\frac{3 - \rho}{2}\right)$$

Avec :

- ρ_0 : Taux d'armatures dans chaque direction ($\rho_0 = 0.0008$ pour les HA400)
- A_{min} : section minimale d'armature.
- $b \times h$: Section totale du béton
- $\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.9$

En travée :

$$A_{min} = 0.0008 \times 100 \times 15 \times \left(\frac{3 - 0.9}{2}\right) = 1.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{st}^t = 1.51 \text{ cm}^2 > 1.26 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifier}$$

En appuis :

$$A_{min} = 0.0008 \times 100 \times 15 \times \left(\frac{3 - 0.9}{2}\right) = 1.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1.51 \text{ cm}^2 > 1.26 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifié.}$$

Conclusion : La condition de non fragilité **est vérifiée** dans les deux sens.

b) Ecartement des barres (BAEL91 modifié99, Art A.8.2, 42) [4] :

L'écartement des armatures, dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser 2h et 25cm :

- Armatures supérieures : $St = 25 \text{ cm} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.
- Armatures inférieures : $St = 25 \text{ cm} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

De même, dans la direction perpendiculaire à la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser 3h et 33cm :

- Armatures supérieures : $St = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.
- Armatures inférieures : $St = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

Conclusion : Condition vérifiée dans les deux sens.

c) Vérification au poinçonnement :

La condition de non poinçonnement est vérifier si :

$$q_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_u : la charge de calcul à l'ELU

μ_c : périmètre du contour $\Rightarrow \mu_c = 2(U + V) = 2(1.05 + 1.05) = 4.2 \text{ m}$

h : épaisseur de la dalle

$$q_u \leq \frac{0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 472.5 \text{ KN}$$

$$q_u = 1.35 (90) = 121.5 \text{ KN/ml} < 472.5 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifié.}$$

d) Vérification de la contrainte tangentielle :

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge et on a $U = V$ Donc :

Au milieu de U on a :

$$V_u = \frac{P}{2U + V} = \frac{90}{2 \times 1.05 + 1.05} \Rightarrow V_u = 28.57 \text{ KN}$$

Au milieu de V on a :

$$V_u = \frac{P}{3U} = \frac{90}{3 \times 1.05} \Rightarrow V_u = 28.57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{28.57 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.238 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \{ 3.25 ; 5 \} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.238 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifié.}$$

e) Diamètre minimal des barres :

On doit vérifier que : $\emptyset_{max} \leq \frac{h}{10}$

$$\emptyset_{max} = 8 \text{ mm} < \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifié.}$$

L'ELS :

$$v = 2$$

$$q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 90 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x1} = 90(0.041 + 0.2 \times 0.041) = 4.428 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 4.428 \text{ KN.m}$$

4. Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2} :

On a : $\rho = 1 \Rightarrow \mu_x = 0.0368 ; \mu_y = 1 ; l = 1.20 \text{ m}$

$$q_s = G + Q = (25 \times 0.15) + 1 = 4.428 \text{ KN/ml}$$

D'ou :

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.23 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.23 \text{ KN.m}$$

➤ Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 4.658 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.658 \text{ KN.m}$$

Sens x-x :**En travée :** $M_t = 0.75M_x = 3.426 \text{ KN.m}$ **En appuis :** $M_a = 0.5M_x = 2.329 \text{ KN.m}$ **Sens y-y :****En travée :** $M_t = 0.75M_y = 3.493 \text{ KN.m}$ **En appuis :** $M_a = 0.5M_y = 2.329 \text{ KN.m}$ ▪ **Vérification des contraintes dans le béton :**

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens x-x :

• **En travée :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{4.11}{3.426} = 1.199$$

$$\mu_{bu} = 0.02 \rightarrow \alpha = 0.252$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.163-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.331 > \alpha = 0.252 \longrightarrow \text{Condition vérifié.}$$

• **Aux appuis :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{2.74}{2.329} = 1.18$$

$$\mu_{bu} = 0.01 \rightarrow \alpha = 0.015$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.165-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.332 > \alpha = 0.015 \longrightarrow \text{Condition vérifié.}$$

Note : les deux conditions sont **vérifiées** pour le sens y-y**f) Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL99 Artc4-5-32) [4] :**

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

Conclusion

Le ferrailage retenu pour la dalle de la salle des machines est le suivant

Zone	Sense	$A_{adoptee}$ (cm ² /ml)		St(cm)
En appuis	x-x	1.51	3HA8	33
	y-y	1.51	3HA8	33
En travée	x-x	1.51	3HA8	33
	y-y	1.51	3HA8	33

TableauIII-5-2 : récapitulatifs de ferrailage.

III-6 : POUTRE DE CHAINAGE

INTRODUCTION

Les poutres de chaînage sont des poutres continues en béton armé, elles ceinturent les façades à chaque étage au niveau des planchers, ainsi qu’au couronnement des murs qui sont reliés au droit de chaque refend.

Le chaînage travaille comme une poutre horizontale ou verticale, il doit régner sur toute l’épaisseur du mur. Il a pour but :

- Liaison horizontale des murs et poteaux pour éviter :
 - ♣ Un effort de traction due à la dilatation de la terrasse.
 - ♣ Le mouvement d’un immeuble sous l’effet d’un tassement du sol ou charges appliquées.
- Rigidité longitudinale pour tenir compte des risques de fissurations.

III-1 : Pré dimensionnement de la poutre de chaînage :

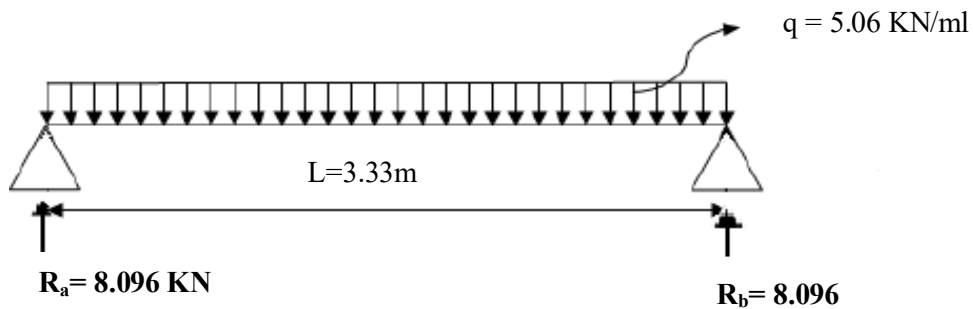


Figure III-6-1- : schéma statique de la poutre de chaînage a L’ELU.

Hauteur de la poutre :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10} \text{ Avec : } L_{max} : 3.20 \text{ m longueur libre de la poutre}$$

$$\frac{333}{15} \leq h_t \leq \frac{333}{10} \Rightarrow 22.2 \leq h_t \leq 33 \text{ cm}$$

On prend : **$h_t = 30\text{cm}$**

Largeur de la poutre :

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \Rightarrow 0.4 (30) \leq b \leq 0.7(30) \Rightarrow 12 \leq b \leq 21$$

On prend : **$b = 20\text{cm}$**

Remarque :

On a choisi h et b selon les exigences de l’article (7.5.1 RPA2003). [2]

- ✓ $b \geq 20$ cm
- ✓ $h \geq 30$ cm
- ✓ $h/b \leq 4$ cm

Donc notre poutre a pour dimension $(b \times h) = (20 \times 30)$ cm

III-2 : Calcul de l'effort interne à l'ELU :

➤ Charge et surcharge :

Poids propre du plancher : $5.28 \times \frac{0.65}{2} = 1.71$ KN/ml

Poids propre de la poutre : $25 \times 0.30 \times 0.20 = 1.5$ KN/ml

$$G_T = 1.71 + 1.5 = 3.21 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1.5 \times \frac{0.65}{2} = 0.4875 \text{ KN/ml}$$

➤ Combinaison de charges :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (3.21) + 1.5(0.4875)$$

$$q_u = 5.06 \text{ KN/ml}$$

a) Calcul des réactions d'appuis :

$$R_a = R_b = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{5.06 \times 3.33}{2} \Rightarrow R_a = R_b = 8.42 \text{ KN}$$

b) Effort tranchant :

$$T(x) = -qx + R_a = -5.06 x + 8.42$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T(x) = 8.42 \text{ KN} \\ x = 3.33 \text{ m} \rightarrow T(x) = -8.42 \text{ KN} \end{cases}$$

c) Moment fléchissant :

$$M_{max} = M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{5.06 \times 3.33^2}{8} \Rightarrow M_0 = 7.013 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on affectera la valeur du moment isostatique par les coefficients suivants :

✚ Moment en travée :

$$M_t = 0.85M_0 = 5.96 \text{ KN.m}$$

✚ Moment aux appuis :

$$M_a = -0.3M_0 = -2.1 \text{ KN.m}$$

✚ Diagrammes des efforts internes à l'ELU :

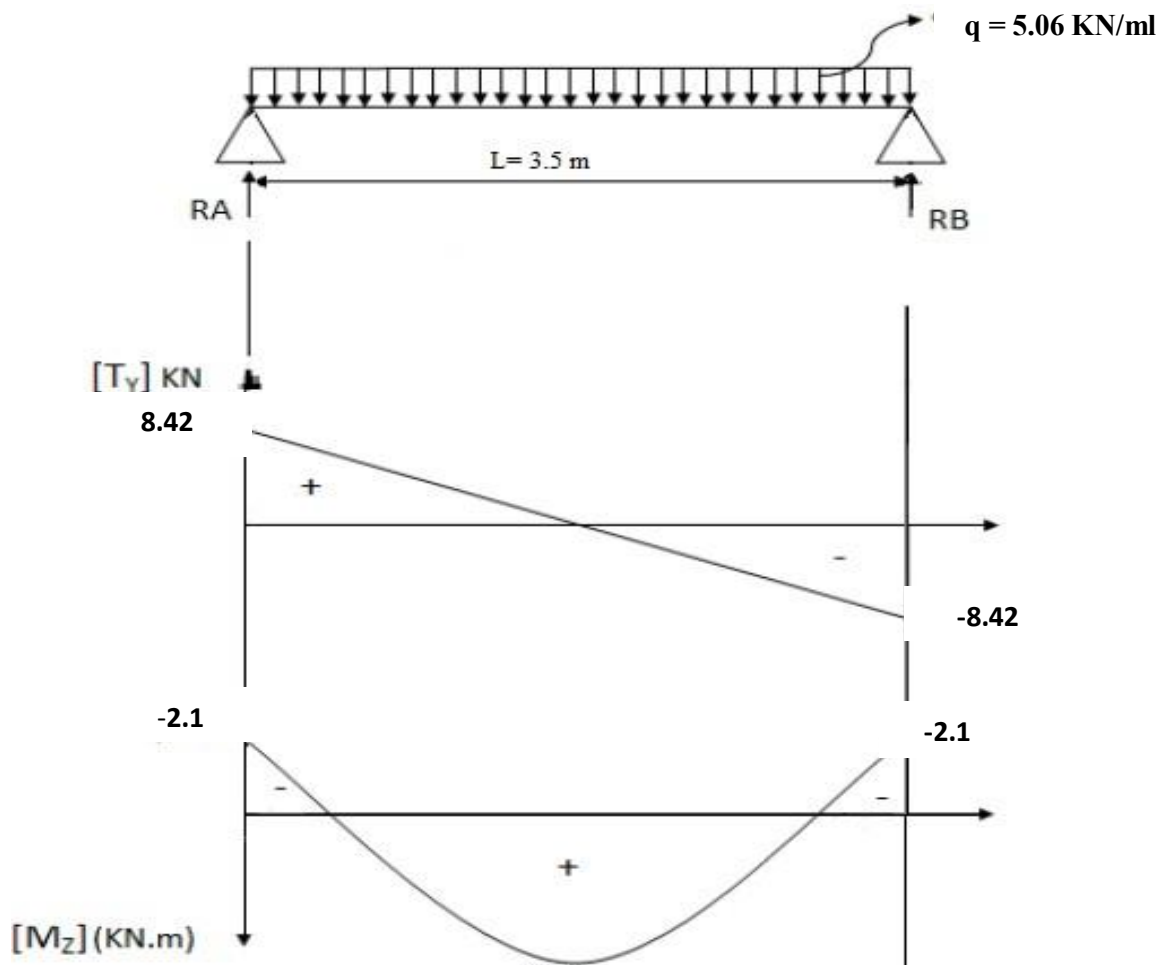


Figure III-6-2 : Diagramme des moments et des efforts tranchant à l'ELU

I-3 : Ferrailage de la poutre de chaînage :

Calcul des armatures :

a. Armatures longitudinales :

	Aux appuis	En travée
Moment (KN.m)	2.1	5.96
Moment réduit μ	$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{2.1 \times 10^2}{20 \times 27^2 \times 1.42} = 0.01 \leq \mu_l = 0.392$	$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{5.96 \times 10^2}{20 \times 27^2 \times 1.42} = 0.028 \leq \mu_l = 0.392$
$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0.013	0.035
$\beta = 1 - 0.4\alpha$	0.994	0.986
Armatures principales A_t (cm)	$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{2.1 \times 10^2}{0.994 \times 27 \times 34.8} = 0.22$	$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5.96 \times 10^2}{0.987 \times 27 \times 34.8} = 0.64$
A_{adop}	3 HA 8 = 1.51 cm²	3 HA 8 = 1.51 cm²

Tableau III-6-1 : Résultats du calcul de ferrailage des armatures à l'ELU.

b. Armatures transversales (Article.A.7.2, 2 BAEL99) : [4]

$$\varnothing_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \varnothing_l\right) = \min(8.57; 20; 12)$$

$$\varnothing_t = 8.57 \text{ mm}$$

On adopte : **2 HA 8 = 1.01 cm²**

c. Espacement des barres (art A.1, 22 BAEL 99) : [4]

$$St \leq \min(0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) = \min(24.3 ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

Suivant (l'article 7.5.2 RPA2003) : [4]

d. L'espacement est donné selon deux zones :

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\varnothing\right) = \min(7.5; 12) \Rightarrow S_t = \mathbf{7 \text{ cm}}$$

Zone courante :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{2}\right) = 15 \text{ cm} \Rightarrow S_t = \mathbf{12 \text{ cm}}$$

1. Vérification à l'ELU :

a. Vérification de la condition de non fragilité ... (BAEL91modifié99/ Art A 4.2.1)

[4] :

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 20 \times 27 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{min} = 0.652 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_t = 1.51 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 0.652 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifier}$$

Aux appuis :

$$A_a = 1.51 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 0.652 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifier}$$

b. Vérification de la contrainte de cisaillement ... (art A.51.211 BAEL 99) [4] :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \tau_{adm}$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{8.096 \times 10^3}{200 \times 270} = 0.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min\left(0.2; \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.15 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{pas de risque de cisaillement}$$

c. Vérification de la condition d'entraînement des barres (art A.6, 1.3 /BAEL 91 modifiées 99) : [4]

On doit vérifier que : $\tau_s \leq \overline{\tau_{se}}$

$$\tau_s = \frac{T_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum u_i}$$

Avec : $\sum u_i = n \times \emptyset \times \pi = 3 \times 12 \times 3,14 = 113.04 \text{ mm}$

n : nombre de barres.

\emptyset : Diamètre des barres.

$$\tau_s = \frac{8.096 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 113.04} = 0.294 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = 0.294 \text{ MPa} \leq \tau_{se} = 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Donc il n'est y a pas de risque d'entraînement des barres}$$

d. Calcul de la longueur de scellement droit (Art A.6.1,221/ BAEL99) : [4]

$$L_s = \frac{\emptyset \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \cdot 2.835} = 42.32 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 42.32 \text{ cm}$$

Soit les crochets de longueur (Art.A.6.1, 253 BAEL99) [4]

$$L_a = 0.4 L_s = 16.928 \text{ cm}$$

e. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (Art.A5.1,313/BAEL99) [4]

On doit vérifier que : $T_{\max} < v_u$

$$V_u = \frac{0.4 \times f_{c28} \times 0.9 \times d \times b}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 25000 \times 0.9 \times 0.27 \times 0.20}{1.5} = 324 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 9,352 < v_u = 324 \text{ KN} \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

2. Calcul des efforts internes à l'E.L. S :

➤ Charge et surcharge :

$$G_T = 1.71 + 1.5 = 3.21 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1.5 \times \frac{0.65}{2} = 0.4875 \text{ KN/ml}$$

➤ Combinaison de charges :

$$q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 3.697 \text{ KN/ml}$$

a. Calcul des réactions d'appuis :

$$R_a = R_b = \frac{q_s \cdot l}{2} = \frac{3.697 \times 3.33}{2} \Rightarrow R_a = R_b = 6.15 \text{ KN}$$

b. Effort tranchant :

$$T(x) = -qx + R_a = -3.697 x + 6.15$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \rightarrow T(x) = 6.15 \text{ KN} \\ x = 3.33 \text{ m} \rightarrow T(x) = -6.15 \text{ KN} \end{array} \right.$$

c. Moment fléchissant :

$$M_{max} = M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{3.697 \times 3.33^2}{8} \Rightarrow M_0 = 5.12 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on affectera la valeur du moment isostatique par les coefficients suivants :

✚ Moment en travée :

$$M_t = 0.85M_0 = 4.35 \text{ KN.m}$$

✚ Moment aux appuis :

$$M_a = -0.3M_0 = -1.53 \text{ KN.m}$$

✚ Diagramme des efforts internes à L'ELS :

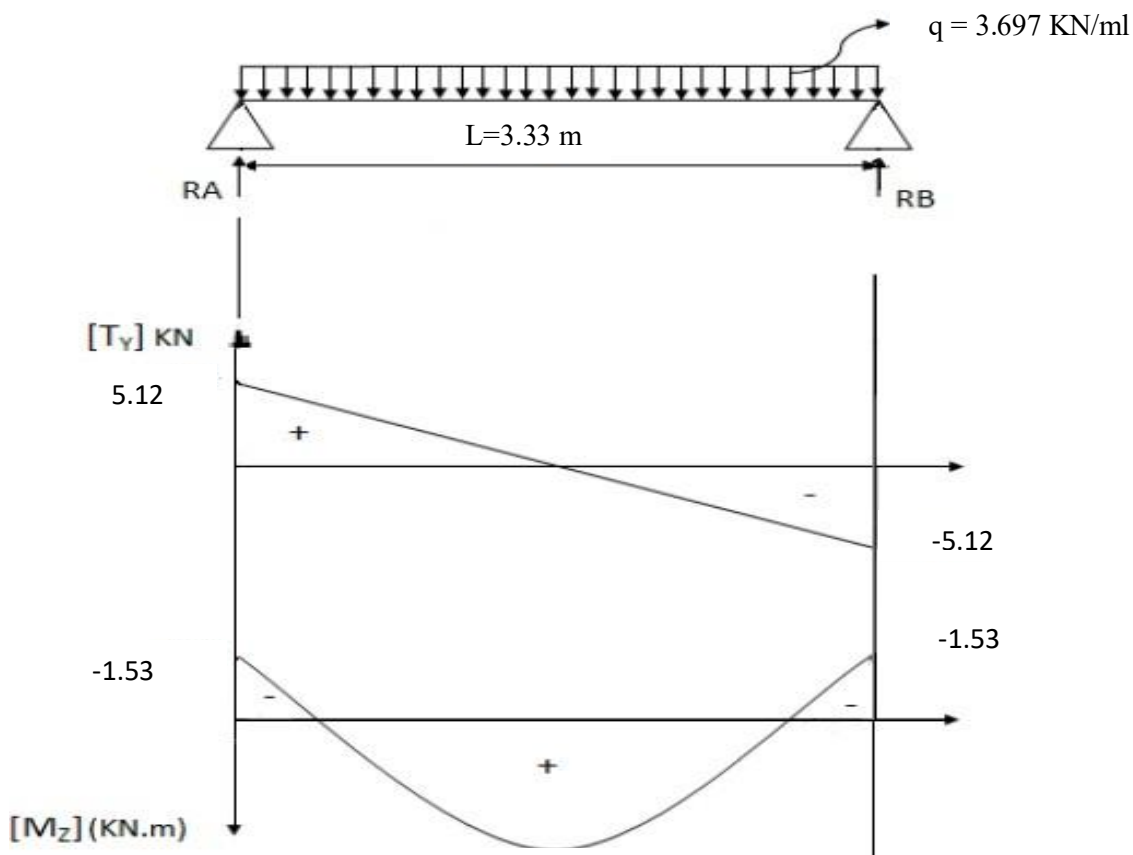


Figure III-6-3- : diagramme des moments et des efforts internes à L'ELS

3. Vérifications à l'ELS :

a. Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b \leq 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.39}{20 \times 27} = 0.63$$

D'où : $\beta_l = 0.883$; $\alpha_l = 0.351$; $K = \frac{\alpha_l}{15(1-\alpha_l)} = 0.036$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_{st} \cdot \beta \cdot d} = \frac{1.41 \times 10^6}{339 \times 0.883 \times 370} = 12.73$$

$\sigma_s = 12.73 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \longrightarrow$ Condition vérifier

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.39}{20 \times 27} = 0.63$$

D'où : $\beta_l = 0.883$; $\alpha_l = 0.351$; $K = \frac{\alpha_l}{15(1-\alpha_l)} = 0.036$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_{st} \cdot \beta \cdot d} = \frac{4.02 \times 10^6}{339 \times 0.883 \times 370} = 36.29 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 36.29 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \longrightarrow$ Condition vérifier

e. **Etat limite d'ouverture des fissures** (Art.B.6.3 BAEL99) : [4]

La fissuration est peu préjudiciable donc aucune vérification à effectuer.

f. **Vérification de la flèche** (Art.B.6.5,1 BAEL99) : [4]

Nous devons vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{20} = 0.09 > \frac{1}{16} = 0.06 \quad \text{condition vérifier} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.09 > \frac{4.02}{10 \times 4.73} = 0.08 \quad \text{condition vérifier} \\ \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{20 \times 27} = 0.006 < \frac{4.2}{400} = 0.01 \quad \text{condition vérifier} \end{array} \right.$$

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

Récapitulatif :

La poutre de chaînage a pour dimension : $(b \times h) = (20 \times 30) \text{ cm}^2$

Armatures principales :

- En travée : $A_t = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ Cm}^2$
- Aux appuis : $A_a = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ Cm}^2$

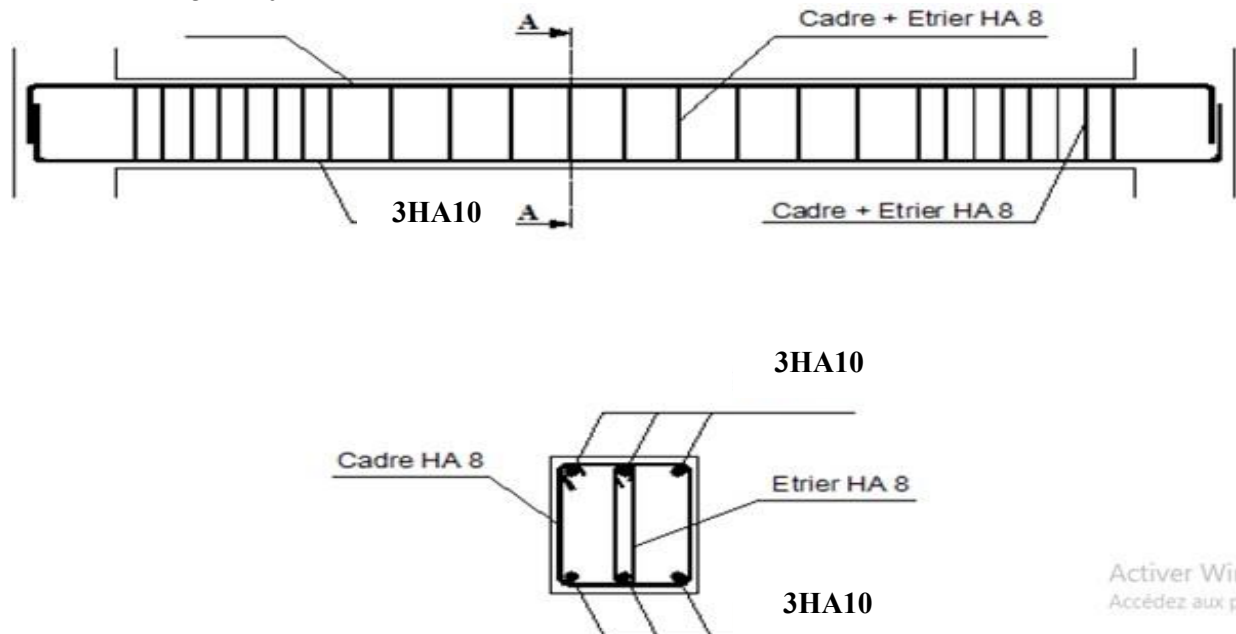


Figure III-6-4: Ferrailage de la poutre de chaînage reposant sur deux appuis

Activer Windows
Accédez aux paramètres

CHAPITRE IV

Modélisation de la structure avec logiciel ETABS



IV-Introduction :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe et demande des méthodes de calcul très rigoureuses, c'est pourquoi on fait souvent appel à l'outil informatique moyennant des codes de calcul à base de la MEF qui permettent d'approcher au mieux à des solutions réelles. On dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont on cite : **ETABS, ROBOT, SAP...** etc.

- Pour notre étude nous avons utilisé le logiciel **ETABS**.

IV-1-Description du logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments est des ouvrages de Génie Civil à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme, il permet aussi :

La modélisation de tous types de structures

- La prise en compte des propriétés des matériaux
- Le calcul et le dimensionnement des éléments
- L'analyse des effets dynamiques est statique
- La visualisation des déformées, des efforts internes, des modes de vibration...
- Le transfert de données avec d'autres logiciels

IV-2-Manuel d'utilisation de l'ETABS :

L'ETABS se trouve en plusieurs versions, dans notre travail on utilise la version 9.6.0.

- Pour ouvrir ETABS on clique sur l'icône :



- Une fenêtre de dialogue s'affiche, on clique sur **OK**.
ETABS.

Figure IV-1 : icône

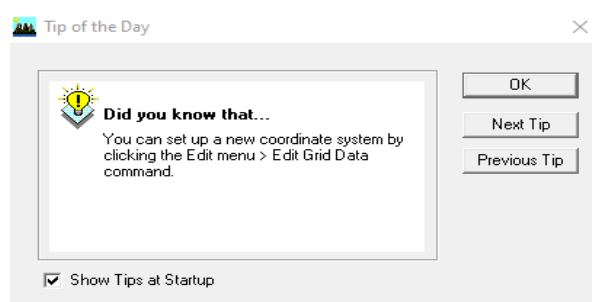


Figure IV-2 : fenêtre de dialogue.

IV-3 : Etapes de modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- 1) Introduction de la géométrie du modèle.
- 2) Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- 3) Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voile...).
- 4) Affectation des éléments définis au model
- 5) Définition des charges statiques (G, Q).
- 6) Introduction du spectre de réponse (E) selon le *RPA99 /version2003*.
- 7) Définition de la charge sismique E.
- 8) Introduction des combinaisons d'actions.
- 9) Chargement des éléments.
- 10) Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

IV-3-1 : Introduction de la géométrie du model :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

IV-3-1-1 : Le choix d'unité : on doit choisir un système d'unité pour la saisie des données dans l'ETABS. On sélectionne **KN.m** en bas de l'écran qui sera notre unité de travail.



Figure IV-3- : choix de l'unité

IV-3-1-2 : Géométrie de base : En haut de l'écran on sélectionne **file** puis **New model**, cette option permet de créer rapidement un modèle régulier.

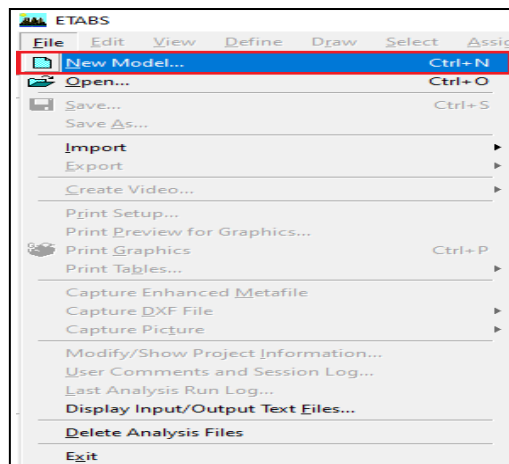


Figure IV-4- : commande création d'un nouveau modèle.

- Une page de dialogue sous le titre « **New Model Initialization** » s’affiche puis on clique **No**.

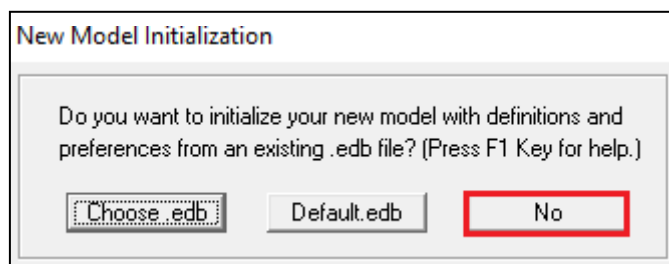


Figure IV-5- : création d’un nouveau modèle.

- Une fenêtre sous le nom de « **Building Plan Grid System and Story Data Définition** » qui va s’ouvrir nous permet d’introduire les paramètres suivants :
 1. Le nombre des lignes dans la direction X.
 2. Le nombre des lignes dans la direction Y.
 3. Espacement des travées dans le sens X.
 4. Espacement des travées dans le sens Y.
 5. Le nombre d’étage.
 6. La hauteur des étages courants.
 7. La hauteur du rez de chaussée (RDC).

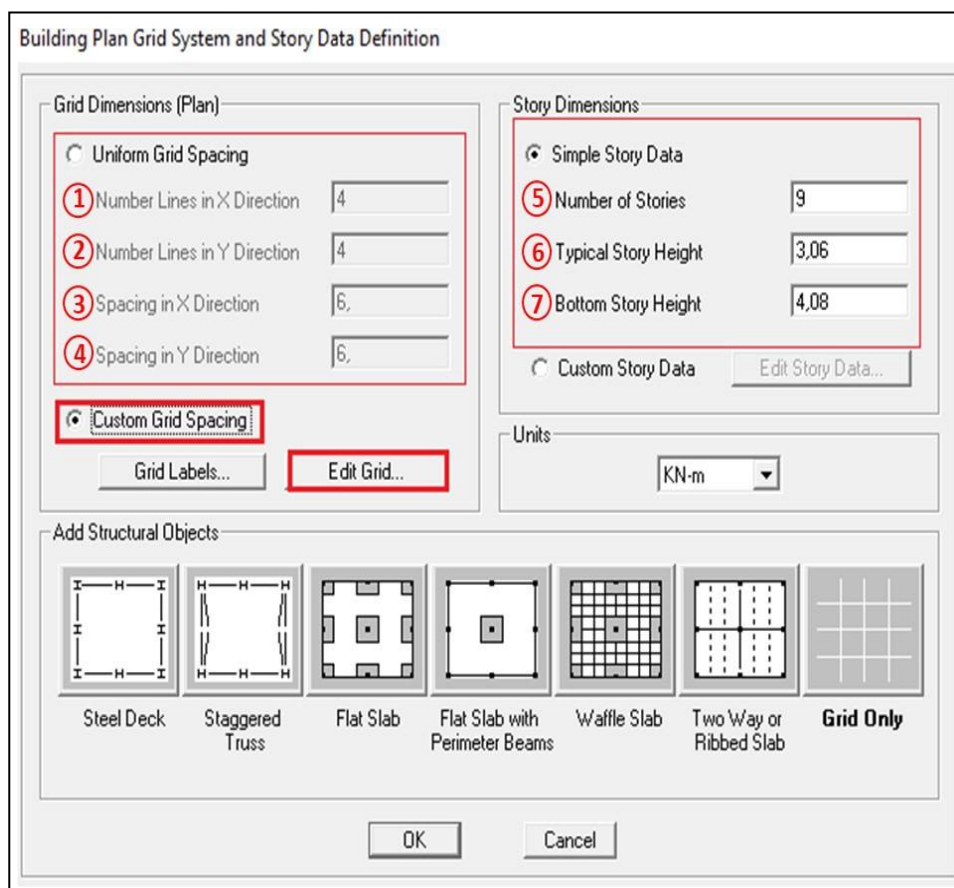


Figure IV-6- : instruction des nombres de ligne de construction en plan et en élévation.

- On modifie la géométrie de base en cliquant sur **Custom Grid Spacing** puis sur **Edit Grid data** ce qui nous permet d'accéder à l'interface suivante ou on aura à introduire les coordonnées ou bien les espacements des travées dans les deux directions en plan :

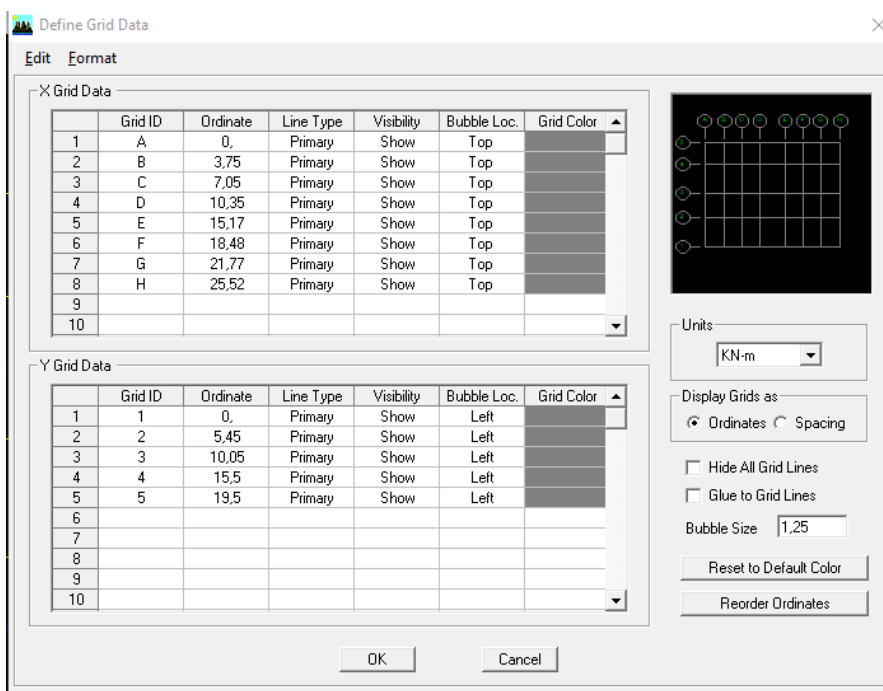


Figure IV-7- : instruction des lignes de construction en plan.

- Pour introduire les hauteurs d'étages en élévation on clique sur **Custom story data** puis sur **Edit story data** :

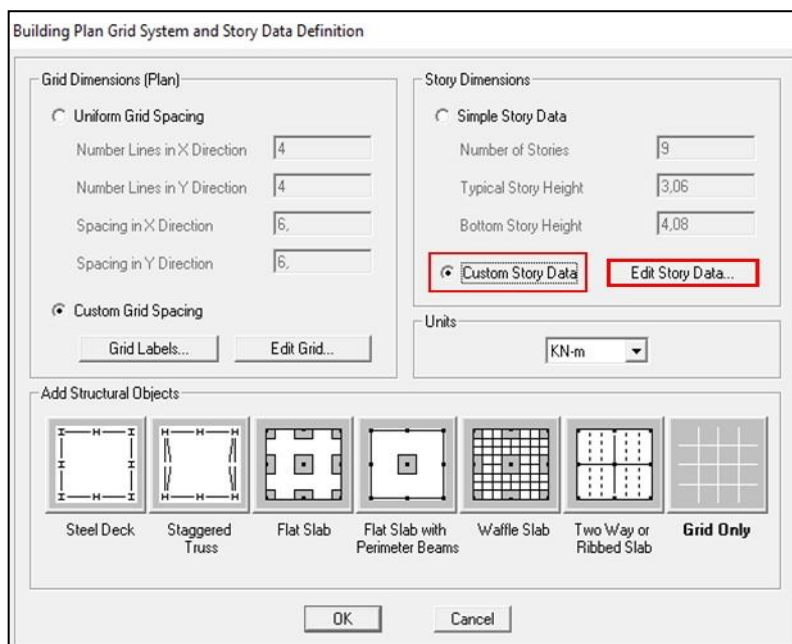


Figure IV-8- : instruction des lignes de construction en élévation.

- Dans le boîte de dialogue qui apparait « **Story Data** », on choisit le champ **Master Story** et on désactive pour tous les étages à part l'étage principale choisit par **Yes**, et dans le champ **Similar To** on applique cette étage principale à tous ceux qui lui son identique.

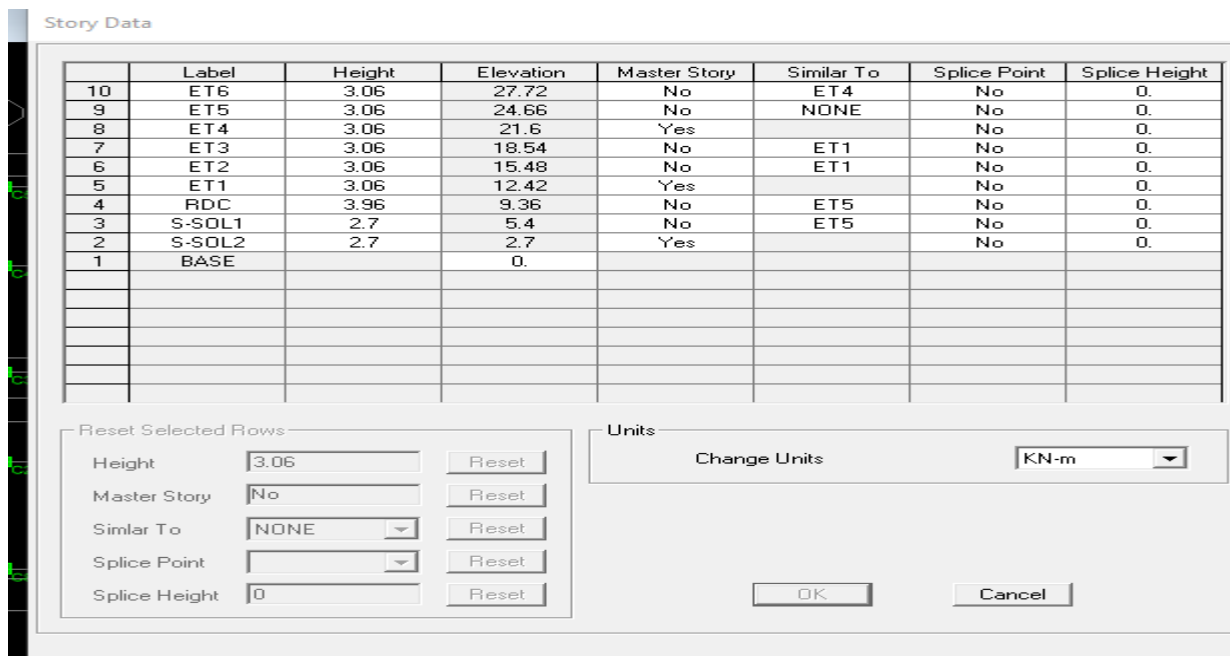


Figure IV-9- : instruction des lignes de construction en élévation.

- Après introductions des données précédentes (hauteur d'étage) comme indiqué sur l'image. On valide et on obtient deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.

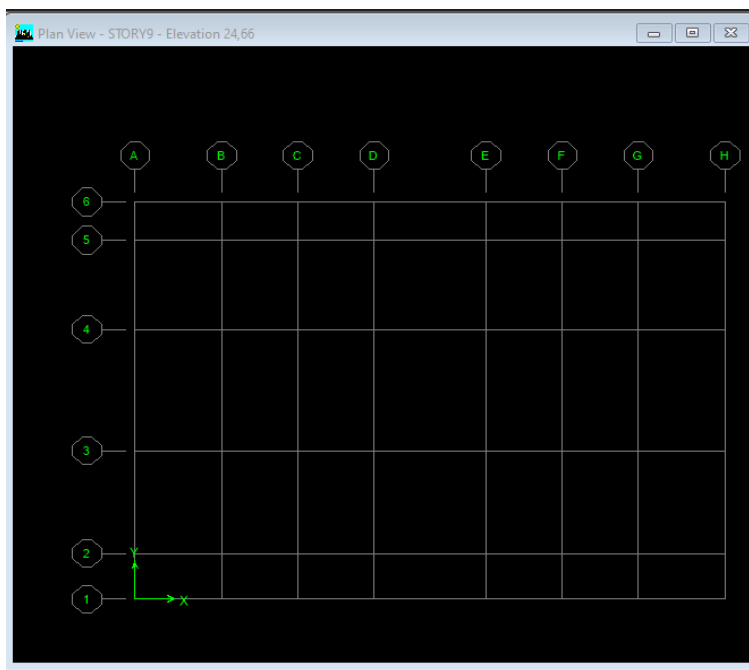


Figure IV-10- : Représentation de la structure en 2D.

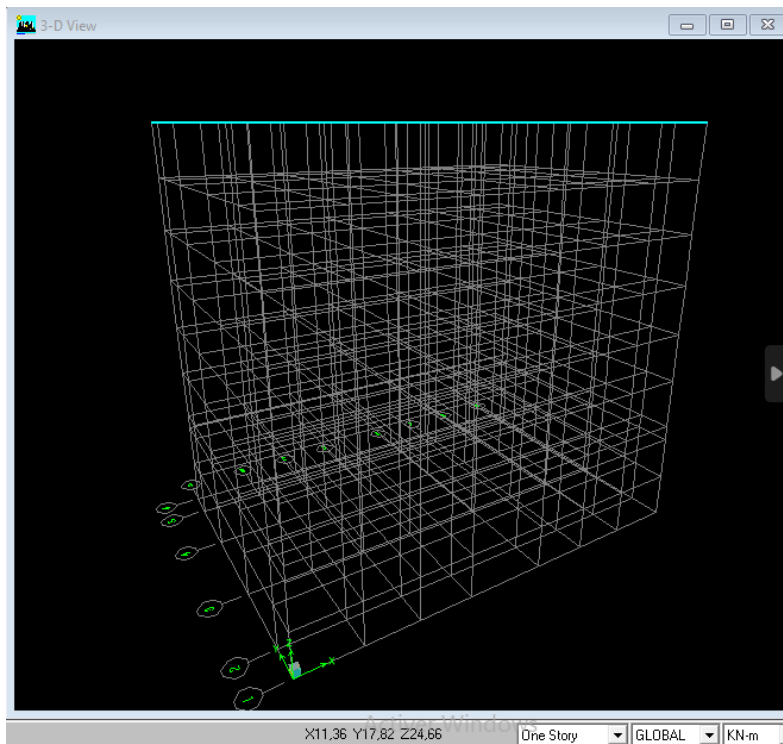



Figure IV-11- : Représentation de la structure en 3D.

IV-3-2 : Spécification des propriétés mécaniques des matériaux :

La deuxième étape consiste à introduire les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autre), pour cela on clique sur :

- **Define** puis **Material Properties** ou bien  , on sélectionne le matériau **Conc** ensuite **Modify/Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

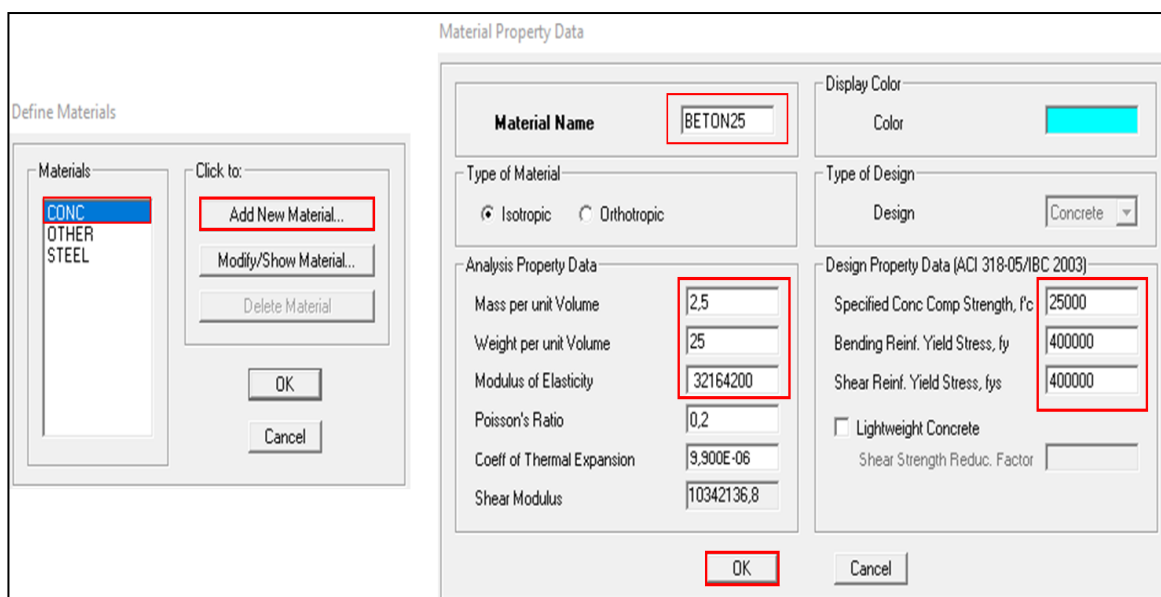


Figure IV-12- : Introduction des propriétés mécaniques du béton.

- **Define** puis **Material Properties**, une boîte de dialogue s'affiche « **Define Materials** » ensuite on sélectionne dans **Material** le matériau **Other** après **Modify/Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

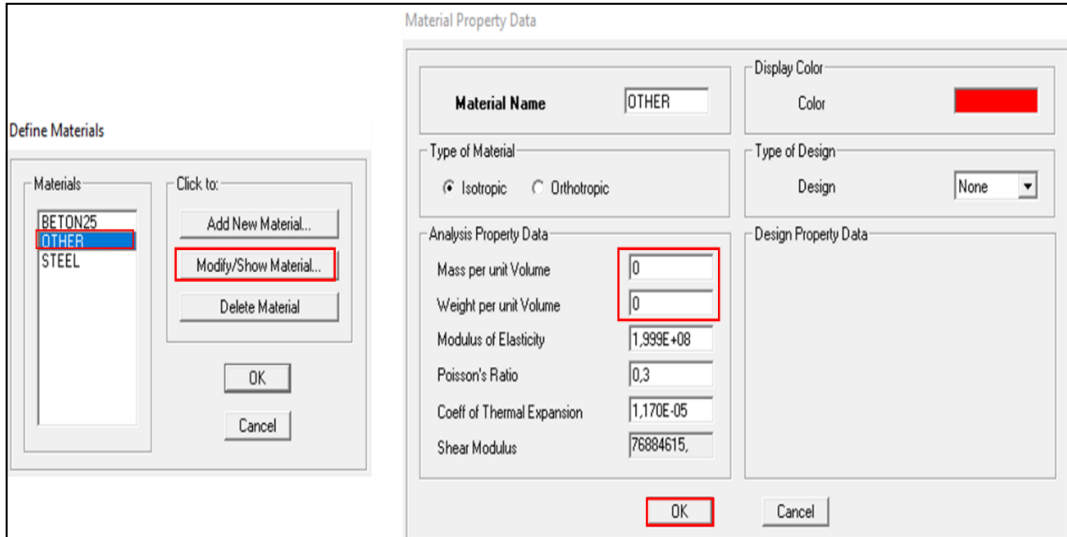


Figure IV-13- : Introduction des propriétés mécaniques du matériau OTHER

IV-3-3 : Spécification des propriétés géométriques des matériaux :

On va définir chaque élément de la structure : les poutres principales et secondaires, les poteaux, lesplancher, les dalles pleins et les voiles.

IV-3-1-1 : Poteaux et poutres :

- On clique sur **Define** puis sur **Frame Sections**, dans l'icône qui s'affiche on sélection tous lescoffrages donnés par défaut dans la colonne sauf **W44X335** puis en clique sur **Delete Property**.

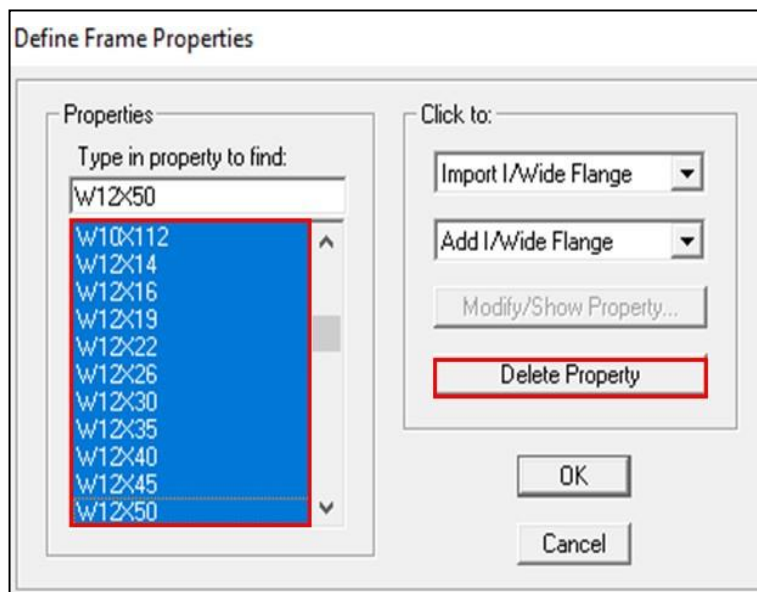


Figure IV-14- : introduction des éléments barres.

- Pour introduire les coffrages des poutres et des poteaux on clique sur **Add I/Wide Flange** puis on choisit **Add Rectangular**.

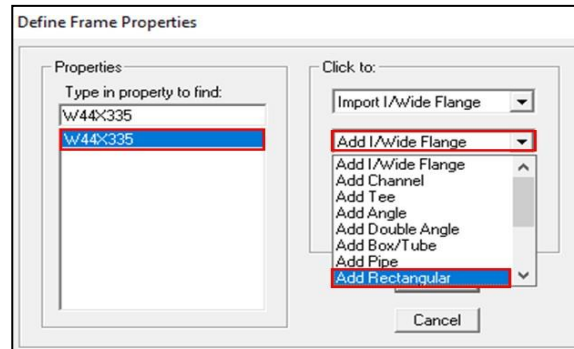


Figure IV-15- : introduction des coffrages de poutres.

- En cliquant sur **Add Rectangular**, une fenêtre apparaît sous le titre **Rectangular Section** qui vous permettra de définir les dimensions des poutres et des poteaux :

➤ **Poutre principale PP 30x45 :**

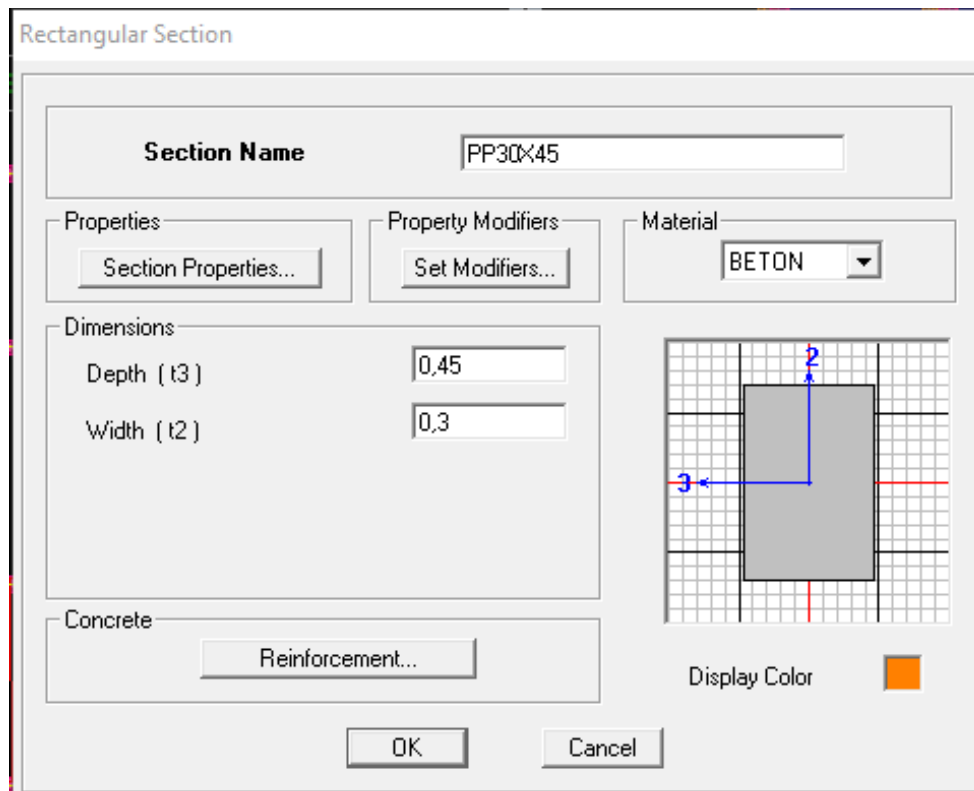


Figure IV-16- : définition des dimensions des poutres principales.

➤ **Poutre secondaire 25*35 :**

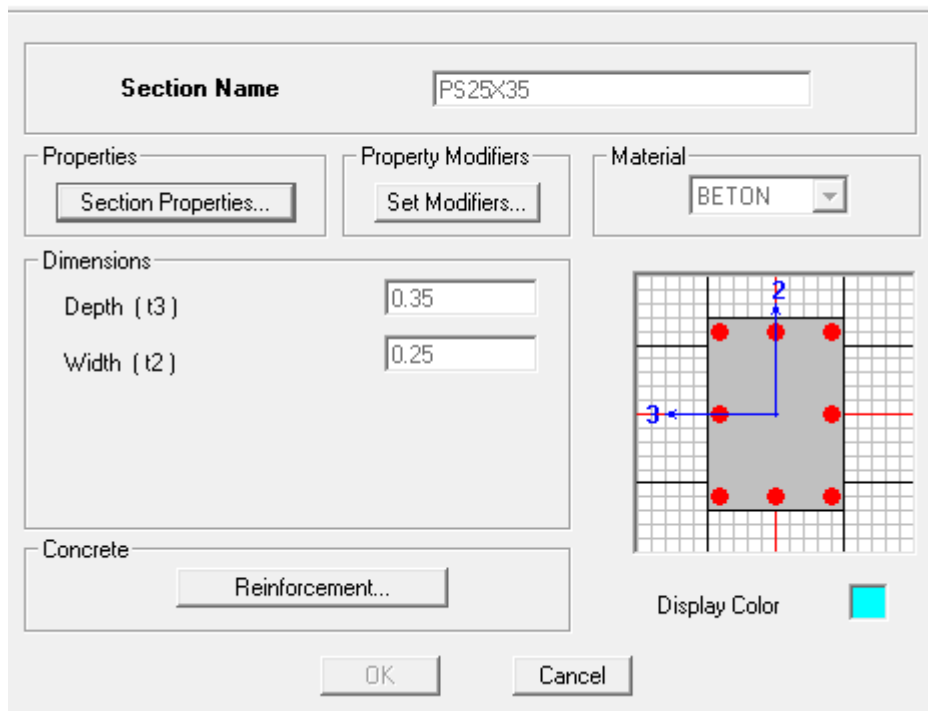


Figure IV-17- : définition des dimensions des poutres secondaires.

➤ **Poutre de chaînage 20*35 :**

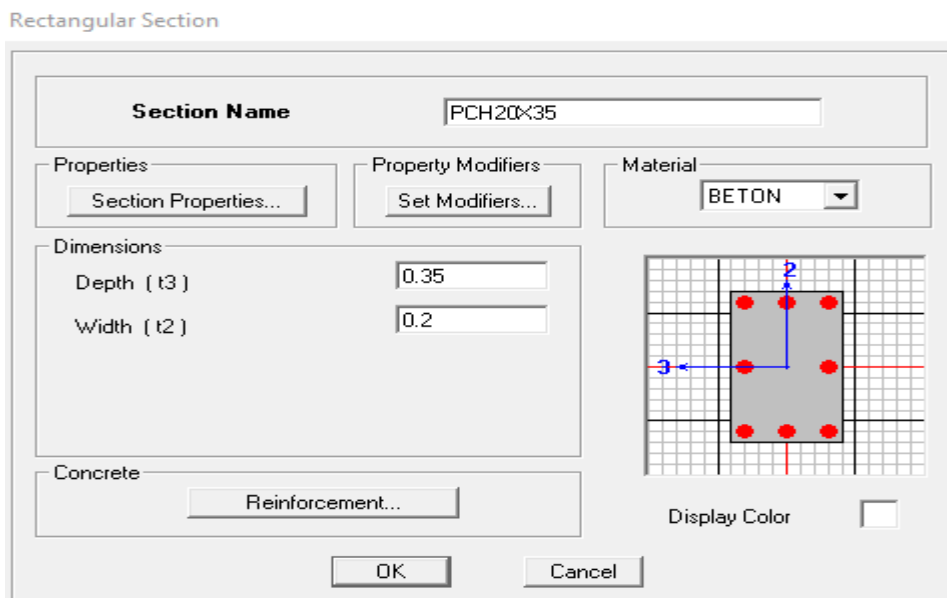


Figure IV-18- : définition des dimensions des poutres de chaînages.

➤ Pour un poteau 45x45 :

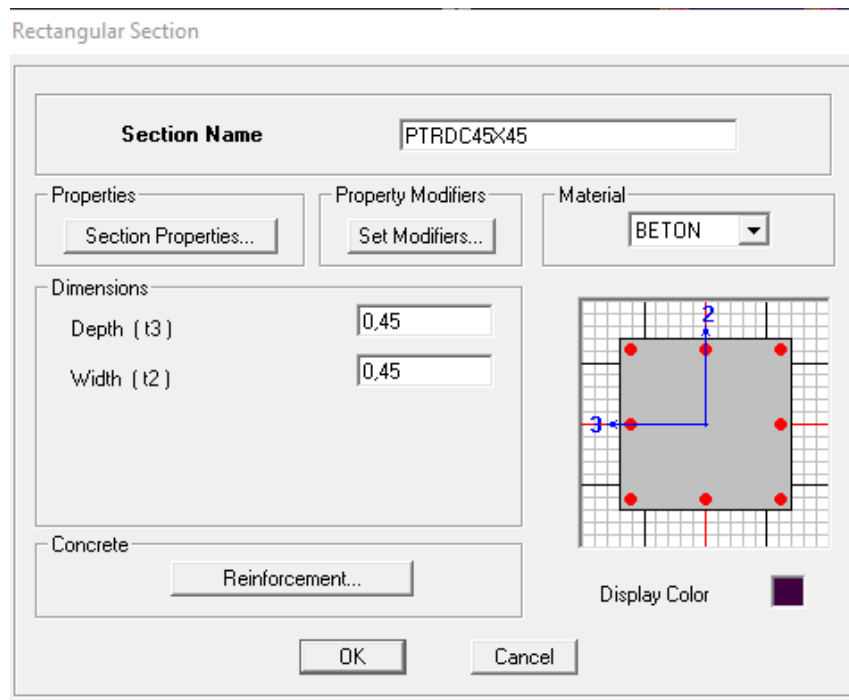


Figure IV-19- : définition des dimensions du poteau 45x45.

➤ Poteau 40x40 :

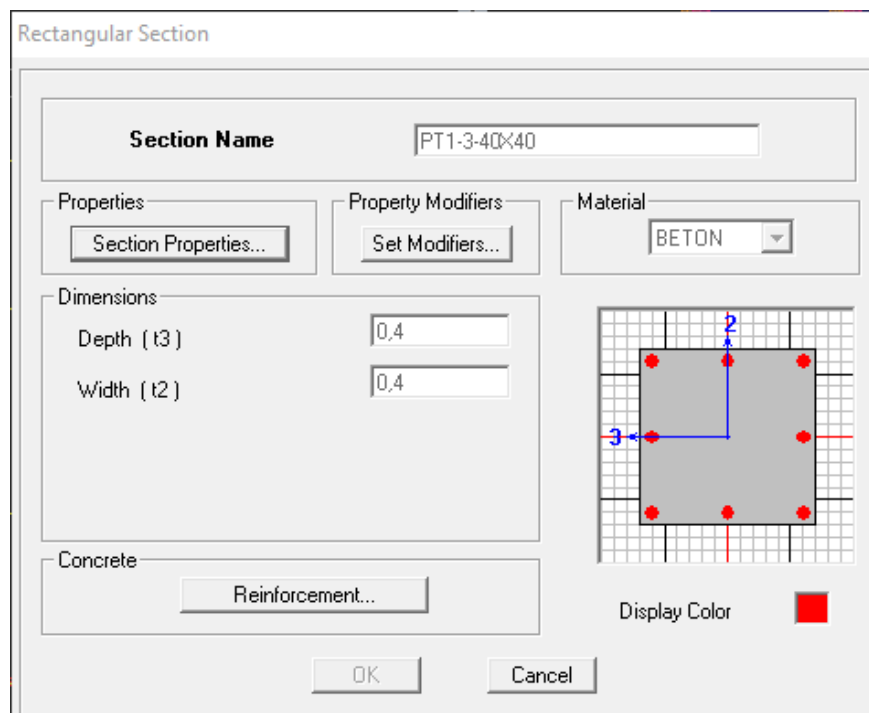


Figure IV-20- : définition des dimensions du poteau 40x40.

➤ Poteau 35x35 :

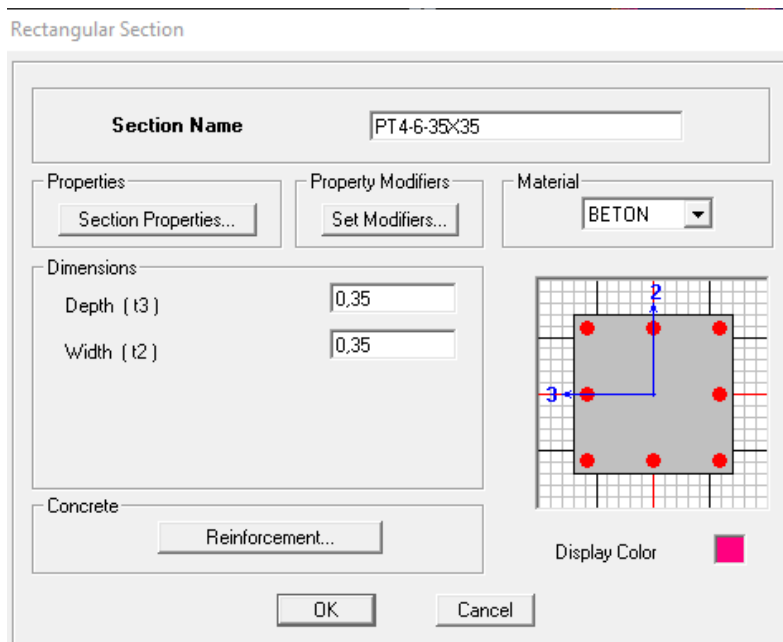


Figure IV-21 : définition des dimensions du poteau 35x35.

IV-3-2 : Les plancher, dalles pleins et voiles :

➤ Voile :

On clique sur **Define** puis sur **Wall/Slab/Deck sections** ensuite sur **Add New Wall** pour un voile, une nouvelle fenêtre va apparaître « **Wall/Slab Section** » ; là où il faut spécifier le nom pour la section du voile et son épaisseur ensuite on coche **Shell**.

- Pour le voile du RDC :

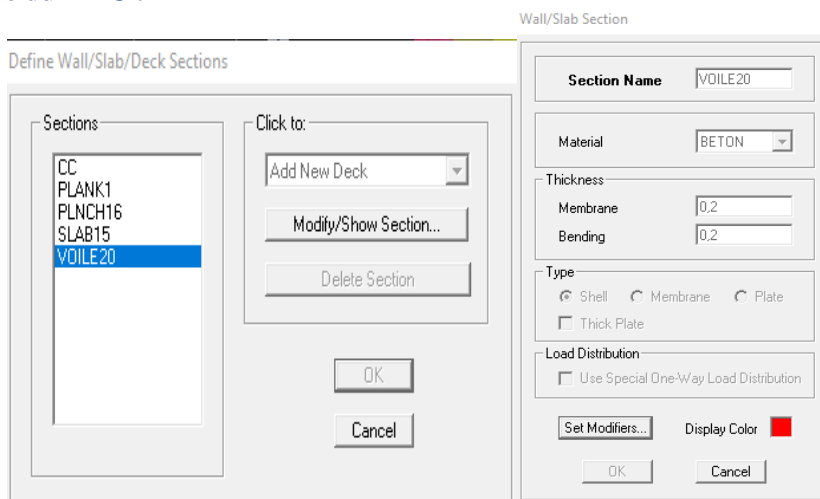


Figure IV-22-: définition des dimensions de voile du RDC.

➤ **Plancher :**

On clique sur **Define** puis sur **Wall/Slab/Deck sections** ensuite sur **Add New Slab** pour un plancher, une nouvelle fenêtre va apparaitre « **Wall/Slab Section** » ; là où il faut spécifier le nom pour la section du plancher et son épaisseur ensuite on coche **Membrane**.

Pour le plancher en corps creux :

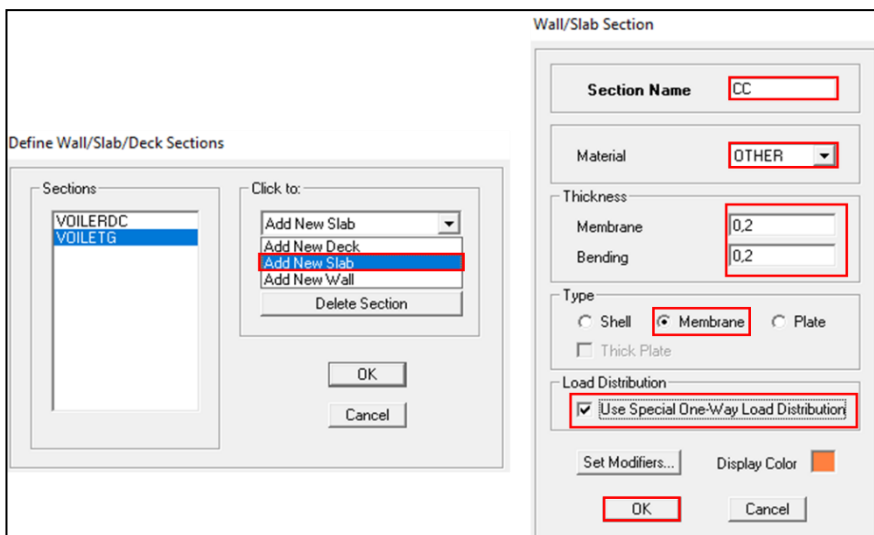


Figure IV-23: définition des dimensions des planchers en corps creux.

➤ **Pour la dalle pleine :**

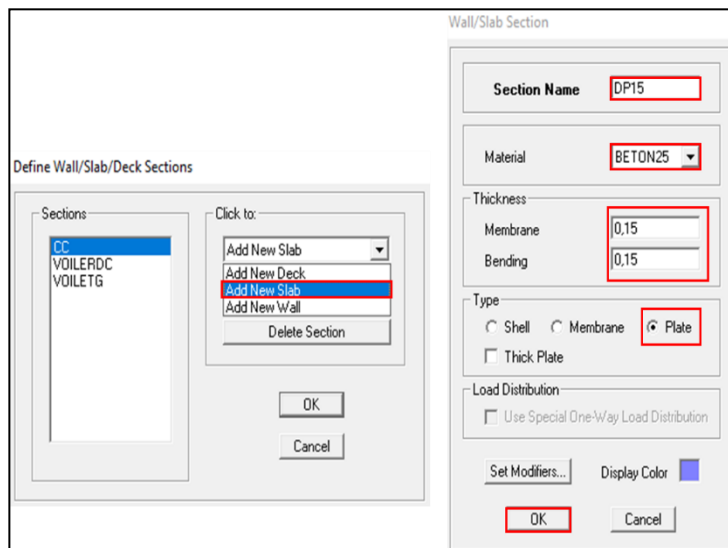


Figure IV-24- : Définition des dimensions de la dalle pleine.

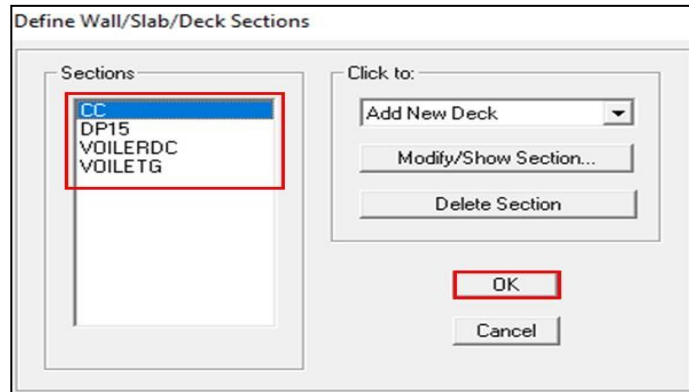



Figure IV-25- : Validation des planchers

IV-4-3 : Affectation des éléments définis au model :

Pour affecter les sections définies aux différents éléments on sélectionne en haut et à gauche de l'écran **Draw** ensuite **Draw Line Objects** après on choisit selon l'élément qu'on dessine.

IV-4-3-1 :Pour les poteaux :

Après **Draw Line Objects** on choisit **Create Columns in Region or at Clicks (Plan)** ou bien on clique sur l'icône  une boîte de dialogue apparait et on sélectionne dans « **Property of Object** » le type de poteaux à placer selon l'étage correspondant :

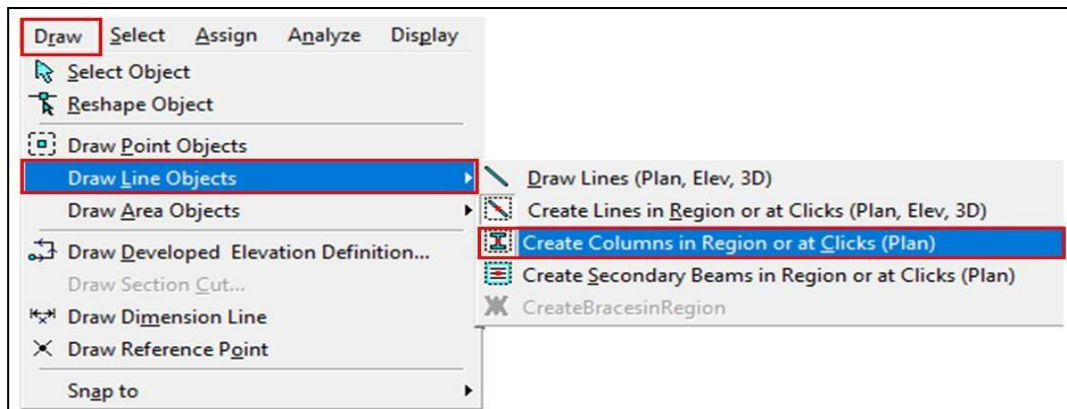


Figure -26- : Commande de dessin poteaux.

On place les poteaux dans leur place conformément au plan d'architecte.

➤ **S-sols, RDC :**

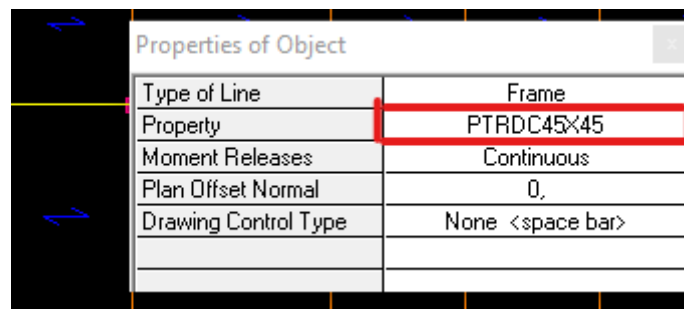


Figure IV-27- : dessin des poteaux 45x45

➤ 1, 2,3 étages :

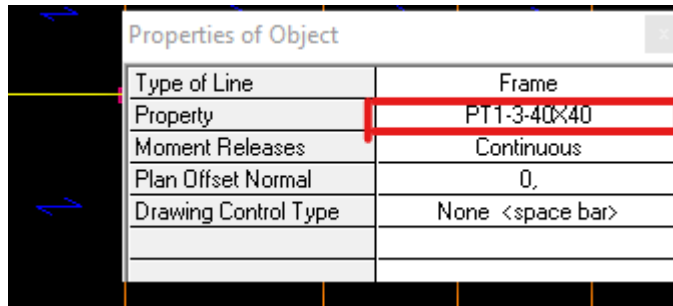
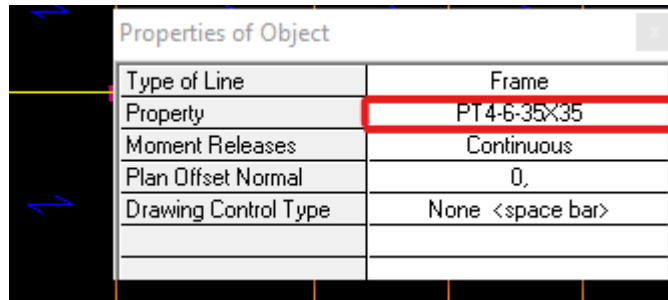



Figure IV-28- : dessin des poteaux 40x40

➤ 4, 5,6 étages :



FigureIV-29- : dessin des poteaux 35x35

IV-4-3-2 : Pour les poutres :

Après **Draw Line Objects** on choisit **Create Lines in Region or at Clicks (plan, élewa, 3D)** ou bien on clique sur l'icône  une boîte de dialogue apparait et on sélectionne dans « **Property of Object** » ensuite choisir le nom de la section et cliquer sur les grids lines des poutres pour les dessiner.

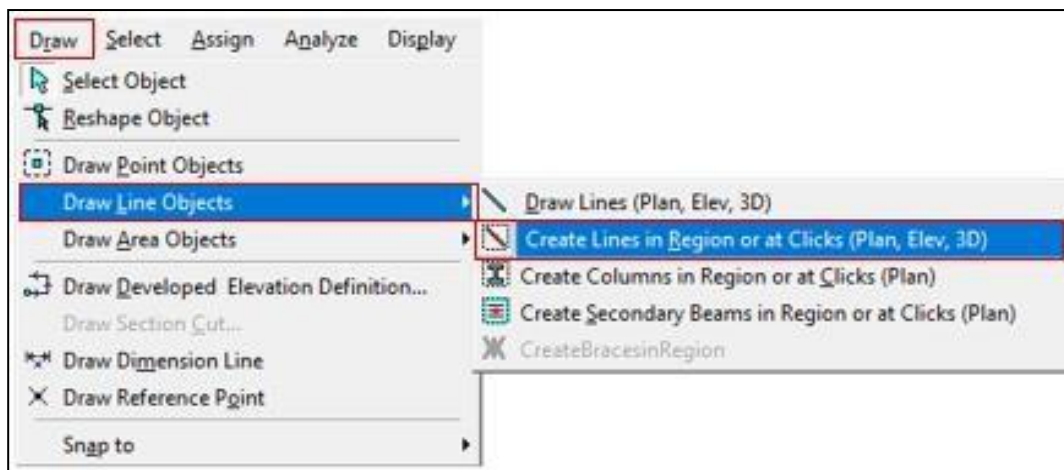


Figure IV-30- : Commande de dessin poutres.

- Pour les poutres principale 30x45 :

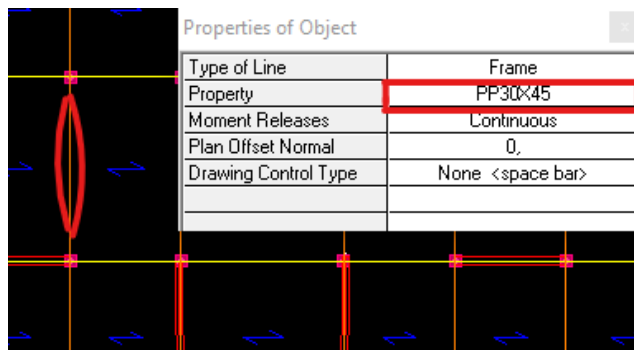


Figure IV-31- : dessin des poutres principales 30x45.

- Pour les poutres secondaires 25x35 :

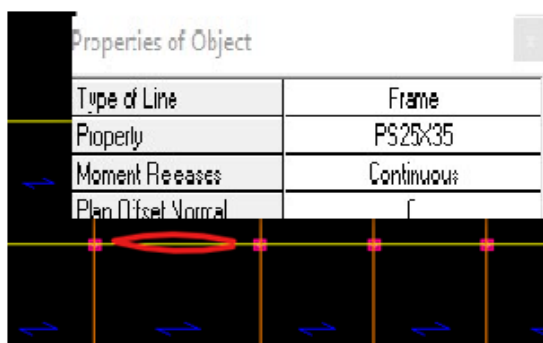



Figure IV-32- : dessin des poutres principales 30x35.

IV-4-3-3 : pour les voiles :

Pour modéliser les voiles on sélectionne en haut et à gauche de l'écran **Draw** ensuite **Draw AreaObjects** après **Draw Walls (Plan)** ou bien on clique sur l'icône 

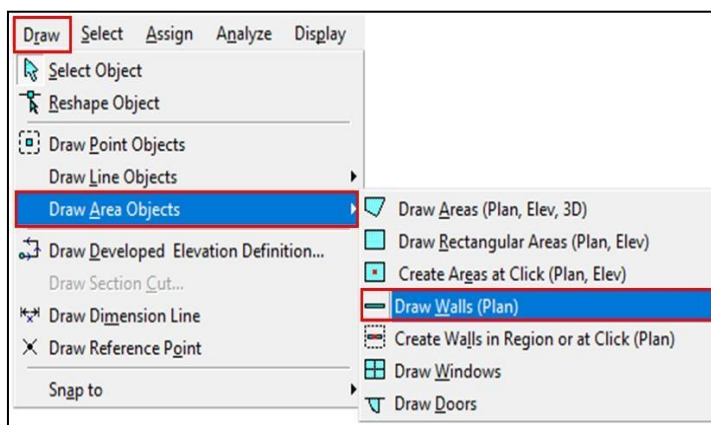


Figure IV-33- : Commande de dessin voile.

Dans la boîte de dialogue qui apparaît « **Property of Object** » on sélectionne dans **Property** voile onspécifie la longueur du voile dans la case **Fixed Length**, puis dessiner le Voile.

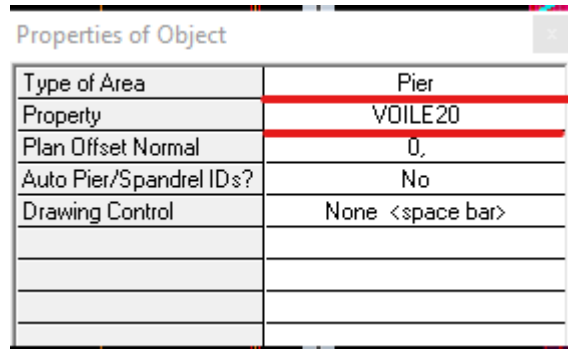


Figure IV-34-: affectation des voiles

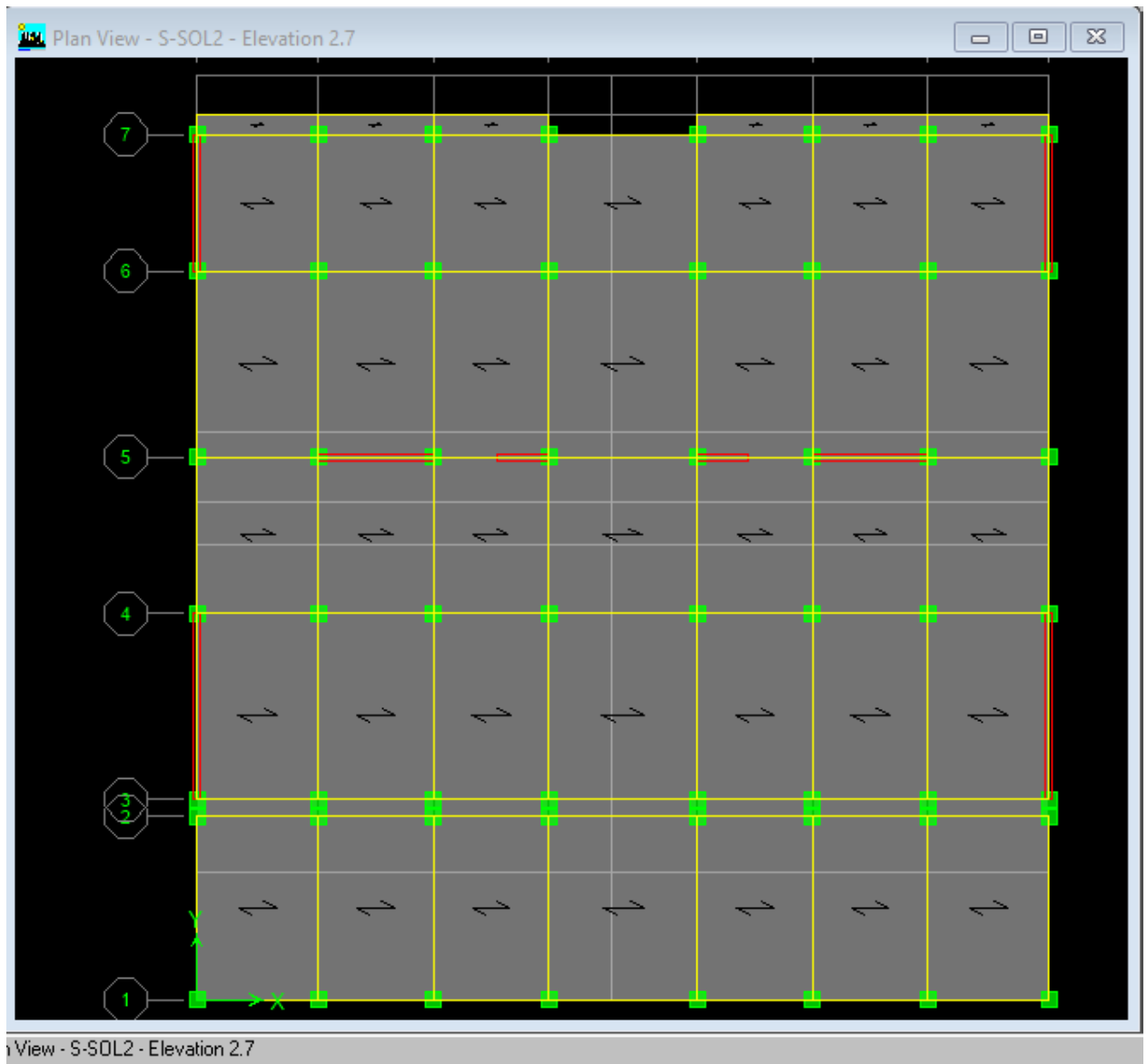



Figure IV-35- : Positionnement des voiles.

IV-4-3-5 : Pour les dalles en corps creux :

- Pour modéliser les dalles en corps creux on sélectionne en haut et à gauche de l'écran **Draw** ensuite **Draw Area Objects** après **Create Areas at Click (Plan, Elev)** on bien on cliquesur l'icône 

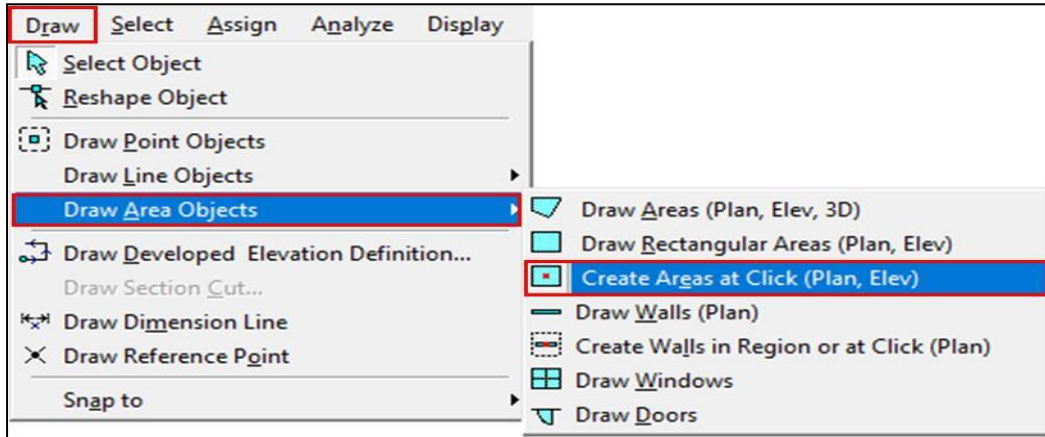


Figure IV-36 : Commande de dessin des dalles en corps creux.

- Dans la boite de dialogue qui apparaît « **Property of Object** » on sélectionne dans **Property** CC.

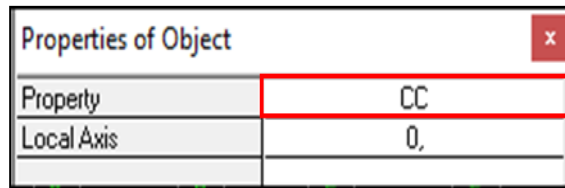



Figure IV-37- : affectation des corps creux.

IV-4-3-6 : Pour la dalle pleine :

Pour modéliser les dalles en corps creux on sélectionne en haut et à gauche de l'écran **Draw** ensuite **Draw Area Objects** après **Draw Areas (Plan, Elev,3D)** ou bien on cliquesur l'icône 

- Dans la boite de dialogue qui apparaît « **Property of Object** » on sélectionne dans **Property** DP.

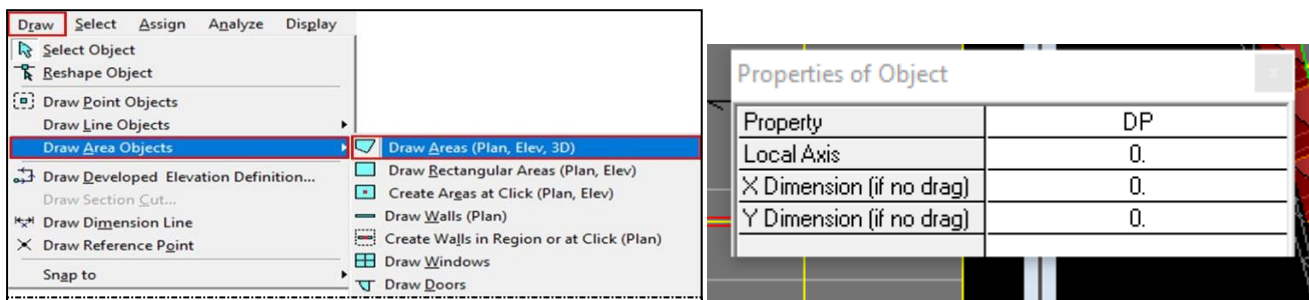


Figure IV-38- : Affectation de la dalle pleine.

Enfin, on obtient le schéma final de la structure.

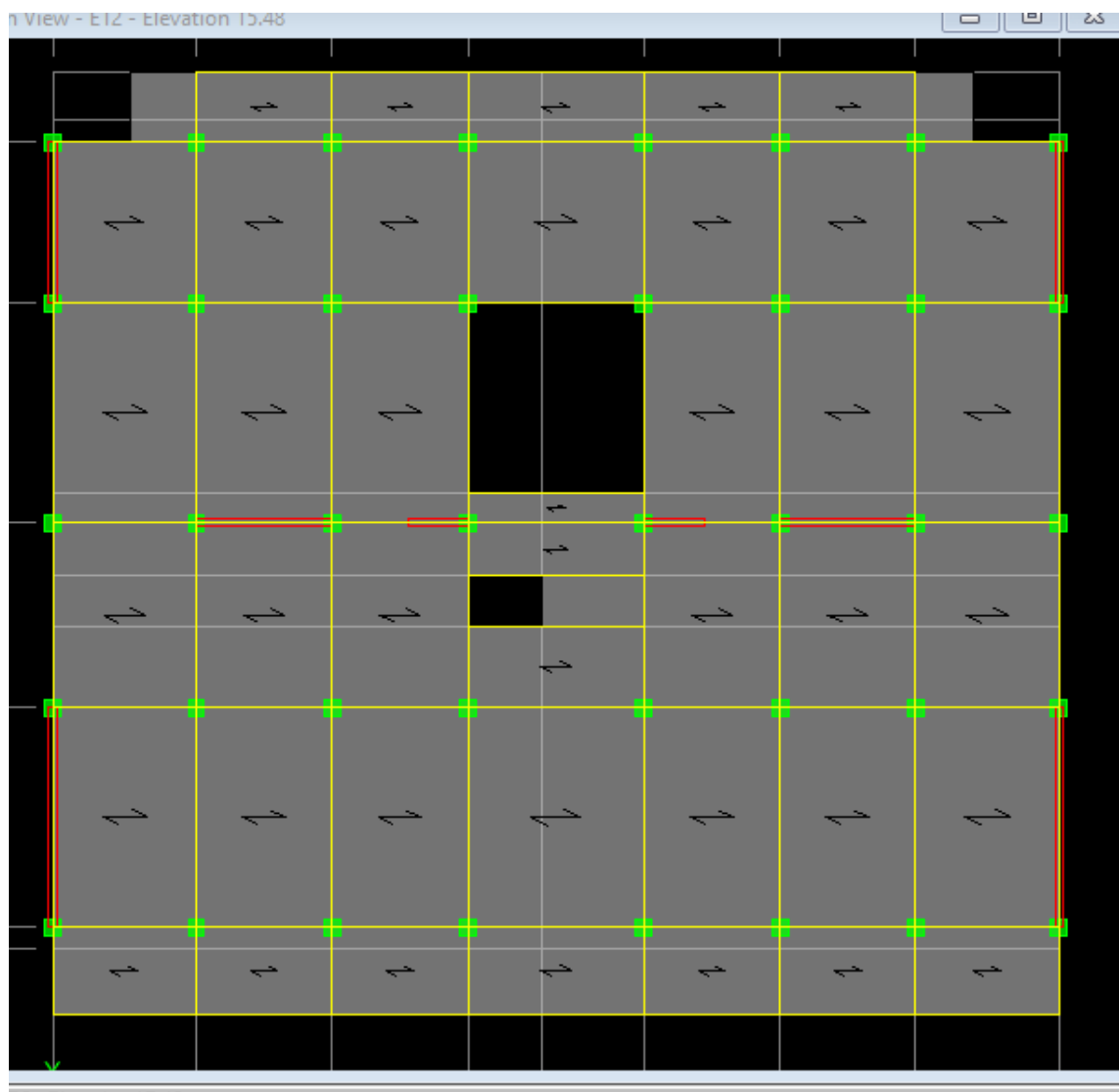


Figure IV-39- : Vue en plan des éléments structuraux d'un étage.

IV-3-4 : Définition des charges statiques (G, Q) :



La structure est soumise à des charges permanentes (G) et des surcharges d'exploitation (Q) pour les définir on clique sur : **Define** puis sur **Static Load Cases** ou bien sur l'icône 



Figure IV-40- : Définition des charges G et Q.

IV-3-5 : Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99 /version2003 :

La création du spectre de réponse se fait avec l'utilisation du logiciel de calcul RPA99.

- On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône 
- On introduit les données dans leurs cases respectives :
 1. Zone IIa : zone de moyenne sismicité (T.0)
 2. Groupe d'usage 2 : importance moyenne (à usage d'habitation) dans la hauteur ne dépasse pas 48 m.
 3. Classification des sites d'implantation S3 : site meuble
 4. Classification des systèmes de contreventement : béton armé voiles porteurs.
 5. Facteur de qualité (Q) : Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :
 - Conditions minimales sur les files de contreventement,
 - La redondance en plan,
 - La régularité en plan,
 - La régularité et en élévation,
 - Contrôle de la qualité des matériaux,
 - Contrôle de la qualité de l'exécution.

La valeur Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \Sigma Pq$

Pq : pénalité à retenir selon que le critère de qualité q.

Après avoir vérifiée les conditions ci-dessous en trouve le facteur de qualité $Q = 1,15$.

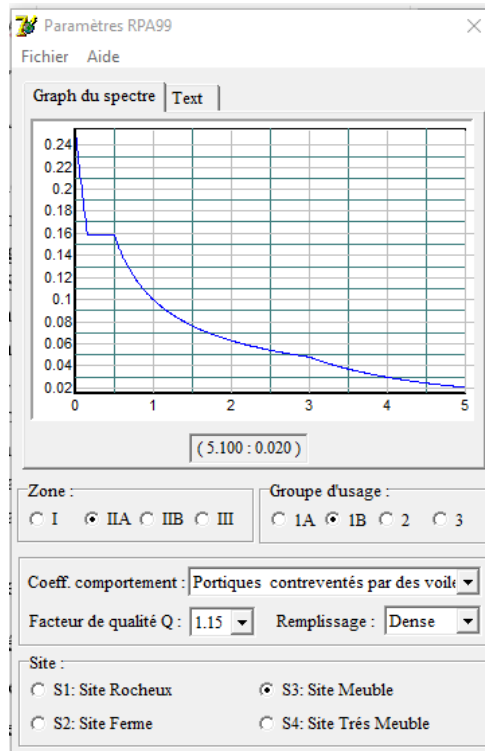


Figure IV-41 : Définition du spectre de calcul du RPA 99 version 2003.

Après l'introduction des données on clique sur **Text** puis sur **Enregistrer** et on lui choisit un emplacement de sauvegarde.

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur **Define** puis **Response Spectrum Functions** puis sur **Spectrum from File** et **Add new Function**.

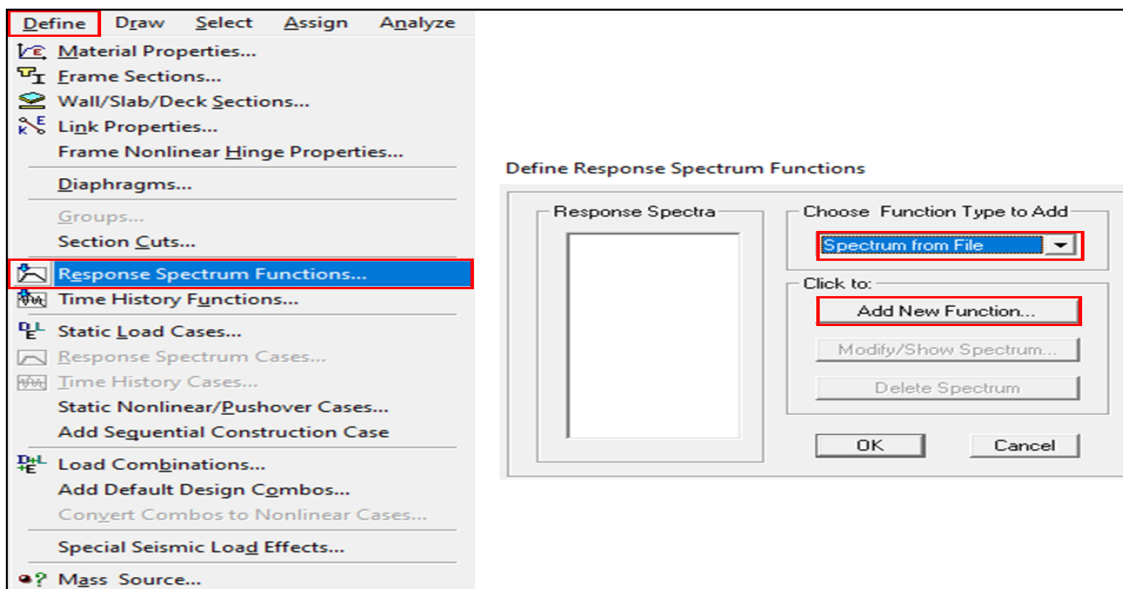


Figure IV-42 : commande d'introduction du spectre de réponse.

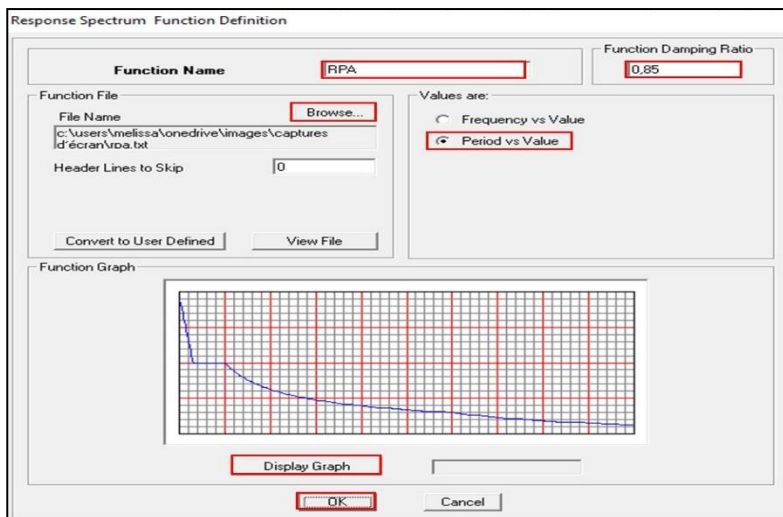


Figure IV-43 : Introduction du spectre de calcul du RPA 99 version 2003.

IV-3-6 : Définition de la charge sismique E :

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition de la charge sismique E, pour cela on clique sur **Define** puis **Responses Spectrum Cases** ensuite **Add New Spectrum** ou bien

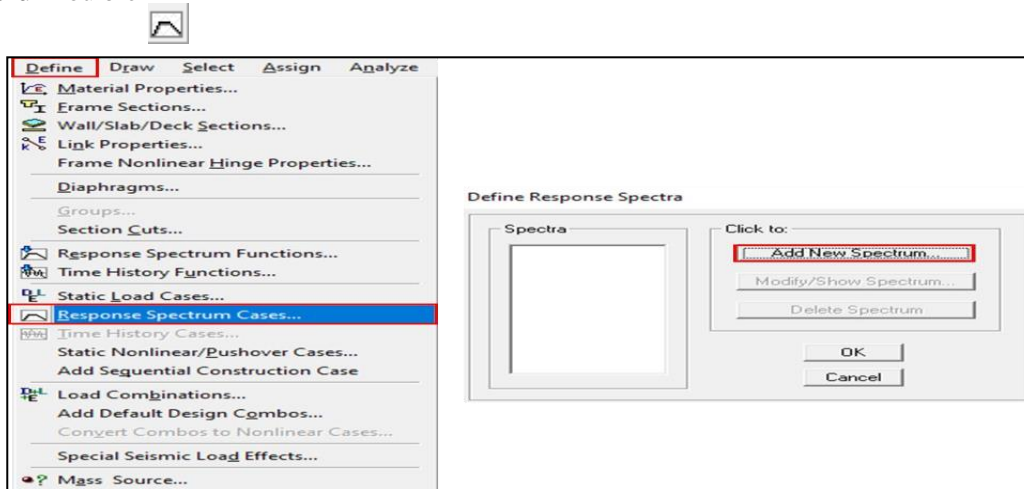


Figure IV-44 : commande d'introduction du spectre de réponse.

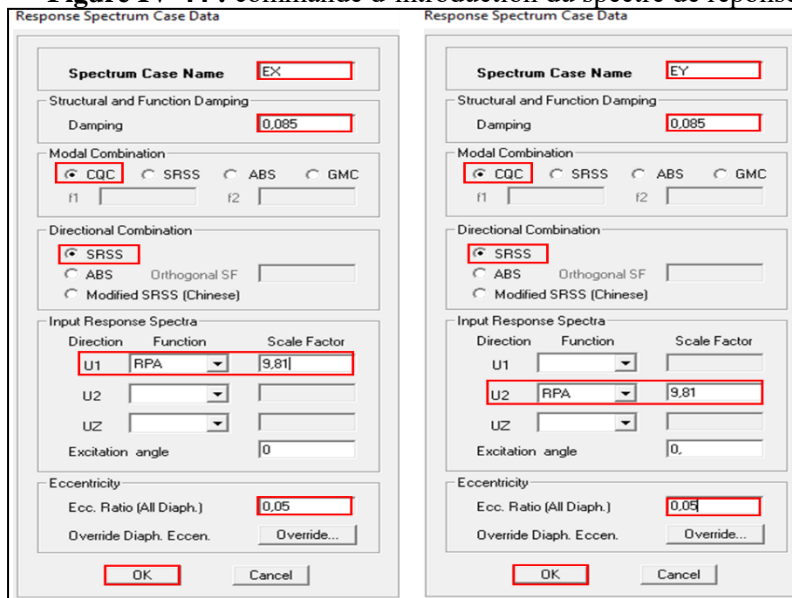



Figure IV-45 : Désignation des charges sismiques pour les deux directions principales.

IV-3-6-1 : Définition de la masse sismique :

Dans notre cas l'ouvrage est à usage d'habitation donc $\beta = 0.2$ Pour l'introduction de cette masse on suit les étapes suivantes : cliquer sur **Define** puis sur **Massesource...** ou bien directement sur l'icône , puis sur **From Loads**.

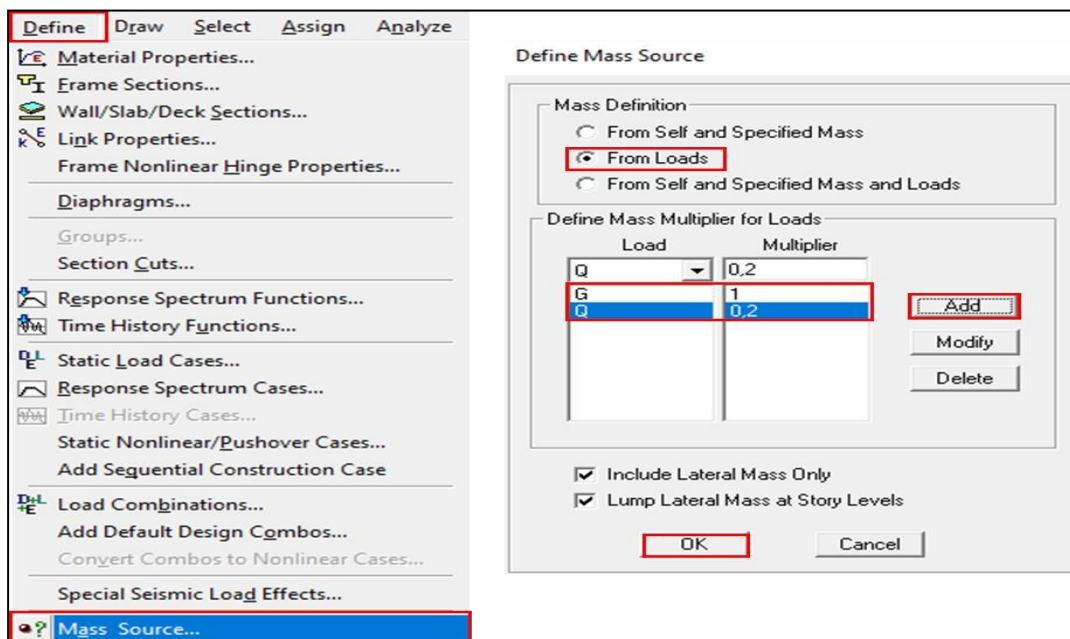


Figure IV-46 : définition de la masse sismique.

IV-3-7 : Introduction des combinaisons d’actions :

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur : **Define** puis sur **Loads Combinaisons** ensuite **Add New Combo** ou bien sur l’icône

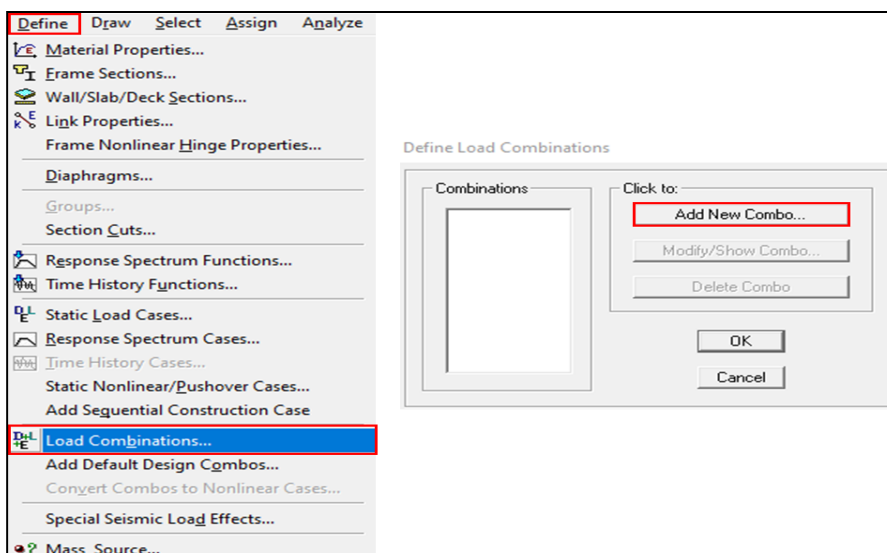


Figure IV-47 : Commande d’introduction des combinaisons d’actions.

Dans la boite de dialogue qui apparait après avoir cliqué sur **Add new Combo**, on aura à introduire lenom de la combinaison et les charges avec leurs coefficients.

- **Combinaisons accidentelle de RPA :**

GQE : (G+Q+E, G+Q-E).

08GE : (0.8G+e-E, 0.8G-E).

- **Combinaisons aux états limites (ELU/ELS) :**

ELU : 1.5G+1.5Q

ELS : G+Q

- **Combinaison de poids** : G+0.2
- On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

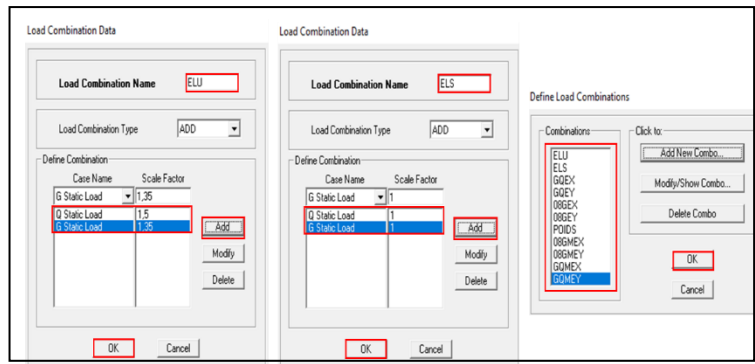


Figure IV-48 : création des combinaisons de charges.

IV-3-8 : Chargement des éléments :

➤ **Chargement des planchers à corps creux :**

- **Plancher terrasse :**

G = 6.73KN/m², Q = 1.5 KN/m²

- **Plancher étage courant :**

G = 5.42 KN/m², Q = 1.5 KN/m²

- **Plancher du RDC :**

G = 5.42 KN/m², Q = 1.5 KN/m²

- **Plancher sous-sols :**

G = 5.42 KN/m², Q = 2.5 KN/m²

- Pour charger les planchers on commence dans un premier lieu par sélectionner les planchers puis cliquer sur cette icône 

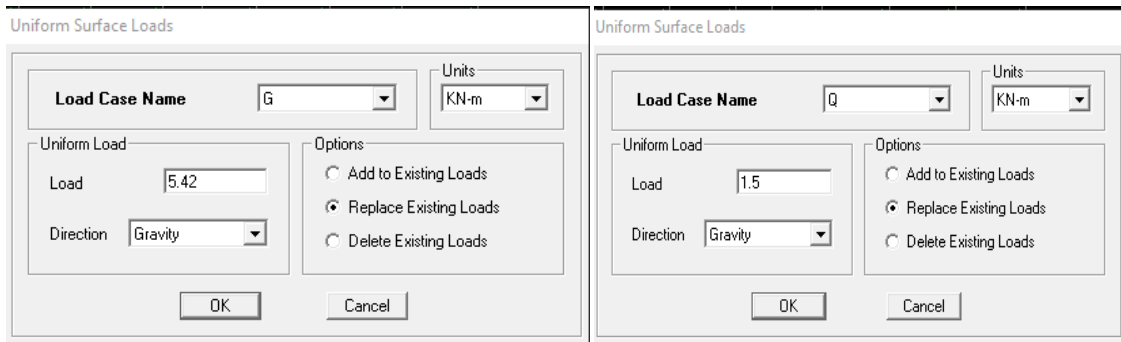


Figure IV-49 : Attribution des charges surfacique à des panneaux.

- Répétez l’opération pour tous les étages.

IV-3-8-1 : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) :

Appuis (Encastrement de la base) :

Après avoir dessiné la structure, on doit définir les appuis et encastrent les poteaux et les voiles à labase du bâtiment. On sélectionne les nœuds à la base et on clique sur **Assing** puis sur **Joint/point** ensuite **Restraints**, ou bien on clique sur l’icône.

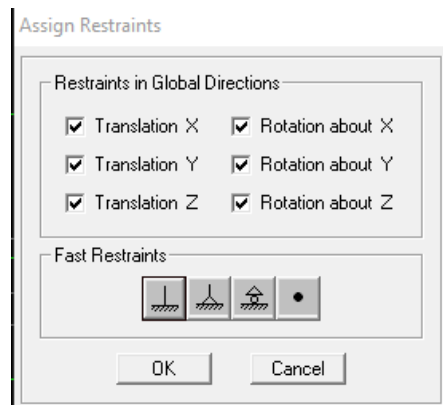


Figure IV-50 : Encastrement de la base de la structure.

La masse des planchers est supposée concentrée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation **Mass-Source**.

On donne la valeur **1** pour la charge permanente. On donne la valeur de **β (0,2 dans notre cas)** suivant la nature de la structure.

➤ **Attribution des diaphragmes :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maitres de telle sorte qu’ils puissent former un **diaphragme** ceci a pour effet de réduire le nombre d’équations à résoudre par le logiciel ETABS.

- On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur : **Assign** puis sur **Joint/Point** ensuite **Diaphragms** ou bien cliquer directement sur l’icône

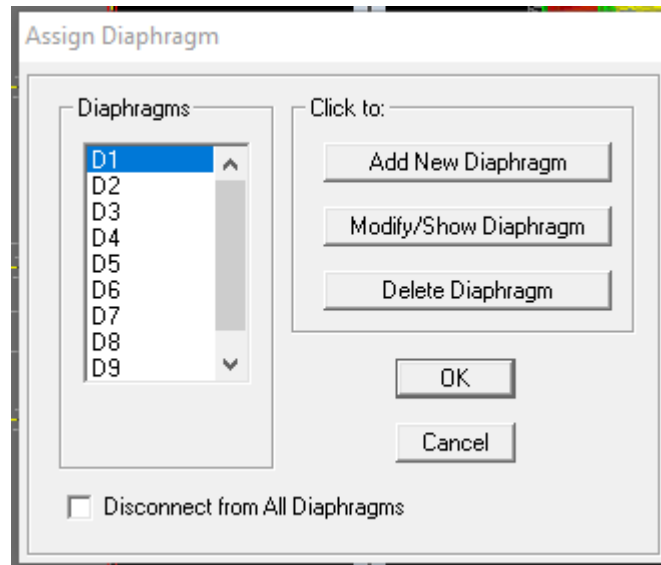


Figure IV-51 : commande d'introduction d'un plancher rigide.

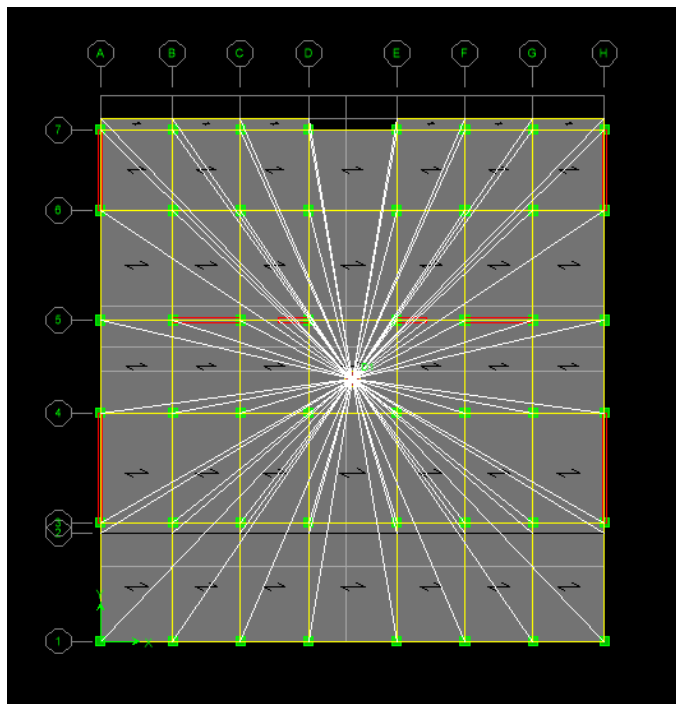


Figure IV-52 : spécification du diaphragme

IV-3-9 : Analyse et visualisation des résultats :

Cette étape consiste à lancer l'analyse dynamique, mais il ya lieu de spécifier le nombre de mode à utiliser dans le calcul d'une manière on doit avoir une participation massique supérieure à **90%** selon **RPA99/ Version 2003**.

- **Nombre de modes** : en cliquant sur **Analyze** → **Set Analysis options**.

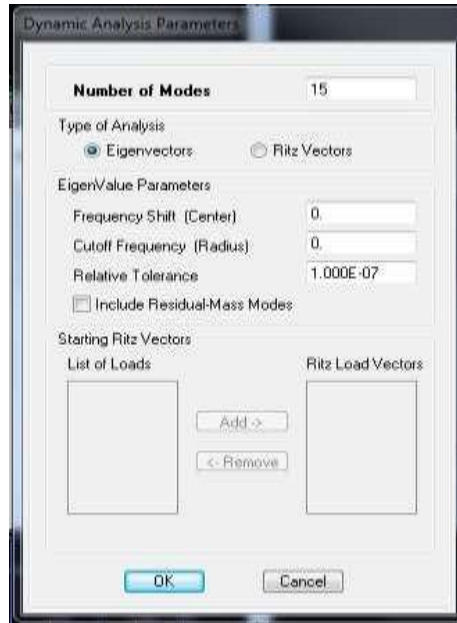


Figure IV-53 : Introduction du nombre de mode.

Vérifier que notre structure ne contient pas de problème avec l’option **Analyze** ensuite **checkmodal**.

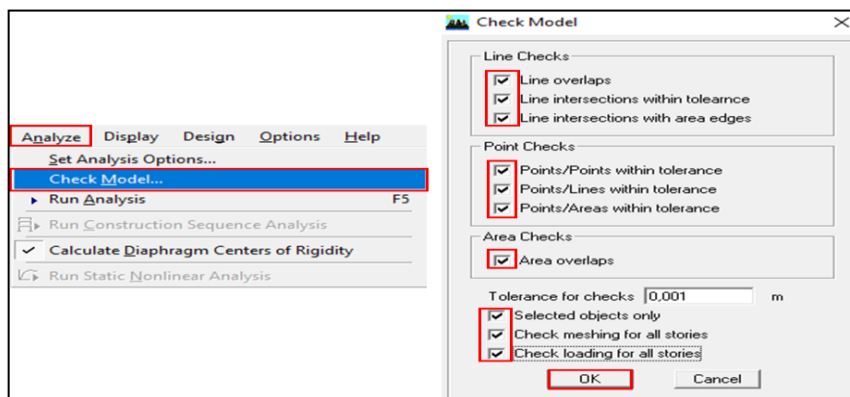


Figure IV-54 : option de vérification du modèle.

- Pour le lancement de l’analyse on clique sur **Analyze** puis sur **Run Analysis** ou sur la touche F5 de clavier.

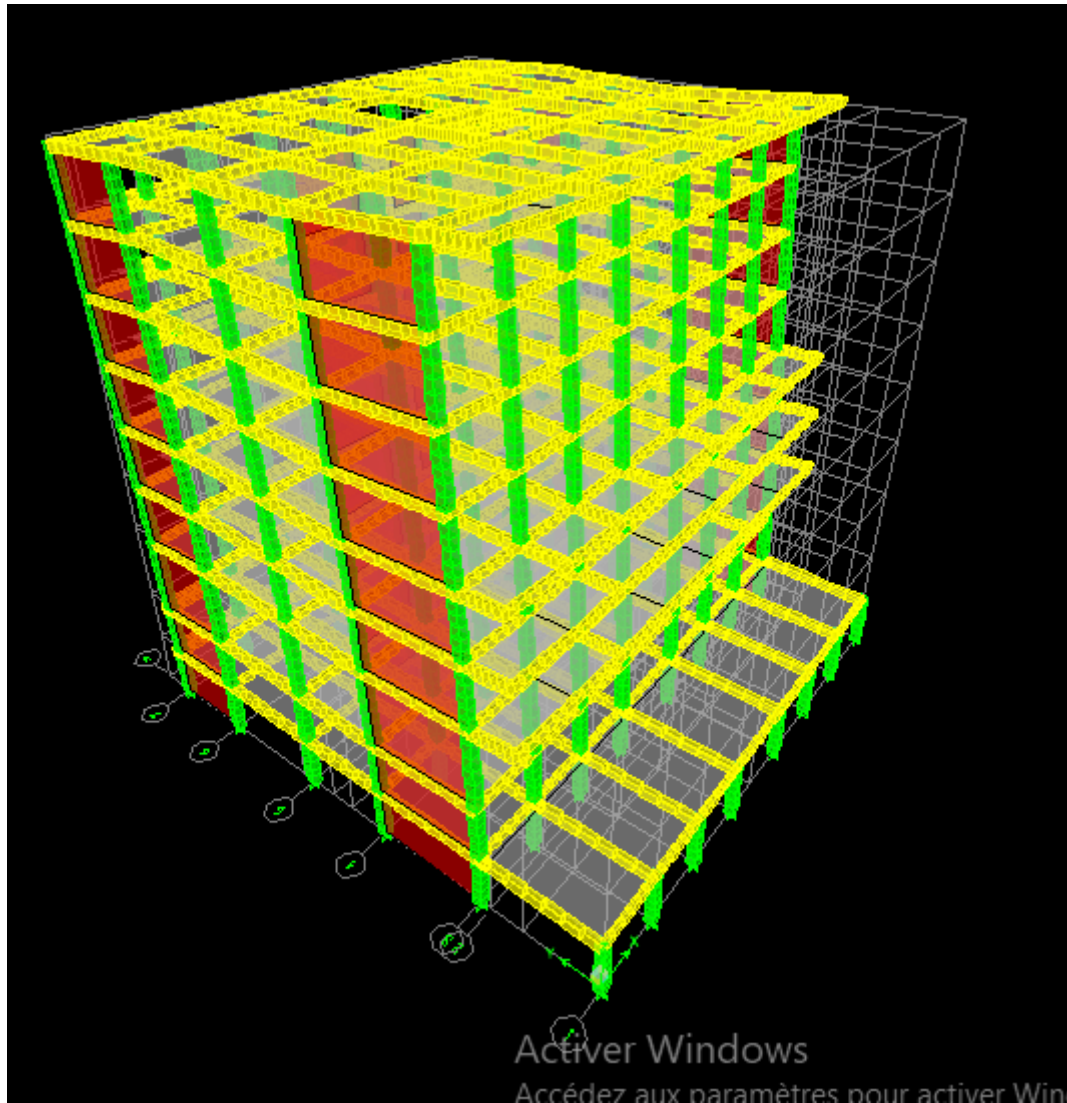


Figure IV-56 : Analyse de la structure.

CHAPITRE V

Vérification des exigences RPA



INTRODUCTION :

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste. Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante, affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des Constructions.

Pour cela le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien (**RPA99) version 2003** [2] exigent la satisfaction des conditions suivantes :

1. La période fondamentale de la structure.
2. Le pourcentage de participation de la masse modale (nombre des modes).
3. L'excentricité.
4. Justification du système de contreventement
5. L'effort tranchant à la base.
6. Les déplacements relatifs.
7. L'effet du 2^{ème} ordre (effet P-Δ).
8. Déplacement maximal de la structure.

I-Vérification des conditions du Règlement Parasismique Algériens :

a) Calcul de la période empirique T : RPA version 2003 : page 31 formule 4.6. [2]

La période empirique :

$$T = \min \left(C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} ; 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

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)**. [2]

D : est la dimension du bâtiment mesuré à la base dans la direction de calcul considéré. Dans notre cas $D_x = 25.97$ m et $D_y = 26.78$ m

Donc :

$$T = 0.05 \times (27.72)^{\frac{3}{4}} = 0.60 \text{ s}$$

$$T_{2x} = \frac{0.09 \times 27.72}{\sqrt{25.97}} = 0.48 \text{ s}$$

$$T_{2y} = \frac{0.09 \times 27.72}{\sqrt{26.78}} = 0.49 \text{ s}$$

$$T_{\text{empirique}} = \min (0.60; 0.48; 0.49)$$

$$T_{\text{empirique}} = 0.48 \text{ s}$$

Selon l'article 4.2.4 du RPA99/version 2003 : [2]

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

Calcul de la période empirique majorée

Après majoration de la période de 30 % on a :

$$T_{\text{maj}} = 1.3 \times 0.48 = 0.62 \text{ s}$$

T_{maj} : la période majorée

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/combo**s

Puis on clique : **OK** → **OK**

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

Mode 01 : $T = 0.83$ s

Conclusion :

On peut dire que la valeur de la période trouvée par le logiciel est proche de celle calculée (majorée). Donc : La période est vérifiée.

b) Vérification du pourcentage de participation de la masse modale

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- 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 déterminé 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 Ration**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

Select cases / combos

Puis on clique **OK** —————> **OK**

Les résultats s'afficheront comme suit :

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

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

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	0.838433	69.0004	0	69.0004	0	0	99.1109	0.003	0	99.1109	0.003
2	0.611506	0	65.5843	69.0004	65.5843	98.1875	0	0.0016	98.1875	99.1109	0.0046
3	0.531326	0.0693	0.0023	69.0697	65.5866	0.0029	0.0716	63.989	98.1903	99.1825	63.9936
4	0.22496	14.4916	0	83.5613	65.5866	0	0.4267	0.0843	98.1903	99.6091	64.0779
5	0.142022	0	18.5598	83.5613	84.1464	1.4945	0	0.0499	99.6848	99.6091	64.1278
6	0.120931	0.0039	0.0575	83.5653	84.2039	0.0036	0	18.9328	99.6884	99.6092	83.0605
7	0.100212	6.7903	0	90.3556	84.2039	0	0.2944	0.0127	99.6884	99.9036	83.0733
8	0.061813	5.1997	0.0036	95.5553	84.2075	0.0001	0.0641	0.0913	99.6885	99.9676	83.1646
9	0.060975	0.0024	7.8523	95.5577	92.0598	0.2488	0	0.0095	99.9373	99.9677	83.1741
10	0.051393	0.0003	0.0025	95.5581	92.0623	0.0001	0	8.4125	99.9374	99.9677	91.5865
11	0.044282	2.375	0	97.933	92.0623	0	0.0249	0.0574	99.9374	99.9926	91.644
12	0.038895	0	4.9244	97.933	96.9867	0.0508	0	0	99.9882	99.9926	91.644

Tableau V-1: Période fondamentale et taux de participation massique

D'après les résultats obtenus la participation massique atteint les **90%** à partir du **7ème** mode suivant x et à partir du **9ème** mode suivant y :

Sens -x : 90.35%

Sens-y : 92.05%

c) Vérification de l'excentricité :

D'après le **RPA99 vs 2003 (article 4.3.7) [2]**, dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens.

On doit vérifier que : $|CM - CR| \leq 5\% L$

Tel que : CM : centre de masse.

CR : centre de rigidité.

➤ **Excentricité calculée :**

Sens longitudinale (x-x) :

$$e_x = 0,05 \times L_x = 0,05 \times 25.97 = 1.29 \text{ m}$$

Sens transversal (y-y)

$$e_y = 0,05 \times L_y = 0,05 \times 26.78 = 1.33 \text{ m}$$

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

Pour cela on suit le 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**

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

$$\begin{cases} e_x = |XCM - XCR| \\ e_y = |YCM - YCR| \end{cases}$$

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 :

Story	Diaphragme	XCCM	XCR	XCCM-XCR	5%Lx	obeservation
S-SOL2	D1	12.495	12.495	0	1.29	cv
S-SOL1	D2	12.501	12.494	0.007	1.29	cv
RDC	D3	12.501	12.491	0.01	1.29	cv
ET1	D4	12.495	12.489	a0.006	1.29	cv
ET2	D5	12.491	12.487	0.004	1.29	cv
ET3	D6	12.498	12.494	0.004	1.29	cv
ET4	D7	12.494	12.488	0.006	1.29	cv
ET5	D8	12.495	12.471	0.024	1.29	cv
ET6	D9	12.515	12.454	0.061	1.29	cv

Tableau V-2 : vérification de l'excentricité

Conclusion :

On voit que les conditions sont vérifiées pour chaque étage dans le sens (x-x) et le sens (y-y)

d) Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V. 2003 / Art 4.3.6). [2]

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 :**

(Formule 4.1, RPA 99). [2],

Détermination des paramètres :

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 :

Zone sismique : II a

Groupe d'usage : 2

—————→ **A = 0.15**

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).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

T₂ : est la période caractéristique, associée à la catégorie du site est donnée par le tableau (4.7 RPA99/2003). [2]

On a : site meuble S3

Donc : T₂ = 0.5 s

η : est facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4.3) comme suit :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

ξ (%) : coefficient d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif du type de la structure et de dense

L'importance du remplissage donné par le tableau (4.2 RPA99/2003). [2]

Nous avons un contreventement mixte voiles-portiques, donc on prend $\xi = 10 \%$

$$D'où : \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} = 0.763 > 0.7$$

Dans notre cas :

$$D = 2.5 (0.763) \left(\frac{0.5}{0.62}\right)^{\frac{2}{3}} \quad T_2 \leq T \leq 3s$$

D = 1.65 s

✓ Poids de la structure : W_t = 45996.39 KN

R : coefficient de comportement dépendant du type du système de contreventement de la structure, sa valeur est donnée par le Tableau 4-3 du RPA99 ; dans notre cas, on a une structure en béton armé à contreventement mixtes portiques/voiles avec interaction,

R = 3.5

✓ Facteur de qualité (Q)

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- Les conditions minimales sur les files de contreventement ;

- La redondance en plan ;
- La régularité en plan ;
- La régularité en élévation ;
- Le contrôle de la qualité des matériaux ;
- Le contrôle de l'exécution des travaux ;

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$

On prend : Q = 1.15

Critères	Observé (Oui / Non)	Valeur des P _q
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0
2- Redondance en plan	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0
6- Contrôle de qualité de l'exécution	Oui	0

Tableau-V-3 : critère de facteur de qualité.

✚ Résultats de calcul à la base de la structure :

➤ Méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T = \frac{0.15 \times 1.65 \times 1.15}{3.5} \times 45996.36$$

$$V = 3740.48 \text{ KN}$$

➤ Méthode modale spectrale :

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on définit les combinaisons Ex et Ey en cliquant sur : Select cases/combos... OK OK On suit les étapes suivantes :

On choisit la valeur maximale (All) dans chaque sens :

$$\begin{cases} V_x = 3030.98 \text{ KN} \\ V_y = 3257.98 \text{ KN} \end{cases}$$

Comparaison des résultats :

Dans cette présente étape, on doit vérifier que les efforts tranchants calculés avec ETABS sont supérieurs ou égaux à 80% de l'effort calculé avec la formule de la méthode statique équivalente.

Sens longitudinal :

$$V_x = 3030.98 \text{ KN} > 0.8 V = 2992.38 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens transversal :

$$V_y = 3257.98 \text{ KN} > 0.8 V = 2992.38 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

e) Vérification des déplacements relatif :

D'après le **RPA 99 (art 5.10)** [2], 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 :

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

avec :

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est donnée par :

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

Avec :

$$\Delta_k < 1 \% h_e$$

h_e : hauteur de l'étage considéré

Les résultats des déplacements suivant les deux sens sont calculés par le logiciel ETABS

Dans le sens longitudinal :

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes : Display → show tables Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS → Displacement Data → table : Diaphragm CM displacement
Puis on définit la combinaison Ex en cliquant sur :

Select cases/combos... → 2 fois sur OK

Dans le sens transversal :

De même, pour le sens transversal, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey en cliquant sur : Select cases/combos... → 2 fois sur OK

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

- Sens X-X :

Story	Diaphragme	Load	δ_{ek}	R	$\delta_k=R\delta_{ek}$	$\Delta_x=\delta_k-\delta_{k-1}$	1%He	Conclusion
TE6	D9	EX	0.0227	3.5	0.0794	0.0091	0.0306	cv
ET5	D8	EX	0.0201	3.5	0.0703	0.0091	0.0306	cv
ET4	D7	EX	0.0175	3.5	0.0612	0.0101	0.0306	cv
ET3	D6	EX	0.0146	3.5	0.0511	0.0105	0.0306	cv
ET2	D5	EX	0.0116	3.5	0.0406	0.0105	0.0306	cv
ET1	D4	EX	0.0086	3.5	0.0301	0.0098	0.0306	cv
RDC	D3	EX	0.0058	3.5	0.0203	0.0122	0.0396	cv
S.SOL1	D2	EX	0.0023	3.5	0.00805	0.0056	0.027	cv
S.SOL2	D1	EX	0.0007	3.5	0.00245	0.00245	0.027	cv

Tableau V.4 : Récapitulatifs des déplacements relatifs des portiques sens X-X.

- Sens Y-Y :

Story	Diaphragme	Load	Δ_{ek}	R	$\delta_k=R\delta_{ek}$	$\frac{\Delta_x=\delta_k-\delta_{k-1}}{1}$	1%He	Conclusion
TE6	D9	EY	0.0138	3.5	0.0483	0.0063	0.0306	cv
ET5	D8	EY	0.012	3.5	0.042	0.007	0.0306	cv
ET4	D7	EY	0.01	3.5	0.035	0.0067	0.0306	cv
ET3	D6	EY	0.0081	3.5	0.0283	0.0066	0.0306	cv
ET2	D5	EY	0.0062	3.5	0.0217	0.0063	0.0306	cv
ET1	D4	EY	0.0044	3.5	0.0154	0.0056	0.0306	cv
RDC	D3	EY	0.0028	3.5	0.0098	0.00566	0.0396	cv
S.SOL1	D2	EY	0.0011	3.5	0.00385	0.00245	0.027	cv
S.SOL2	D1	EY	0.0004	3.5	0.0014	0.0014	0.027	cv

Tableau V.5: Récapitulatifs des déplacements relatifs des portiques sens Y-Y.

f) Vérification du déplacement maximal :

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\max \leq f_{adm} = \frac{H_t}{500} = \frac{27.72}{500} = 0.0554m.$$

Avec : **max** : déplacement maximal de la structure.

fadm : la flèche admissible.

Détermination du déplacement à l'aide de l'ETABS.

Selon le sens longitudinal :

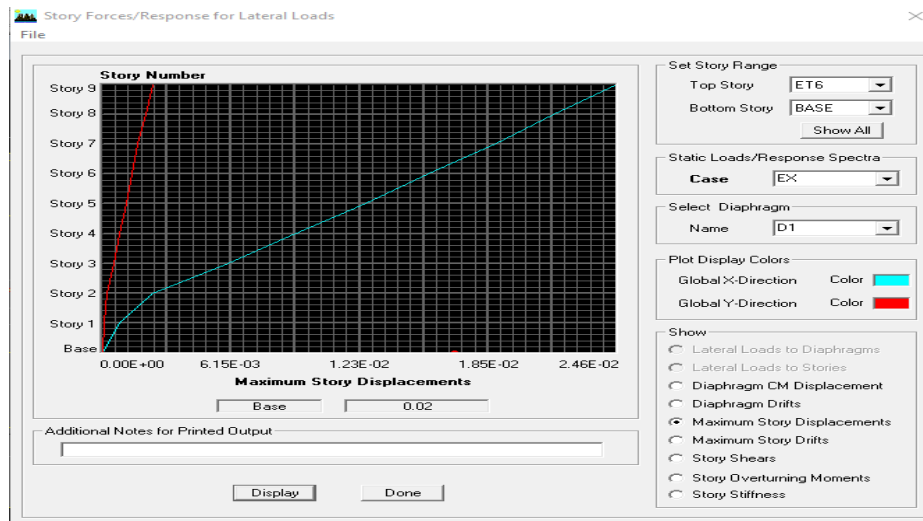


Figure V-1 : déplacement maximal selon le sens longitudinal

Selon le sens transversal :

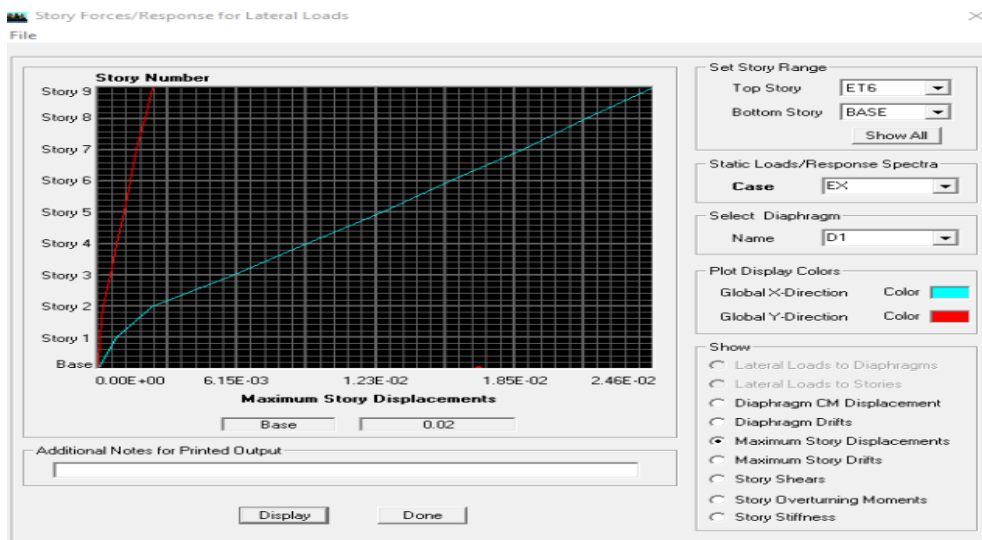


Figure V-2: déplacement maximal selon le sens transversal

D'après ETABS :

Le déplacement maximal de la structure suivant X-X : $max = 0.02 < f_{adm} = 0.0544m$.

Le déplacement maximal de la structure suivant Y-Y : $max = 0.02 < f_{adm} = 0.544m$.

⇒ la condition de déplacement maximal vis-à-vis de la flèche admissible est vérifiée dans les deux sens.

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

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

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

- 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 ».
- 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 »

h) Vérification de l'effort normal réduit :

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 :

N_d : effort normal dans les poteaux

B_c : section du poteau

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

On sélectionne les poteaux qui ont la même section :

- Poteau 50 × 50 (Sous-sol, RDC, 1^{er} 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 relève les valeurs de l'effort normal max tel que : N_d = 1149.22KN

➤ **Poteau 50x50 :**

$$V = \frac{1149.22}{50 \times 50 \times 2.5} = 0.18 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Et on procède de la même manier pour les autres sections :

➤ **Poteau 45x45 :**

$$V = \frac{739.61}{45 \times 45 \times 2.5} = 0.14 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Poteau 40x40 :**

$$V = \frac{339}{40 \times 40 \times 2.5} = 0.1 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

I) Vérifications de la stabilité au renversement : (article 4 .41)

D'après l'article « le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant compte le poids total de la construction, au poids des fondation et éventuellement au poids du remblai »

Avec :

Moment stabilisant $M_s = W \cdot V$; où W est le poids total de la structure et V la distance entre son CDG et la fibre la plus éloignée ($V_x = 12.92\text{m}$ et $V_y = 8.8 \text{ m}$)

Moment au renversement M_r (déduit du logiciel ETABS)

Poids total de la structure « W » :

$$W_{total} = W_{superstructure} + W_{infrastructure}$$

$$W_{superstructure} = 45996.39\text{KN} \text{ (Déduit d'ATABS)}$$

$$W_{infrastructure} = 18429.83 \text{ KN} \text{ (Calculé dans le chapitre 7)}$$

$$\mathbf{W_{total} = 64426.22\text{KN}}$$

D'où :

$$M_{s-x} = 64426.22 \times 12.92 = 832286.76 \text{ KN. m}$$

$$M_{s-y} = 64426.22 \times 8.8 = 566950.73 \text{ KN. M}$$

$$M_{r-x} = 230078 \text{ KN. m}$$

$$M_{r-y} = 251844.08 \text{ KN. m}$$

$$M_{r-x} = 230078 \text{ KN. m} < 832286.76 \text{ KN. m}$$

$$M_{r-y} = 251844.08 \text{ KN. m} < 566950.73 \text{ KN. m}$$

Les moments stabilisants sont nettement supérieurs aux moments renversants dans les deux directions principales, la structure est donc stable vis-à-vis au renversement et la condition de l'article article 4 .41 du **RPA 99/version 2003** [2] est vérifiée.

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.

CHAPITRE VI

Ferrailage des éléments



Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé. Leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme. Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tout genre de sollicitations.

I-Ferraillage des poteaux :

Le ferraillage des poteaux sera calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables :

- $1.35G + 1.5Q \rightarrow$ à l'ELU.
- $G + Q \rightarrow$ à l'ELS.
- $G + Q \pm E \rightarrow$ RPA99 révisé 2003 [2].
- $0.8G \pm E \rightarrow$ RPA99 révisé 2003. [2]

Les calculs se feront en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et le moment correspondant.

Et pour les calculs on utilisera les caractéristiques des matériaux suivants :

Situation	γ_b	γ_s	Θ	F_{c28}	f_{bu}	F_c (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1.5	1.15	1	25	14.2	400	348
Accidentelle	1.15	1	0.85	25	21.74	400	400

Tableau VI.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux en situation durable et accidentelle

Recommandation du RPA :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40\phi L$ en zone II.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.
- ✓ **Le pourcentage minimal :**

Le pourcentage minimal d'armatures sera 0.8% de la section du béton :

$$0.8\% \times b \times h$$

- ✚ Sous-sol2 ; sous-sol1 ; RDC : (poteau 50×50) → $A_{\min} = 50 \times 50 \times 0.008 = 20 \text{ cm}^2$
- ✚ 1^{ème} ; 2^{ème} et 3^{ème} : (poteau 45×45) → $A_{\min} = 45 \times 45 \times 0.008 = 16.2 \text{ cm}^2$
- ✚ 4^{ème} ; 5^{ème} et 6^{ème} : (poteau 40×40) → $A_{\min} = 40 \times 40 \times 0.008 = 12.8 \text{ cm}^2$

✓ **Le pourcentage maximal :**

Le pourcentage maximal d'armatures sera 4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement :

Zone courante :

- ✚ Sous-sol2 ; sous-sol1 ; RDC : (poteau 50×50) → $A_{\min} = 50 \times 50 \times 0.04 = 100 \text{ cm}^2$
- ✚ 1^{ème} ; 2^{ème} et 3^{ème} : (poteau 45×45) → $A_{\min} = 45 \times 45 \times 0.04 = 81 \text{ cm}^2$
- ✚ 4^{ème} ; 5^{ème} et 6^{ème} : (poteau 40×40) → $A_{\min} = 40 \times 40 \times 0.04 = 64 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement :

- ✚ Sous-so2 ; sous-sol1 RDC: (poteau 50×50) → $A_{\min} = 50 \times 50 \times 0.06 = 150 \text{ cm}^2$
- ✚ 1^{ème} ; 2^{ème} et 3^{ème} : (poteau 45×45) → $A_{\min} = 45 \times 45 \times 0.06 = 121 \text{ cm}^2$
- ✚ 4^{ème} ; 5^{ème} et 6^{ème} : (poteau 40×40) → $A_{\min} = 40 \times 40 \times 0.06 = 96 \text{ cm}^2$

Calcul des armatures à l'ELU :

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier les cas suivants :

Section partiellement comprimée (SPC).

Section entièrement comprimée (SEC).

Section entièrement tendue (SET).

Chaque section sera classée (SPC, SEC ou bien SET) suivant la position de son centre de pression, qui est donné par la formule suivante :

Calcul du centre de pression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

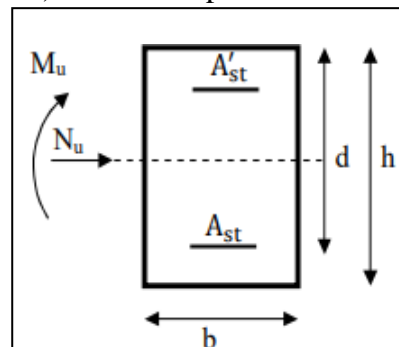


Figure VI.1 : schéma de ferrailage

1. Section partiellement comprimée (SPC) :

La section est partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures (que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

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

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression :

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

Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u (d - c') - M_f \leq \left[0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right] bh^2 f_{bc}$$

Avec :

N_u : effort de compression

M_f : moment relatif

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

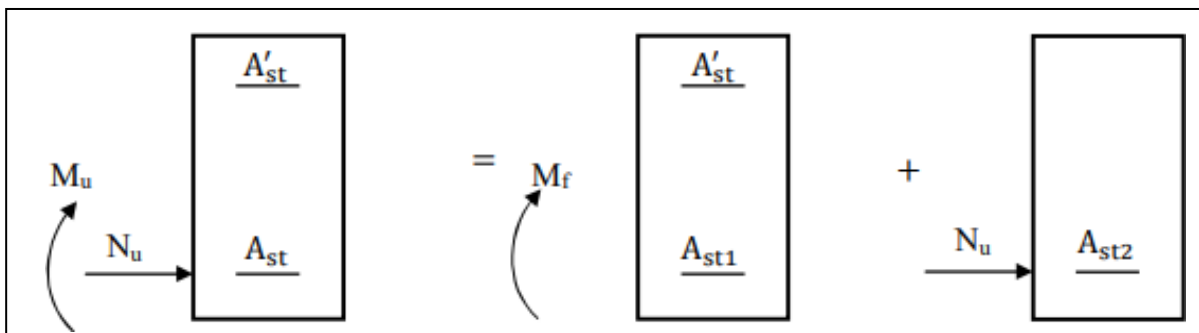


Figure VI.2 : Section partiellement comprimée (SPC).

Détermination des armatures :

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

Avec : $f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$

1^{er} cas :

Si $\mu \leq \mu = 0.392 \longrightarrow$ la section est simplement armée $A' = 0$

➤ Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

➤ Armatures réelles :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

2^{ème} cas :

Si $\mu \geq \mu = 0.392 \longrightarrow$ la section est doublement armée $A' \neq 0$

On calcul : $M_r = \mu_1 \cdot b d^2 f_{bc} \sigma_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$\begin{cases} A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \\ A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \end{cases}$$

La section réelle d'armature :

$$\begin{cases} A'_1 = A' \\ A' = A'_1 + \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$

2. Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

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

$$N_u (d - c') - M_f > \left[0.337 - 0.81 \frac{c}{h} \right] b h^2 f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures. Deux cas peuvent se présenter :

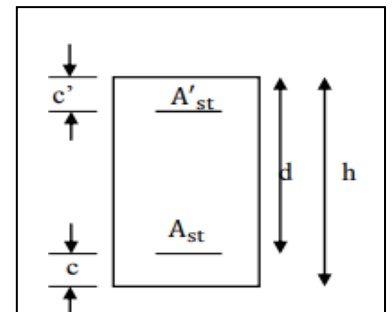


Figure VI. 3 : Schéma de ferraillage.

1^{er} cas :

Si $N_u(d - c') - M_f \geq \left[0.5 - \frac{c'}{h}\right] bh^2 f_{bc}$ la section est doublement armé

$$A_2 > 0 \quad \text{et} \quad A_1 > 0$$

La section d'armature :

$$A'_1 = \frac{M_f - (d - 0.5h) \times b \times h \times f_{bu}}{(d - c') \times \sigma_s}$$

$$A_2 = \frac{N_u - b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} - A'_1$$

2^{ème} cas :

Si $N_u(d - c') - M_f < \left[0.5 - \frac{c'}{h}\right] bh^2 f_{bc}$ la section simplement armée

$$A_2 > 0 \quad \text{et} \quad A_1 = 0$$

$$A_2 = \frac{N - \psi \times b \times h \times f_{bu}}{\sigma_{sc}} ; \quad \psi = \frac{0.3571 + \frac{N_u(d - c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

3. Section entièrement tendue (SET) :

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

$$g = \frac{h}{2} - c - e_u$$

La section d'armature :

$$A_{S_i} = \frac{N_u \cdot g}{(d - c') \sigma_{10}}$$

$$A_{S_s} = \frac{N_u}{\sigma_s} - A_{S_i}$$

Avec : $\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

Remarque :

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ excentricité nulle, compression pure. Le calcul se fait à l'état

limite de stabilité de forme. La section d'armature sera : $A = \frac{N_u - B f_{bc}}{\sigma_s}$

B : aire de la section du béton seul

- Armatures longitudinales :

Le ferrailage sera fait par zone, comme suit :

Zone I : Sous- sol2+Sous-sol1 + RDC (poteaux 50×50)

Zone II : ; 1^{ème} + 2^{ème} + 3^{ème} étage (poteaux 45×45)

Zone III : 4^{ème} + 5^{ème} étage + 6^{ème} étage : (poteaux 40x40)

Condition non fragilité : (Art A.4.2/BAEL91) [4]

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées, doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante :

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \times b \times d$$

Avec : $e_s = \frac{M_s}{N_s}$ N_s et M_s : effort normal et moment fléchissant à l'état limite service.

	Sollicitation	Effort normal (KN)	Moment (KN.m)	es (m)	A _{CNF} (cm ²)
ZONE I	N_{max}	-2154.78	6.639	0.003	6.98
	N_{min}	1220.55	3.183	0.002	6.97
	M_{3max}	-113.66	-65.24	0.57	7.26
	M_{2max}	-127.99	-70.113	0.54	7.25
ZONE II	N_{max}	-1388.19	10.78	0.007	6.98
	N_{min}	-114.88	25.217	0.22	7.08
	M_{3max}	-590.23	-57.87	0.09	7.02
	M_{2max}	-374.1	-78.73	0.21	7.08
ZONE III	N_{max}	-685.49	17.4	0.02	6.98
	N_{min}	-18.86	14.11	0.74	7.36
	M_{3max}	-141.77	47.97	0.33	7.14
	M_{2max}	-91.81	-77.113	0.84	7.42

Tableau VI.2 : Récapitulatif des sections déterminées à partir la CNF à l'ELS

Pour la détermination du ferrailage des sections nous allons utiliser le logiciel de calcul « SOCOTEC »

Convention de signe :

(Effort de Compression : $N > 0$; effort de Traction $N < 0$)

Exemple de calcul par SOCOTEC : Nous allons introduire les valeurs suivantes :

$b = 0.40\text{m}$; $h=0.40\text{m}$; $c=0.03\text{m}$

Les sollicitations : $N_{\min} = 1239.64 \text{ KN}$ $M = -1.409 \text{ KN.m}$

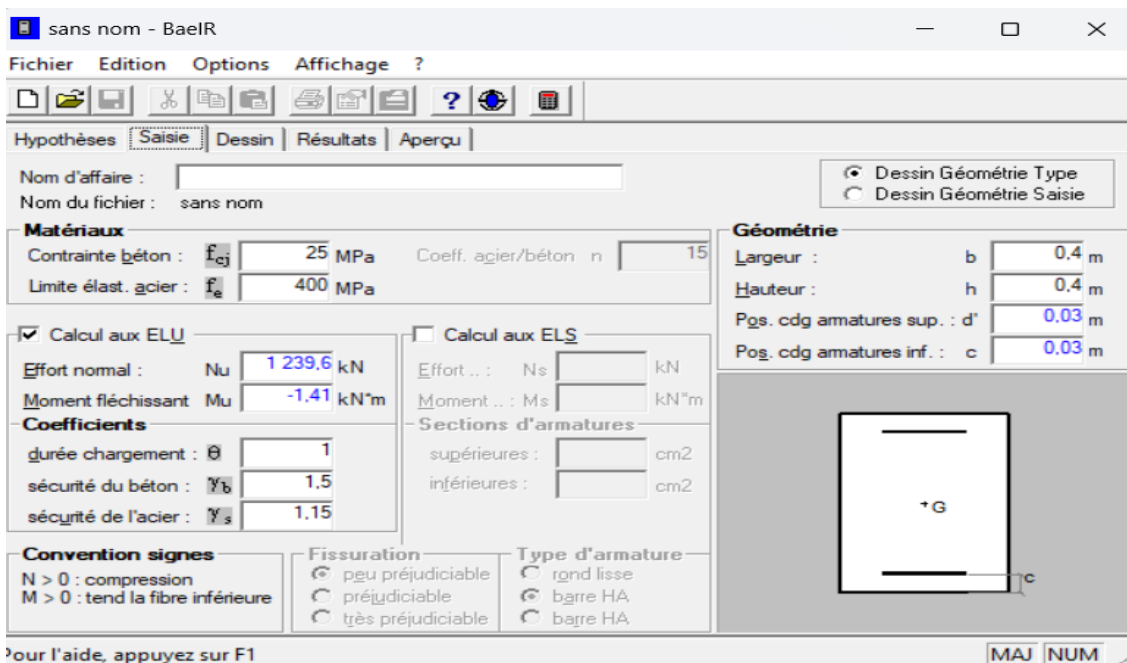
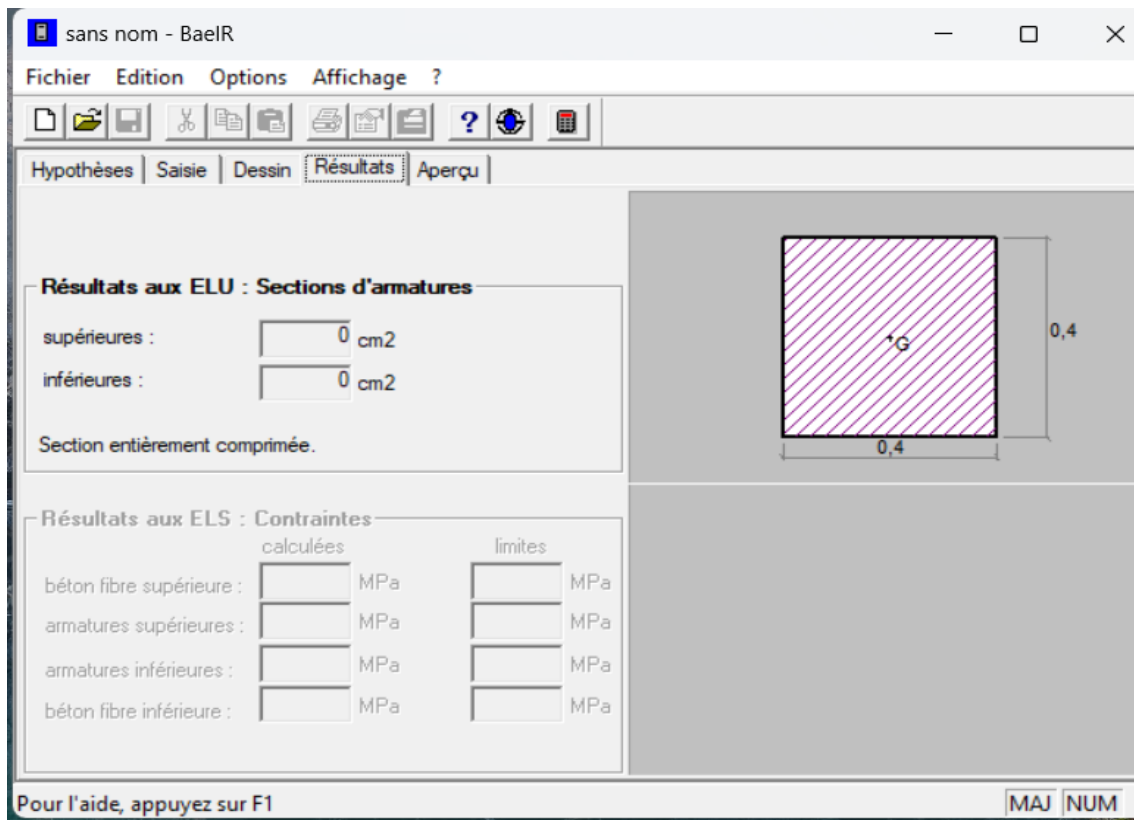


Figure VI.4 : convention des signes du logiciel de calcul « SOCOTEC »

Les résultats récapitulés dans le tableau suivant (Tableau V-1-2) sont celle adoptées pour chaque zone tendue :



ZONE	Sollicitation	Combinaison	Effort normal (KN)	Moment (KN.m)	Nature	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A _{min}	A _{CNF} (cm ²)	Choix A (cm ²)	
										A _{adopté}	
ZONE I	N _{max}	ELU	-2154.78	6.639	SEC	0	0	20	6.98	16HA14	24.63
				0.04	SEC	0	0				
	N _{min}	0.8GEX	1120	3.183	SET	15.07	15.43		6.97		
				1.019	SET	15.19	15.31		7.26		
	M _{3max}	GQEX	-113.66	-65.244	SPC	2.05	0		7.25		
M _{2max}	ELU	-151.91	91.024	SPC	0	3.58	7.25				
ZONE II	N _{max}	ELU	-1388.19	10.786	SEC	0	0	16.2	6.98	16HA14	24.63
				5.945	SEC	0	0				
	N _{min}	GQEY	-114.58	11.667	SEC	0	0		7.08		
				25.217	SPC	0	0.05		7.02		
	M _{3max}	GQEY	-590.23	-57.871	SEC	0	0		7.08		
	M _{2max}	GQEY	-374.1	-78.73	SPC	0.13	0		7.08		
ZONE III	N _{max}	ELU	-685.49	17.46	SEC	0	0	12.8	6.98	16HA14	24.63
				5.86	SEC	0	0				
	N _{min}	0.8GEY	-18.86	5.265	SPC	0	0.1		7.36		
				14.113	SPC	0	0.71		7.14		
	M _{3max}	GQEX	-141.77	47.97	SPC	0	1.49		7.14		
	M _{2max}	GQEY	-91.81	-77.11	SPC	4.24	0		7.42		

Tableau VI-3 : Ferraillage des zones tendues pour chaque poteau

Vérification des recommandations exigées par le RPA :

Le tableau ci-dessous résume les sections totales adoptées pour tous les niveaux :

Section	A adopté (cm ²)	A min	Observation
50×50	12HA16 = 24.13	20	CV
45×45	12HA16 = 24.13	16.2	CV
40×40	12HA16 = 24.13	12.8	CV

Tableau VI.4 : Vérification de sections totales adoptées selon RPA.

Vérifications à l'ELU :

✚ Longueur de recouvrement :

Pour HA16 : $L_r = 40 \times \phi_l = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \rightarrow \mathbf{L_r = 70 \text{ cm}}$

✚ Détermination de la zone nodale :

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right\}$$

Poteaux	h_e	$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right\}$
50×50	270	$h' = \max \left\{ \frac{270}{6}; 50; 50; 60\text{cm} \right\} = 60\text{cm}$
	396	$h' = \max \left\{ \frac{396}{6}; 50; 50; 60\text{cm} \right\} = 66\text{cm}$
45×45	306	$h' = \max \left\{ \frac{306}{6}; 45; 45; 60\text{cm} \right\} = 60\text{cm}$
40×40	306	$h' = \max \left\{ \frac{306}{6}; 40; 40; 60\text{cm} \right\} = 60\text{cm}$

Tableau VI.5 : délimitation des zones nodales

✚ Longueur d'ancrage :

Longueur de scellement :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

Avec : $\tau_{su} = 0.6 \Psi s^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$

. Ψ_s : Coefficient de scellement qui égale a 1,5 pour les barres de haute adhérence).

Pour le \emptyset_{16} : $L_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.43 \text{ cm}$

Pour l'ancrage rectiligne terminé par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à **0.4L_s** Pour les aciers haute adhérence.

Pour le \emptyset_{16} : $L_r = 0.4 l_s = 0.4 \times 56.43 = 22.57 \text{ cm}$

✚ 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.
- Positionner les armatures longitudinales

➤ **Espacement des armatures transversales :**

Selon l'article **7.4.22 du RPA99 modifié 2003** [2] ; la valeur maximale de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

En zone nodale : $St \leq \text{Min} (10 \emptyset_1, 15\text{cm})$

En zone courante : $St \leq 15 \emptyset_1$

\emptyset_1 : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

Soit :

En zone nodale : $St = 10\text{cm}$

En zone courante : $St = 15\text{cm}$

➤ **La section d'armatures transversales : Art 7.4.2.2. RPA 99/ver2003** [2]

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

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e}$$

Avec :

A_t : armatures transversales

V_u : effort tranchant de calcul

H_e : hauteur totale de la section brute

S_t : espacement des armatures transversales

ρ : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

- Coefficient correcteur « ρ » : qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort Tranchant :

$$\rho = 2.5 \text{ si l'élancement géométrique } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho = 3.75 \text{ si l'élancement géométrique } \lambda_g < 5$$

Calcul d'élancement géométrique :

Section des poteaux (cm ²)	L0 (m)	Lf = 0.7 L0 (m)	$\lambda = Lf/a$	Coefficient correcteur ρ
(50×50)	2.70	1.89	3.78	3.75
	3.96	2.772	5.54	2.5
(45×45)	3.06	2.142	6.76	2.5
(40×40)	3.06	2.142	5.35	2.5

Tableau VI.6 : Des valeurs de l'élancement géométrique λ_g

Niveaux	Section (cm ²)	Effort tranchant Max à l'ELU (KN)	Effort tranchant Max à l'ELS (KN)
Sous-sol2 + S-sol1+RDC	Zone I (50×50)	65.23	46.88
Du 1 ^{er} au 3 ^{er} étage	Zone II (45×45)	19.15	13.83
Du 4 ^{er} au 6 ^{er} étage	Zone III (40×40)	35.52	25.77

Tableau VI.7 : les efforts tranchants a l'ELU et a l'ELS

Poteau (50×50) :

$$\lambda_g = 3.78 < 5 \longrightarrow \rho = 3.75$$

V_u : l'effort tranchant max $V_u = 65.23$ KN

En zone nodale : $S_t = 10$ cm

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{3.75 \times 65.23}{500 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 12.23 \text{ cm}$$

En zone courante : $S_t = 15$ cm

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{3.75 \times 65.23}{500 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 12.23 \text{ cm}$$

$$\lambda_g = 5.54 > 5 \longrightarrow \rho = 2.5$$

V_u : l'effort tranchant max $V_u = 65.23$ KN

En zone nodale : $S_t = 10$ cm

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 65.23}{500 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 8.15 \text{ cm}$$

$$\lambda_g = 5.54 < 5 \longrightarrow \rho = 2.5$$

V_u : l'effort tranchant max $V_u = 65.23$ KN

En zone courante : $S_t = 15$ cm

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 65.23}{500 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 12.23 \text{ cm}$$

Poteau (45×45) :

$$\lambda_g = 6.76 > 5 \longrightarrow \rho = 2.5$$

V_u : l'effort tranchant max $V_u = 19.15$ KN

En zone nodale : $S_t = 10$ cm

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 19.15}{450 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 2.65 \text{ cm}$$

En zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 19.15}{450 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 3.98 \text{ cm}$$

Poteau (40×40) :

$$\lambda_g = 5.35 > 5 \longrightarrow \rho = 2.5$$

V_u : l'effort tranchant max $V_u = 35.52 \text{ KN}$

En zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 35.52}{400 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 5.55 \text{ cm}$$

En zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 35.52}{400 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 8.32 \text{ cm}$$

Vérification de la quantité d'armatures transversales minimales selon RPA (article 7.4.2.2) : [2]

$A_t = b \cdot S_t$ en % est donnée comme suit :

Si $\lambda_g \geq 5$ la quantité d'armatures transversale est 0.3%

Si $\lambda_g < 3$ la quantité d'armatures transversale est 0.8%

Si $3 \leq \lambda_g < 5$ la quantité d'armatures transversale est donnée par l'interpolation entre les valeurs limites précédentes.

Poteaux	Hauteur	Lf	λ_g	$A_t \text{ (cm}^2\text{)}$		Aadopté (cm ²)	Obs
				Zone courante St=	Zone nodale St=		
(50×50)	270	1.89	3.78	4.51	3.02	4.52	CV
	396	2.772	5.54	2.01	1.5	2.01	CV
(45×45)	306	2.142	6.76	1.9	1.35	2.01	CV
(40×40)	306	2.142	5.35	1.8	1.2	2.01	CV

Tableau VI.8 : quantité minimale d'armatures transversales

Conclusion :

D'après le tableau ci-dessus, $A_{\min} < A_{\text{choisis}}$

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées avec un cadre de HA8 et de HA12 de section transversales ($6HA8 = 3.02 \text{ cm}^2$) et ($6HA12 = 6.79 \text{ cm}^2$) dans la zone courante et la zone nodale.

➤ **Longueur de recouvrement (RPA article 7.4.2.1)** [2]

La longueur minimale de recouvrement est : $L = 40 \times \phi l_1$

- ✓ Poteaux (50×50) : $lr = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$.
- ✓ Poteaux (45×45) : $lr = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$.
- ✓ Poteaux (40×40) : $lr = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$

✚ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} < \bar{\tau} = \rho_b \times f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

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

$\bar{\tau} = 0.04 \times 25 = 1 \text{ MPa}$

T_u^{max} : effort tranchant max à l'ELU

τ_u : contrainte de cisaillement

Poteaux	Vu	b	d	λ_g	ρ_d	τ_b	τ	Vérification
(50x50) sous-sol2, S-sol1, RDC	65.23	50	47	3.78	0.04	0.002	1	CV
	65.23	50	47	5.54	0.075	0.002	1.875	CV
(45x45) 1^{ème}, 2^{ème} et 3^{ème} étage	19.15	45	42	6.76	0.075	0.010	1.875	CV
(40x40) 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étage	35.52	40	37	5.35	0.075	0.024	1.875	CV

Tableau VI.9 : Vérification au cisaillement dans les poteaux.

- vérification à l'ELS :

- ✓ Etat limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification à effectuer car la fissuration est non préjudiciable.

- ✓ Vérification des contraintes :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

- Contrainte admissible de l'acier : $\sigma_s = 384 \text{ MPa}$

- Contrainte admissible du béton : $\sigma_b = 15 \text{ MPa}$

- ✓ Etat limite de compression du béton :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles.

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Niveau	Poteaux	Effort Normal (KN)	Moment	État des contraintes	σ_s béton	σ_i béton	σ^{ad} béton	σ_s acier	σ_i acier	σ^{ad} Acier	Observation
S-sol2-1 ; RDC et (50x50)	N _{max}	-1565.49	4.759	SEC	4.99	4.72	15	74.6	71	400	CV
			0.035	SEC	4.86	4.85	15	72.9	72.8	400	CV
	N _{min}	-56.31	-32.795	SPC	16.5	0	15	16.5	21.6	400	CV
			-1.656	SEC	0.22	0.13	15	3.25	1.99	400	CV
	M _{2max}	-109.45	65.408	SPC	2.47	0	15	32.9	-43.5	400	CV
	M _{3max}	-1192.53	4.387	SPC	3.82	3.58	15	57.2	53.8	400	CV
1 ^{ème} ; 2 ^{ème} et 3 ^{ème} (45x45)	N _{max}	-1009.53	7.822	SEC	3.95	3.39	15	58.8	51.4	400	CV
			4.319	SEC	3.83	3.52	15	57.1	53	400	CV
	N _{min}	-319.64	6.018	SEC	1.38	0.95	15	20.3	14.6	400	CV
			-0.324	SEC	1.17	1.15	15	17.6	17.3	400	CV
	M _{2max}	-482.52	27.889	SEC	2.75	0.76	15	39.6	13.1	400	CV
	M _{3max}	-550.08	9.208	SEC	2.33	1.67	15	34.4	25.6	400	CV
4 ^{ème} ; 5 ^{ème} et 6 ^{ème} (40x40)	N _{max}	-498.46	12.686	SEC	2.73	1.56	15	39.8	24.5	400	CV
			4.258	SEC	2.34	1.95	15	34.7	29.6	400	CV
	N _{min}	-52.3	-19.107	SPC	1.19	0	15	15.6	-14.4	400	CV
			8.721	SEC	0.64	0	15	8.81	-2.72	400	CV
	M _{2max}	-278	29.848	SPC	2.57	0	15	36	-0.25	400	CV
	M _{3max}	-135.1	12.352	SEC	1.15	0.01	15	16.2	1.27	400	CV

Tableau VI.10 : Vérification des contraintes

II- ferraillage des poutres :

Le ferraillage des poutres se fera en flexion simple, sous les sollicitations les plus défavorables en tenant compte des combinaisons suivantes :

- 1.35G + 1.5Q
- G + Q ± E
- 0.8G ± E
- Puis faire les vérifications à l'ELS (G + Q)

❖ **Recommandations du RPA 99 vs 2003 : [2]**

✚ **Armatures longitudinales :**

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Poutres principales : $A_{\min} = 0.5\%bh = 0.005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $A_{\min} = 0.5\%bh = 0.005 \times 25 \times 35 = 4.375 \text{ cm}^2$

- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement

Poutres principales : $A_{\max} = 4\%bh = 0.04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2$

$$A_{\max} = 6\%bh = 0.06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$$

Poutres de secondaire : $A_{\max} = 4\%bh = 0.04 \times 25 \times 35 = 35 \text{ cm}^2$

$$A_{\max} = 6\%bh = 0.06 \times 25 \times 35 = 52.5 \text{ cm}^2$$

- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée en moins égale à la moitié de la section sur l'appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de **40Ø** en zone **IIa**.

	A _{minimal} (cm ²)		A _{maximal} (cm ²)	
	0.5 bh	4 bh	4 bh	6 bh
Poutres principales (30X45)	6.75	54	54	81
Poutres secondaires (25X35)	4.375	35	35	52.5

Tableau VI.11 : Armature longitudinale

✚ Armatures transversales :

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times St \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

- **St max = min (h / 4 ; 12Ø)** En zone nodale ; si les armatures comprimées sont nécessaires.
- **St ≤ h / 2** En dehors de la zone nodale.

Ø : le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5 cm au plus du nu d'appuis ou de l'encastrement.

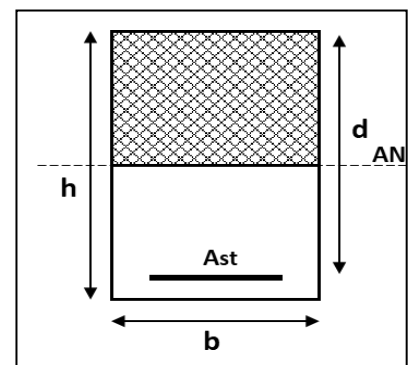
✚ Calcul du ferraillage à l'ELU :

Calcul des armatures longitudinales :

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

On compare les deux moments réduits $\mu \leq \mu_l$

On a deux cas :



FigureVI.5 : Section simplement armée

1^{er} cas :

Si $\mu \leq \mu_l = 0.392 \longrightarrow$ la section est simplement armée $A' = 0$

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

A_{sc} : section d'acier comprimée

A_{st} : section d'acier tendue.

2^{ème} cas :

Si $\mu \geq \mu_l = 0.392 \longrightarrow$ la section est doublement armée $A' \neq 0$

On calcul :

$$M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu} \quad \Delta M = M_u - M_e$$

Avec :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

M_u : Moment sollicitant

M_l : Moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

Armatures tendues :
$$A_{st} = \frac{M_e}{\beta_e \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_{st}}$$

Armatures comprimées :
$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_{st}}$$

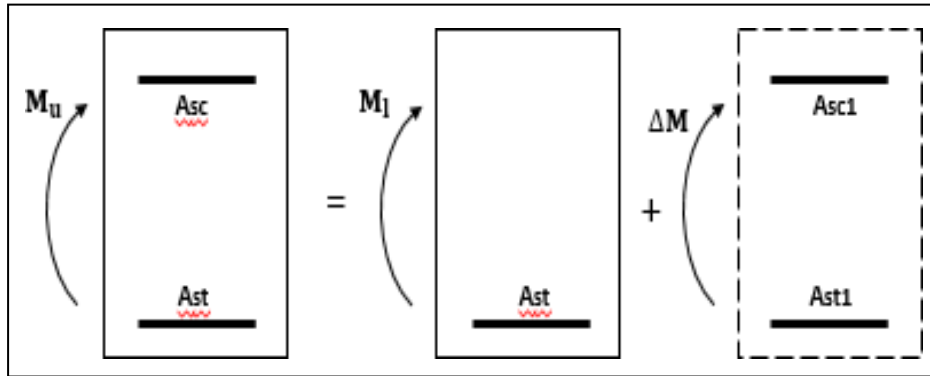


Figure VI.6 : Section rectangulaire doublement armée.

Les résultats des efforts internes des poutres sont donnés par le logiciel « ETABS » leurs ferraillements se fait par un calcul automatique à l’aide du logiciel « SOCOTEC »

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

✚ Ferraillage des poutres principales :

Poutres principales		Combinaison	Mmax (KN.m)	A _{st} (cm ²)	Ferraillage	A _{CNF} (cm ²)	A adopté (cm ²)
P.P Loin de voile	Appuis sup	ELU	-103.317	7.66	3HA14(fil)+2HA14(chap)	1.52	7,7
	Appuis inf	GQEY	19.231	1.7	3HA14(fil)	1.52	4,62
	En travée	ELU	-116.878	8.77	3HA14(fil)+3HA14(chap)	1.52	9.24
P.P Adhérent aux voile	Appuis sup	ELU	-43.969	3.11	3HA14(fil)	1.52	4,62
	Appuis inf	0.8GQEY	-13.631	1.58	3HA14(fil)	1.52	4,62
	En travée	ELU	-44.459	3.14	3HA14(fil)	1.52	4,62

Tableau VI.12 : Ferraillage des poutres principales a l’ELU.

✚ Ferraillage des poutres secondaires :

Poutres secondaires		Combinaison	Mmax (KN.m)	Ast(cm ²)	Ferraillage	A CNF (cm ²)	A adopté (cm ²)
P.S Loin de voile	Appuis sup	GQEX	-19.286	1.53	3HA14(fil)	0.96	4.62
	Appuis inf	GQEX	13.193	1.04	3HA14(fil)	0.96	4.62
	En travée	GQEX	-59.45	4.93	3HA14(fil)+2HA12(chap)	0.96	6.88
P.S Adhérent aux voile	Appuis sup	GQEX	162.597	5.57	3HA14(fil)+2HA12(chap)	0.96	6.88
	Appuis inf	GQEX	-162.38	5.54	3HA14(fil)+2HA12(chap)	0.96	6.88
	En travée	GQEX	124.252	1.19	3HA14(fil)	0.96	4.62

Tableau VI.13 : Ferraillage des poutres secondaire à l'ELU

✚ Vérification des recommandations exigées par le RPA :

Poutre	Localisation	A _{adp} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation
P.P Loin de voile	Appuis sup	7.7	6.75	CV
	Appuis inf	6.88		
	En travée	9.24		
P.P Adhérent aux voile	Appuis sup	6.88	6.75	CV
	Appuis inf	6.88		
	En travée	6.88		

P.S Loin de voile	Appuis sup	6.88	4.375	CV
	Appuis inf	6.88		
	En travée	6.88		
P.S Adhérent aux voile	Appuis sup	16.08	4.375	CV
	Appuis inf	16.08		
	En travée	12.06		

Tableau VI.14 : vérification des recommandations exigées par le RPA

Vérfications à l'ELU :

+ Vérfications de la condition de non fragilité :

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante :

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 43 \times \frac{2.1}{400} = 1.52 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.23 \times 25 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 0.96 \text{ cm}^2$$

+ Vérfication au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} < \bar{\tau} = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

Poutre	Tu max ELU	Tu max ELS	τ_b (Mpa)	$\bar{\tau}_b$ MPa	Observation
P.P Non reliées aux voiles	130.48	93.66	1.03	3.33	CV
P.P reliées aux voiles	60.09	-43.28	0.47	3.33	CV
P.S Non reliées aux voiles	-24.43	-17.75	0.3	3.33	CV
P.S reliées aux voiles.	5.53	4.08	0.07	3.33	CV

Tableau VI.15 : vérification de cisaillement.

✚ Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur le béton eu niveau des appuis :

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Section (30×45) : $\bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.42 \times 0.3 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 756 \text{ KN}$

Section (25×35) : $\bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.32 \times 0.2 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 384 \text{ KN}$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Poutre	T_u^{\max} (KN)	\bar{T}_u (KN)	Observation
P.P Non reliées aux voiles	130.48	756	CV
P.P reliées aux voiles	60.09	756	CV
P.S Non reliées aux voiles	-42.43	384	CV
P.S reliées aux voiles	5.53	405	CV

Tableau VI.16 : vérification de l'influence de l'effort tranchant sur le béton

✚ Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres :

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \times f_{c28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \times \sum U_1}$$

$$\sum U_1 = n \times \pi \times \emptyset$$

- Poutres principales non adhérentes au voile :

$$U_i = n \times \pi \times \emptyset = (3 \times \pi \times 14) + (2 \times \pi \times 14) = \mathbf{219.91 \text{ mm}}$$

- Poutres principales adhérentes au voile :

$$U_i = n \times \pi \times \emptyset = (3 \times \pi \times 14) + (2 \times \pi \times 12) = \mathbf{207.24 \text{ mm}}$$

- Poutres secondaires non adhérentes au voile :

$$U_i = n \times \pi \times \emptyset = (3 \times \pi \times 14) + (2 \times \pi \times 12) = \mathbf{188.4 \text{ mm}}$$

- Poutres secondaires adhérentes au voile :

$$U_i = n \times \pi \times \emptyset = (3 \times \pi \times 16) + (3 \times \pi \times 16) = \mathbf{305.6 \text{ mm}}$$

Poutre	Tu max	τ_{se} (Mpa)	$\bar{\tau}_{se}$ MPa	Observation
P.P Non reliées aux voiles	130.48	1.53	3.15	CV
P.P reliées aux voiles	60.09	0.75	3.15	CV
P.S Non reliées aux voiles	-42.43	0.78	3.15	CV
P.S reliées aux voiles	5.53	0.06	3.15	CV

Tableau VI.17 : vérification d'adhérence et d'entraînement des barres

✚ Ancrage des barres :

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \tau_{su}}$$

Avec : $\tau_{su} = 0.6 \Psi s^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$

Pour le \emptyset_{12} :
$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = \mathbf{42.32 \text{ cm}}$$

Pour le \emptyset_{14} : $L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$

Pour le \emptyset_{16} : $L_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.43 \text{ cm}$

Les armatures doivent comporter des crochets de longueur L_a car la longueur de scellement est importante vu qu'elle dépasse la largeur du poteau dans lequel l'armature sera ancrée. La longueur mesurée hors crochets est au moins égale $0.4L_s$ pour les aciers HA.

Pour le \emptyset_{12} : $L_r = 0.4 l_s = 0.4 \times 42.32 = 16 \text{ cm}$

Pour le \emptyset_{14} : $L_r = 0.4 l_s = 0.4 \times 49.38 = 20 \text{ cm}$

Pour le \emptyset_{16} : $L_r = 0.4 l_s = 0.4 \times 56.43 = 22 \text{ cm}$

Armatures transversales :

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \emptyset_l; \frac{b}{10} \right\}$$

Poutres principales :

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{45}{35}; 1.2; \frac{30}{10} \right\} = \min(1.2; 1.2; 3) = 12 \text{ mm}$$

Poutres secondaires :

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{35}{35}; 1.2; \frac{25}{10} \right\} = \min(1; 1.2; 2.5) = 10 \text{ mm}$$

Espacement des armatures transversales :

En zone nodale : $S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\emptyset_t \right\}$

En zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

• **Poutre principale :**

En zone nodale : $S_t \leq \min \left\{ \frac{45}{4}; 12 \times 1.2 \right\} = 11.25 \text{ cm} \rightarrow S_t = 11 \text{ cm}$

En zone courante : $S_t \leq \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

• Poutre secondaire :

En zone nodale : $S_t \leq \min \left\{ \frac{35}{4}; 12 \times 1 \right\} = 8.75 \text{ cm} \rightarrow S_t = 8 \text{ cm}$

En zone courante : $S_t \leq \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm} \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

✚ Définition de la zone nodale et courante :

- Zone nodale : $L' = 2 \times h$

Poutre principale : $L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$

Poutre secondaire : $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$

- Zone courante :

$L \text{ courante} = L \text{ nue d'appuis} - 2L'$

✚ Armatures transversales minimales :

La quantité d'armature minimale est donnée par la formule suivante :

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b$$

Poutres	At (cm ²)		A (cm ²)	Obs
	Zone courante St=	Zone nodale St=		
Poutres principales	1.35	0.99	2.01	CV
Poutres secondaires	0.75	0.6	2.01	CV

Tableau VI.18 : Armatures transversales minimales des poutres

Vérification à l'ELS :

✚ Vérification de la contrainte dans le béton et l'acier :

Il faut vérifier que la contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

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

Avec :

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A \cdot \beta \cdot d}$$

$$\rho = \frac{100A}{b \cdot d}$$

III – Ferrailage des voiles :

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

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures de montages.

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

- $1.35G + 1.5Q \rightarrow$ à l'ELU.
- $G + Q \rightarrow$ à l'ELS.
- $G + Q \pm E \rightarrow$ RPA99 révisé 2003.
- $0.8G \pm E \rightarrow$ RPA99 révisé 2003.

Les calculs se feront en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et le moment correspondant.

Dans notre projet on a introduit les voiles dans les deux directions :

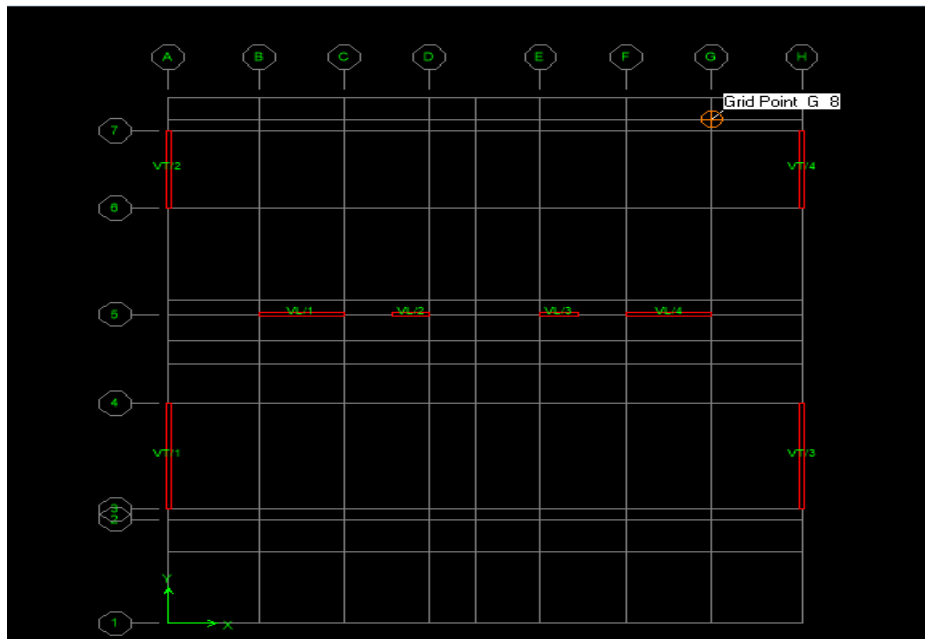


Figure VI.7 : la disposition des voiles

❖ **Recommandation du RPA :**

Aciers verticaux :

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.2%

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0.20% de la section horizontale du béton tendu.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Ø. Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

Règles communes :

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

Globalement dans la section du voile : 0.15% B

En zone courante : 0.10% B_c

▪ L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :

$$S_t \leq 1.5 \times e_p$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser L/10 de l'épaisseur du voile.

▪ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

40 Ø pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20 Ø pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A = 1.1 \frac{\bar{T}}{f_e} \quad \text{avec} \quad T = 1.4 T_u$$

T_u : effort tranchant calculée au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

❖ **Calcul des armatures à l'ELU :**

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier les cas suivants :

Section partiellement comprimée (SPC).

Section entièrement comprimée (SEC).

Section entièrement tendue (SET).

Chaque section sera classée (SPC, SEC ou bien SET) suivant la position de son centre de pression, qui est donné par la formule suivante :

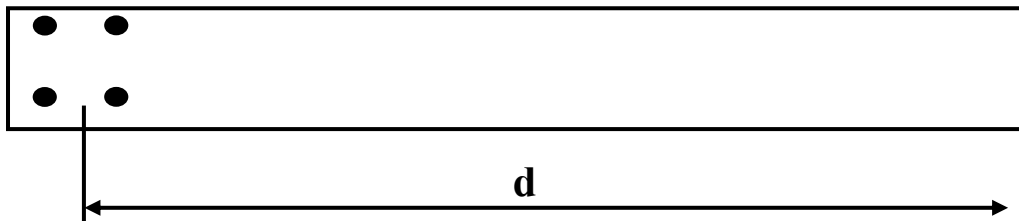
Calcul du centre de pression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

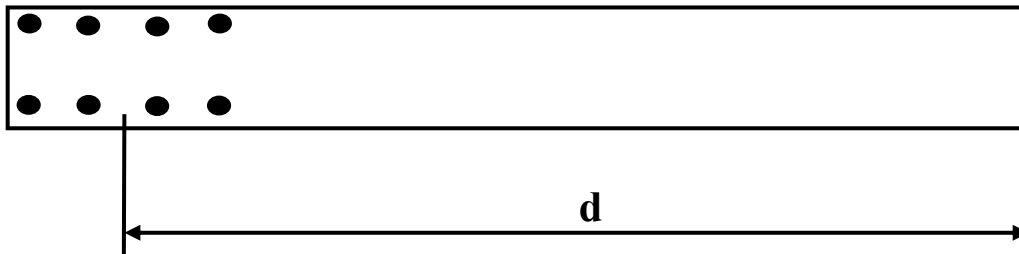
Calcul de la hauteur utile d :

La hauteur utile (d) est prise de la fibre comprimée la plus éloignée à l'axe de symétrie des armatures tendues, trois cas se présentent :

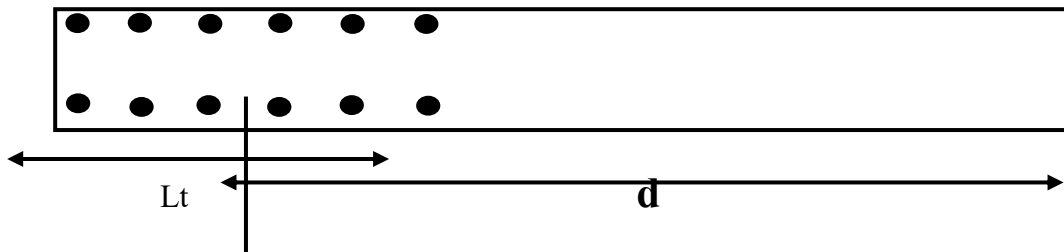
- ✚ **Cas 01 :** Faire en sorte de constituer un potelet (4 barres) avec un espacement de 10 cm et un enrobage de 5cm.



- ✚ **Cas 02 :** Dans le cas où ces armatures ne peuvent pas être placées convenablement dans cette zone ; alors on peut augmenter la longueur de la zone d'extrémité à L/10.



- ✚ **Cas 03 :** En fin, si le cas ne le permet pas, alors on est amené à calculer la longueur de la zone tendue :



$$L_t = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

Avec : $\frac{N}{B} \pm \frac{M}{I} \times y$

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

B : Section du voile

I : Moment d'inertie

Y : Bras de levier $y = L/2$

Armatures verticales :

Le ferraillage sera fait par zone, comme suit :

Zone I : Sous- sol2+Sous-sol1 + RDC.

Zone II : ; 1^{ème} + 2^{ème} + 3^{ème} étage.

Zone III : 4^{ème} + 5^{ème} étage + 6^{ème} étage.

➤ **Condition non fragilité : (Art A.4.2/BAEL91) [4]**

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées, doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante :

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \times b \times d$$

Avec : $e_s = \frac{M_s}{N_s}$ N_s et M_s : effort normal et moment fléchissant à l'état limite service

Exemple de calcul par SOCOTEC :

On prend l'exemple de voile VL/1

Nous allons introduire les valeurs suivantes :

B = 0.20 m ; h= 3.37 m ; c = d'= 0.1m ;

Situation accidentelle Les sollicitations : $N_{max} \rightarrow M_{cor}$

Calcul des armatures verticales dans la zone courante : $L_c = [L (0.05 + 0.1) \times 2] = 3.37 - 0.3 = 3.07 m$

Avec : B_c : la section de la zone courante $\longrightarrow B_c = 3.07 \times 0.2 = 0.61m^2$

$$A_c = 0.1\% \times 0.61 = 6.1 cm^2$$

Soit : 6HA12 avec un espacement de :

$$A_c \text{ adopté} = 6HA12 = 6.79 cm^2$$

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur L/12 de la longueur du voile :

Soit : *En zone nodale : $St = 10cm$*

En zone courante : $St = 15cm$

L'ensemble des calculs sont donnés sous forme de tableaux. Pour les voiles VL1 et VT2 dans les différentes zones.

Armatures verticales :

VL/1 : L=3.37m

	N (KN)	M (KN.m)	Combinaison	Ep	Obs	A _{tendue} (cm ²)	A _{cnf} (cm ²)	At adopté (cm ²)	Ac (cm ²)	Ac adopté (cm ²)
ZONE I	Nmax = -581.48	Mcor = 716.629	0.8GEX	0.20	SEC	0	6.1	(16HA14)	6.1	(16HA14)
	Nmin = -2535.01	Mcor = -1.751	ELU		SEC	0	5.93			
	Ncor = -2354.41	Mmax = -3325.95	0.8GEX		SPC	0.67	6.07			
ZONE II	Nmax = -402.62	Mcor =841.65	0.8GEX	0.20	SPC	1.44	6.03	(16HA14)	6.1	(16HA14)
	Nmin = -2063.86	Mcor = -0.862	ELU		SEC	0	5.93			
	Ncor = -622.73	Mmax = 1689.41	0.8GEX		SPC	5.54	6			
ZONE III	Nmax = -95.39	Mcor = 135.239	0.8GEX	0.20	SPC	0	6.07	(16HA14)	6.1	(16HA14)
	Nmin = -1124.27	Mcor = 1.257	ELU		SEC	0	5.93			
	Ncor = -333.21	Mmax = 921.004	0.8GEX		SET	0.17	6			

Tableau VI.19 : ferraillage des voiles (VL/1).

Armatures horizontales : $A_H = \frac{A_v}{4}$

	Av adoptée (cm ²)	AH (cm ²)	AH adoptée (cm ²)
Zone I	16HA14+16HA14=49.26	12.31	8HA14=12.31
Zone II	16HA14+16HA14=49.26	12.31	8HA14=12.31
Zone III	16HA14+16HA14=49.26	12.31	8HA14=12.31

VL/2 : L=1.6 m

	N (KN)	M (KN.m)	Combinaison	Ep	Obs	A _{tendue} (cm ²)	A _{cnf} (cm ²)	At adopté (cm ²)	Ac (cm ²)	Ac adopté (cm ²)
ZONE I	Nmax = -275.21	Mcor = 253.606	ELU	0.20	SPC	0.97	6.12	(4HA14)	2.6	(6HA10)
	Nmin = -1303.4	Mcor = -21.741	0.8GEX		SEC	0	5.94			
	Ncor = -1079.44	Mmax = -598.608	GQEX		SEC	0	6.04			
ZONE II	Nmax = -53.48	Mcor = 271.091	0.8GEX	0.20	SPC	3.89	5.97	(4HA14)	2.6	(6HA10)
	Nmin = -947.33	Mcor = -313.224	GQEX		SEC	0	6			
	Ncor = -269.03	Mmax = 302.661	GQEX		SPC	1.68	6.11			
ZONE III	Nmax = -81.58	Mcor = 62.016	0.8GEX	0.20	SEC	0	6.09	(4HA14)	2.6	(6HA10)
	Nmin = -898.36	Mcor = -13.823	ELU		SEC	0	5.94			
	Ncor = -404.46	Mmax = 1301.47	08GEX		SPC	0.45	6			

Tableau VI-20 : ferraillage de tableau (VL/2)

Armatures horizontales : $A_H = \frac{A_v}{4}$

	Av adoptée (cm ²)	AH (cm ²)	AH adoptée (cm ²)
Zone I	8HA14+12HA10=21.73	5.43	8HA10=6.28
Zone II	8HA14+12HA10=21.73	5.43	8HA10=6.28
Zone III	8HA14+12HA10=21.73	5.43	8HA10=6.28

VT/2 : L=4

	<i>N (KN)</i>	<i>M (KN.m)</i>	<i>Combinaison</i>	<i>Ep</i>	<i>Obs</i>	<i>A_{tendue}(cm²)</i>	<i>A_{cnf}(cm²)</i>	<i>At adopté (cm²)</i>	<i>Ac (cm²)</i>	<i>Ac adopté (cm²)</i>
<i>ZONE I</i>	Nmax = -485.39	Mcor = 16.52	08GEX	0.20	SEC	0	5.94	(8HA14)	7.4	(10HA10)
	Nmin = -1777.62	Mcor = -30.344	ELU		SEC	0	5.94			
	Ncor = -840.6	Mmax = -3349.64	08GEY		SPC	12.02	5.98			
<i>ZONE II</i>	Nmax = -288.92	Mcor = 18.98	0.8GEX	0.20	SEC	0	5.94	(4HA14)	7.4	(10HA10)
	Nmin = -1262.46	Mcor = -14.207	ELU		SEC	0	5.94			
	Ncor = -584.69	Mmax = 1682.24	GQEX		SPC	3.7	6.11			
<i>ZONE III</i>	Nmax = -47.5	Mcor = -46.171	0.8GEX	0.20	SEC	0	6.13	(4HA14)	7.4	(10HA10)
	Nmin = -674.72	Mcor = 130.94	ELU		SEC	0	5.97			
	Ncor = -450.63	Mmax = 667.91	GQEX		SEC	0	6.07			

Tableau VI.21 : ferraillages des voiles (VT/2)

Armatures horizontales : $A_H = \frac{A_v}{4}$

	<i>A_v adoptée (cm²)</i>	<i>AH (cm²)</i>	<i>AH adoptée (cm²)</i>
Zone I	16HA14+20HA10=40.34	10.01	10HA10=10.05
Zone II	8HA14+10HA10=28.02	7.005	10HA10=7.85

Zone III	8HA14+10HA10=28.02	7.005	10HA10=7.85
-----------------	--------------------	-------	-------------

VT/1=5.45m

	<i>N (KN)</i>	<i>M (KN.m)</i>	<i>Combinaison</i>	<i>Ep</i>	<i>Obs</i>	<i>A_{tendue}(cm²)</i>	<i>A_{cnf}(cm²)</i>	<i>At adopté (cm²)</i>	<i>Ac (cm²)</i>	<i>Ac adopté (cm²)</i>
<i>ZONE I</i>	Nmax = -731.85	Mcor = 239.08	08GEX	0.20	SEC	0	6	(8HA14)	10.3	(14HA10)
	Nmin = -2486.06	Mcor = -107.447	ELU		SEC	0	5.94			
	Ncor = -1146.61	Mmax =7227.28	08GEY		SPC	21.3	5.7			
<i>ZONE II</i>	Nmax = -405.07	Mcor = 156.96	0.8GEX	0.20	SEC	0	6.01	(10HA12)	10.3	(14HA10)
	Nmin = -1735.67	Mcor = -192.89	ELU		SEC	0	5.96			
	Ncor = -782.75	Mmax = 3923.58	GQEY		SPC	9.09	5.97			
<i>ZONE III</i>	Nmax = -81.45	Mcor = 62.318	0.8GEX	0.20	SEC	0	6.09	(10HA12)	10.3	(14HA10)
	Nmin = -898.36	Mcor = -13.823	ELU		SEC	0	5.94			
	Ncor = -404.05	Mmax = 1301.78	GQEY		SPC	1.05	6			

Tableau VI.21 : ferraillages des voiles (VT/1)

Armatures horizontales : $A_H = \frac{A_v}{4}$

	Av adoptée (cm²)	AH (cm²)	AH adoptée (cm²)
Zone I	16HA14+28HA10=46.6	11.6	8HA14=12.31
Zone II	8HA14+28HA10=34.32	8.58	8HA12=9.05
Zone III	8HA14+28HA10=34.32	8.58	8HA12=9.05

• **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armature sont reliées par 4 épingles en HA8 par mètre carré de surface verticale.

• **Armatures de couture :**

Les aciers de coutures sont ajoutés le long des joints de reprise dans le voile en cas de reprise de bétonnage, généralement c'est le cas des voiles avec une hauteur importante, dans notre cas on suppose que les voiles seront coulés en une seule phase, donc ces armatures ne seront pas nécessaires.

✚ **Vérification des recommandations exigées par le RPA :**

Le tableau ci-dessous résume les sections totales adoptées pour toutes les zones :

$$A_{min} = 0.15\% \times B$$

Zone	A adoptée (cm ²)				A min (cm ²)				observation
	VL/1	VL/2	VT/1	VT/2	VL/1	VL/2	VT/1	VT/2	
Zone I	24.64	21.73	46.6	40.34	4.9	2.25	5.85	8.02	cv
Zone II	24.64	21.73	34.32	28.02					cv
Zone III	24.64	21.73	34.32	28.02					cv

Tableau VI.23: vérification des sections adoptées selon le RPA

✚ **Vérification au cisaillement :**

Selon l'art 7.7.2 RPA 99/ version 2003. [2]

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} < \bar{\tau} = 0.2 \times f_{c28}$$

b : épaisseur du voile.

d : hauteur utile = 0,9h.

h : hauteur totale de la section brute.

Zone	Effort tranchant (KN)				τ_u (Mpa)				$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	observation
	VL/1	VL/2	VT/1	VT/2	VL/1	VL/2	VT/1	VT/2		
Zone I	967.97	234.49	983.75	658.8	1.59	0.81	1.002	0.9	5	cv
Zone II	717.04	201.75	799.55	426.01	1.18	0.7	0.81	0.59		cv
Zone III	367.51	176.69	448.75	296.41	0.60	0.61	0.45	0.41		cv

Tableau VI.24: vérification au cisaillement selon l'art 7.7.2

Selon l'art A.5.1.1 BAEL91

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} < \bar{\tau} = \frac{1}{\gamma_b} \times 0.64 \times (f_{c28})^{\frac{2}{3}}$$

Zone	Effort tranchant (KN)				τ _u (Mpa)				τ̄ _u (Mpa)	observation
	VL/1	VL/2	VT/1 VT/2		VL/1	VL/2	VT/1	VT/2		
									4.75	
Zone I	967.97	234.49	983.75 658.8		1.59	0.81	1.002	0.9		cv
Zone II	717.04	201.75	799.55 426.01		1.18	0.7	0.81	0.59		cv
Zone III	367.51	176.69	448.75 296.41		0.60	0.61	0.45	0.41		cv

Tableau VI.25 : vérification au cisaillement selon l'ART A.5.1.0

 **Vérification des contraintes dans le béton :**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A}$$

Avec :

N_s : effort normal à l'état limite de service 0.

B : section du béton

A : section d'armature adoptée

Zone	N _s (KN)				σ (Mpa)				σ̄ _b (Mpa)	observation
	VL/1	VL/2	VT/1	VT/2	VL/1	VL/2	VT/1	VT/2		
									15	
Zone I	- 1563.2	-698.79	-1325.61	-931.8	4.1	2.1	1.8	1.5		cv
Zone II	- 956.73	-428.64	-736.61	-552.36	2.5	1.3	1.4	1.2		cv
Zone III	- 225.74	-90.11	-157.82	-101.68	5.9	2.7	3	2.3		cv

Tableau VI.26 : vérification des contraintes dans le béton.

CHAPITRE VII

Etude de l'infrastructure



INTRODUCTION

Les fondations sont des éléments fondamentaux dans un projet de construction car la pérennité de l'ouvrage dépend de leur qualité. Les fondations reprennent et transmettent au sol toutes les charges permanentes, accidentelles et charges d'exploitation. Il est donc important qu'elles soient calculées et réalisées avec le plus grand soin.

Le choix de types de fondations adéquates pour un ouvrage se fait en tenant compte de plusieurs critères : l'importance de l'ouvrage à réaliser, les caractéristiques mécaniques du sol, la profondeur où se situe le sol capable de reprendre les charges qui lui seront transmises.

Entre les deux extrêmes, fondations superficielles et fondations profondes, on trouve les fondations semi-profondes dont la base se trouve au-dessus de la profondeur critique, mais pour lesquelles le frottement latéral ne peut être négligé.

Si on désigne par D la profondeur d'encastrement de la fondation dans le sol, par B sa largeur et par L sa longueur, on distingue 3 types de fondations :

- Si $D/B \leq 4$ à 5 la fondation est dite superficielle.
- Si $D/B \geq 10$ la fondation est dite profonde.
- Si $4 \leq D/B \leq 10$ la fondation est dite semi-profonde.

VII-1 : type de fondations :

➤ Fondation superficielle :

Une fondation superficielle constitue la partie inférieure d'un ouvrage qui transmet les efforts provenant de la superstructure à une couche de sol peu profonde. Sous les efforts transmis, le sol devra présenter une résistance suffisante et de tassements acceptables pour non seulement l'ouvrage lui-même mais également pour les structures voisines.

Actuellement on appelle une « fondation superficielle » toutes les fondations dont l'encastrement D dans le sol de fondation n'excède pas cinq fois la largeur B (ou le plus petit côté B).

Il existe 3 types de fondations superficielles :

- Semelles continue ou filantes :

La plus courante est la semelle filante, généralement de largeur B modeste (au plus quelques mètres) et de grandes longueurs L ($L/B > 10$ pour fixer les idées).

- Semelles isolées :

- Les semelles isolées dont les dimensions en plan B et L sont toutes les deux au plus de quelques mètres ; cette catégorie inclut les semelles carrées et les semelles circulaires (de diamètre)

- Radiers généraux : les radiers ou dallages, de dimensions B et L importantes ; cette catégorie inclut les radiers généraux.

➤ Fondations semi-profondes :

Une fondation semi-profonde est un ouvrage ponctuel, généralement en béton armé

qui permet de transmettre les charges d'une structure, telle qu'un bâtiment, vers le sol, à une profondeur d'environ 3 à 6 m.

Ce type de fondations est utilisé lorsque des fondations superficielles ne peuvent être réalisées et que des fondations profondes ne sont pas nécessaires, ce qui évite un coût trop important.

➤ **Fondations profondes :**

Lorsque le sol de surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter un ouvrage par l'intermédiaire d'une fondation superficielle, des fondations profondes sont mises en place. Ce type de fondations (pieux forés ou battus, micro pieux, barrettes ou parois moulées porteuses, caissons) permet de reporter les charges, dues aux structures, sur des couches de sol situées à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres.

VII-2 : Calcul des fondations :

Pour le calcul des fondations on utilise la méthode comparative.

- **Remarque :** on constate que la structure est contreventée par des voiles porteurs, donc la semelle isolée n'est pas adéquate, on passe pour la vérification des semelles continues (semelles filantes).

✚ **Semelles isolées sous poteaux :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N max qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous-sol.

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

$(A \times B)$: Dimension de la semelle.

$(a \times b)$: Dimension du poteau.

N_s : Effort normal à l'ELS.

σ_{sol} : capacité portante du sol $\rightarrow \sigma_{sol} = 2 \text{ bar} = 200 \text{ KN/m}^2 = 0.2 \text{ MPa}$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = k \rightarrow \frac{50}{50} = 1 \rightarrow A = B$$

$$\text{Donc : } A \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

$$N_s = 1793.02 \text{ KN} \rightarrow A \geq 2.99 \text{ m}$$

Vu l'importance des dimensions des semelles, dans le but d'éviter tout risque de chevauchement de ces dernières, l'option des semelles isolées est à écarter. On aura donc à choisir entre des semelles filantes et le radier général, selon les résultats du dimensionnement.

✚ **Pré dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :**

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal N , données par la condition la plus défavorable.

Avec : $N_s = G + Q$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \frac{G + Q}{B L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{L \bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle

L : Longueur de la semelle sous voile

G : Charge permanent a la base du voile considéré

Q : Surcharge d'exploitation a la base du voile considéré

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

Sens longitudinale :

Voiles	$N_s(KN)$	L(m)	N_{ombre}	B(m)	S=BxLxN(m2)
VL1	2085.15	3.37	1	3.09	10.4
VL2	950.24	1.6	1	2.9	4.64
VL3	2091.06	3.37	1	3.1	10.4
VL4	990.38	1.6	1	3.09	4.9
Totale					30.04

Tableau VII.1 : Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal).

Sens transversale :

Voiles	$N_s(KN)$	L(m)	N_{ombre}	B(m)	S=BxLxN(m2)
VT/1	1820.51	5.45	1	1.67	9.1
VT/2	1301.87	4	1	1.62	6.48
VT/3	1819.16	5.45	1	1.66	9.04
VT/4	1295.19	4	1	1.61	6.44
Totale					31.06

Tableau VII.2 : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal).

La somme des surfaces des semelles sous voiles est : $S_v = \sum S_i = 30.34 + 31.06 = 61.4 \text{ m}^2$.

Semelles filantes sous poteaux :

On fera le calcul sur le portique longitudinal (file de poteaux les plus sollicités).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	N _s (KN)	Minf (KN.m)	ei (m)	N x ei
C33	815.10	-1.802	-6.15	-5012.86
C34	1790.63	-3.412	-3.34	-5980.7
C35	1780.17	-3.256	-2.75	-4896.73
C36	1241.33	-3.038	-1.16	-1439.94
C37	1296.24	-3.416	1.16	1503.63
C38	1793.03	-3.263	2.75	4930.83
C39	1787.90	-3.423	3.34	5971.58
C40	813.76	-1.816	6.15	5004.62
Somme	11318.16	-23.42	0	80.43

Tableau VII.3 : Surface des semelles filantes sous poteaux.

Exemple de calcul :

La charge totale transmise par les poteaux est : $R = \sum N_i = 11318.16 \text{ kN}$

- **Détermination de la coordonnée de la résultante des forces**

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{80.43 - 23.42}{11318.16} = 0.005$$

- **Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle**

On a : $e = 1.27 < \frac{L}{6} = \frac{12.30}{6} = 2.05 \Rightarrow$ Repartition trapézoïdale

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{11318.16}{12.30} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.005}{12.30} \right) = 917.93 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{11318.16}{12.30} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.005}{12.30} \right) = 922.41 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{11318.16}{12.30} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.005}{12.30} \right) = 921.29 \text{ KN/ml}$$

Détermination de la largeur de la semelle

$$B \geq \frac{q \left(\frac{L}{4} \right)}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{921.29}{200} = 4.6 \text{ m}$$

On opte pour une semelle : $B=4.6m$

On aura : $S = 4.6 \times 12.30 = 56.58 \text{ m}^2$

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

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$S_p = B \times l \times n = 4.6 \times 12.30 \times 8 = 452.64 \text{ m}^2$.

La surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_t = S_p + S_v = 452.64 + 61.4 = 514.04 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{bat} = 689.88 \text{ m}^2$

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{514.04}{689.88} \times 100 = 74.51 \% \Rightarrow \text{Donc : } S_t > 50\% S_{bat}$$

Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

VII.4. Etude du radier général :

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

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire)
- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution

VII.4. 1. Pré dimensionnement du radier :

a) **Condition de vérification de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 EI}{K b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}$$

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

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

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de la surface $k=40$ MPa pour un sol moyen

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m)

E : Module de déformation longitudinale différée : $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa}$

L_{\max} : Distance maximal entre nus des nervures. ($L_{\max}=4.81\text{m}$)

D'où

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.81\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0.992\text{m}$$

Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{481}{8} \leq h \leq \frac{481}{5} \Rightarrow 60.12\text{cm} \leq h \leq 96.2 \text{ cm}$$

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de **$h_n = 100 \text{ cm}$**

❖ Dalle

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad , \text{ avec un minimum de } 25\text{cm}$$

$$h_d \geq \frac{481}{20} = 24.05\text{cm} \quad \text{Soit : } h_d = 30 \text{ cm}$$

❖ Nervure :

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{481}{10} = 4.81 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } h_n = 100 \text{ cm} \quad \text{et } 0.4 h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n$$

$$0.4 \times 100 = 40 \leq b_n \leq 0.7 \times 100 = 70 \text{ cm} \quad \text{soit : } b_n = 60 \text{ cm}$$

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant

$h_n = 100 \text{ cm}$ (hauteur de la nervure)

$h_d = 30 \text{ cm}$ (hauteur de la dalle)

$b_n = 60 \text{ cm}$ (largeur de la nervure)

VII.4.2. Calcul de la surface nécessaire au radier :

Les charges sont tirées à partir du logiciel :

Charge permanente de la structure : $G = 44496.67 \text{ KN}$.

Charge d'exploitation de la structure : $Q = 7904.12 \text{ KN}$.

a) Combinaison d'actions :

A l'ELU :

$$N_U = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 44496.67 + 1.5 \times 7904.12 = 71926.68 \text{ KN}$$

A l'ELS :

$$N_S = G + Q = 44496.67 + 7904.12 = 52400.79 \text{ KN}$$

a) Détermination de la surface du radier :

A l'ELU :

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_U}{1.33\sigma_{\text{sol}}} = \frac{71926.68}{1.33 \times 200} = 270.4 \text{ m}^2$$

A l'ELS :

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_S}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{52400.79}{200} = 262 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 689.88 \text{ m}^2 > \text{Max}(S_1; S_2) = 270.4 \text{ m}^2$$

Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

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

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm}$$

Soit un débord de $L_{\text{déb}} = 50 \text{ cm}$.

Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{\text{déb}} = (23.75 + 25.97) \times 0.5 = 52.75 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}} = 689.88 + 52.75 = 742.63 \text{ m}^2$$

VIII.4. 3. Calcul des sollicitations à la base du radier :

a) Charges permanentes :

Poids du bâtiment : $G = 44496.67\text{KN}$

Poids de radier :

$G =$ Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

Poids de la dalle :

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \cdot h_d \cdot \rho_b$$

$$P_{\text{dalle}} = 742.63 \times 0.30 \times 25 = \mathbf{5569.72\text{KN}}$$

Poids des nervures :

$$P_{\text{nerv}} = b_n (h_n - h_d) \cdot \rho_b \sum (L_x \cdot n + L_y \cdot m)$$

$$P_{\text{nerv}} = 0.6 \times (1 - 0.3) \times 25 \times (25.97 \times 8 + 26.78 \times 6) = \mathbf{3868.62\text{ KN}}$$

Poids de TVO :

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho_{\text{TVO}}$$

$$S_{\text{ner}} = b_n \sum (L_x \cdot n + L_y \cdot m) = 0.60 \times 368.44 = 221.064 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{TVO}} = (742.63 - 221.064) \times 0.7 \times 17 = \mathbf{6206.63\text{KN}}$$

Poids de la dalle flottante :

$$P_{\text{dalle flottante}} = S_{\text{rad}} \cdot e_{\text{pdalle flottante}} \cdot \rho_b$$

$$P_{\text{df}} = S_{\text{rad}} \cdot X \cdot e_p \times \rho_b \quad (e_p = 15\text{cm}).$$

$$P_{\text{dalle flottante}} = 742.63 \times 0.15 \times 25 = \mathbf{2784.86\text{KN}}$$

$$G_{\text{rad}} = \mathbf{5569.72 + 3868.62 + 6206.63 + 2784.86 = 18429.83\text{KN.}}$$

- Charge permanente de bâtiment : $G = 44496.67\text{KN.}$
- Charge permanente du radier : $G = 18429.83\text{ KN.}$

b) Surcharges d'exploitations :

- Surcharge de bâtiment : $Q = \mathbf{7904.12\text{ KN.}}$
- Surcharge du radier : $Q = 1.5 \times 742.63 = \mathbf{1113.945\text{ KN}}$

c) Poids total de la structure :

$$G_T = G_{bat} + G_{rad} = 44496.67 + 18429.83 = 62926.5 \text{ KN.}$$

$$Q_T = Q_{bat} + Q_{rad} = 7904.12 + 1113.945 = 9018.065 \text{ KN.}$$

d) Combinaison d'actions :

A l'ELU :

$$N_U = 1.35 G_T + 1.5 Q_T = 1.35 \times 62926.5 + 1.5 \times 9018.065 = 123581.87 \text{ KN}$$

A l'ELS :

$$N_S = G + Q = 62926.5 + 9018.065 = 71944.565 \text{ KN}$$

D'où : $N_u = 123581.87 \text{ KN}$

$$N_s = 71944.565 \text{ KN}$$

VII.4.4. Vérifications:

a) Vérification à la contrainte de cisaillement :

Nous devons vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec : $b=100 \text{ cm}$; $d=0.9h_d=0.9 \times 30=27 \text{ cm}$

$$T_U^{\max} = \frac{q_u L_{\max}}{2} = \frac{N_u b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{123581.87 \times 1}{742.63} \times \frac{4.37}{2} = 363.60 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{363.60 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1.34 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u=1.34} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base de la structure ;

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base de la structure ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3.\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

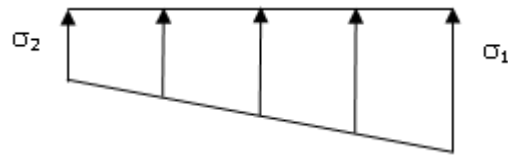


Figure VII.1 : Diagramme des contraintes

On doit vérifier que :

L'ELU :

$$\sigma_m = \frac{3.\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \sigma_{sol}$$

L'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3.\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Avec : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

Calcul du centre de gravité du radier :

Vu la géométrie du radier qui est rectangulaire et symétrique par rapport aux deux axes (XX et YY).

$$X_G = \frac{\text{largeur de bâtiment}}{2} = \frac{25.97}{2} = 12.98 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\text{longueur de bâtiment}}{2} = \frac{26.78}{2} = 13.39 \text{ m}$$

• **Moment d'inertie du radier**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{25.97 \times 26.78^3}{12} = 41564.48 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{26.78 \times 25.97^3}{12} = 39088.15 \text{ m}^4$$

➤ **Sens longitudinal :**

$$N_U = 123581.87 \text{ KN}$$

$$N_S = 71944.565 \text{ KN}$$

Moment a la base:

$$M_{0X} = 56788.636 \text{ KN.m}$$

$$T_{0X} = 3036.59 \text{ KN}$$

$$M_X = 56788.636 + 3036.59 \times 0.1 = 57092.29 \text{ KN.m}$$

A l'ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{123581.87}{742.63} + \frac{57092.29}{39088.15} \times 12.98 = 185.36 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{123581.87}{742.63} - \frac{57092.29}{39088.15} \times 12.98 = 147.45 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 185.36 + 147.45}{4} = 175.88 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 175.88 \text{ KN/m}^2 < 1.33\sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{71944.565}{742.63} + \frac{57092.29}{39088.15} \times 12.98 = 115.83 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{71944.565}{742.63} - \frac{57092.29}{39088.15} \times 12.98 = 77.91 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 115.83 + 77.91}{4} = 106.45 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 106.45 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Sens transversal :

$$N_U = 123581.87 \text{ KN} \quad N_S = 57092.29 \text{ KN}$$

$$M_{OY} = 61902.17 \text{ KN.m} \quad T_{OY} = 3264.46 \text{ KN}$$

$$M_Y = 61902.17 + 3264.46 \times 0.1 = 62228.71 \text{ KN.m}$$

A l'ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{123581.87}{742.63} + \frac{62228.71}{41564.48} \times 13.39 = 186.45 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{123581.87}{742.63} - \frac{62228.71}{41564.48} \times 13.39 = 146.36 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 186.45 + 146.36}{4} = 176.45 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 176.45 \text{ KN/m}^2 < 1.33\sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{71944.565}{742.63} + \frac{62228.71}{41564.48} \times 13.39 = 116.92 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{71944.565}{742.63} - \frac{62228.71}{41564.48} \times 13.39 = 76.83 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 116.92 + 76.83}{4} = 106.89 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 106.89 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN / m}^2$$

Condition vérifiée.

VIII.4.4. Ferrailage du radier :

1) Ferrailage du radier :

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié 99) ; on considère le radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastres sur 04 appuis

Identification du panneau le plus sollicité :

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 : $l_x = 4.81\text{m}$ et $l_y = 5.45\text{m}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.81}{5.45} = 0.88$$

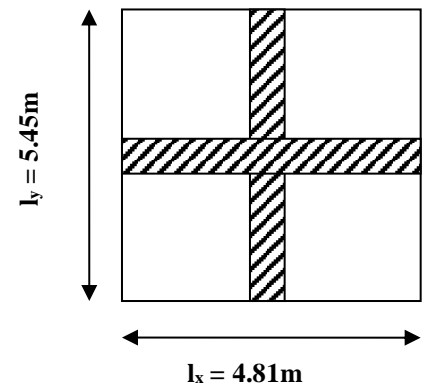


Figure VII.2 : Panneau le plus sollicité

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 :

A l'ELU :

$$\sigma_m^{\max} = \max (\sigma_u^1; \sigma_u^2) = \max (175.88; 176.45) = 176.45 \text{ KN/m}^2$$

A l'ELS :

$$\sigma_m^{\max} = \max (\sigma_s^1; \sigma_s^2) = \max (106.45; 106.89) = 106.89 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

E.L.U :

$$q_u = \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(176.45 - \frac{18429.83}{742.63} \right) \times 1\text{m} = 151.63 \text{ KN/ml}$$

E.L.S :

$$q_s = \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(106.89 - \frac{18429.83}{742.63} \right) \times 1\text{m} = 82.07 \text{ KN/ml}$$

Calcul a l'ELU :

Calcul des sollicitations:

On a : $\rho = 0.88$ et $v = 0$

A l'ELU :

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0478 \\ \mu_y = 0.740 \end{cases}$$

Moments fléchissant :

Suivant (x-x) : $M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 0.0478 \times 151.63 \times 4.81^2 = 167.68 \text{ KN.m}$

Suivant (y-y) : $M_{0y} = \mu_y M_x = 0.740 \times 167.68 = 124.08 \text{ KN.m}$

Remarque :

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur affectant un coefficient de 0.5 aux appuis et 0.75 en travée.

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 167.68 = 125.76 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 124.08 = 93.06 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis :

$$M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 167.68 = -83.84 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_{0y} = -0.5 \times 124.08 = -62.04 \text{ KN.m}$$

Ferrailage :

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} < 0,392 \implies \text{SSA} \quad A = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}}$$

Avec : b = 100 cm ; h = 30 cm

Sens	zone	M _u (KN.m)	μ _u	β	Section	A (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
xx	Appuis	83.84	0.094	0.933	SSA	9.98	5HA16(fil)
	Travée	125.376	0.141	0.895	SSA	16.01	5HA16(fil)+ 5HA16(chap)
yy	Appuis	62.04	0.069	0.724	SSA	9.84	5HA16(fil)
	Travée	93.06	0.104	0.721	SSA	14.03	5HA16(fil)+ 2HA16(chap)

Tableau VIII.4 : Ferrailage du radier.

VII.4.5.Vérification à L'ELU :

a) **condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL.91/ modifié 99) : [4]**

$$\omega_x = \frac{A_{min}^x}{b h} \geq \omega_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \implies A_{min}^x \geq \omega_0 \frac{3 - \rho}{2} bh$$

Avec : ω₀ = 0.0008 pour fe 400

$$A_{min}^x \geq 0.0008 \frac{3 - 0.88}{2} \times 100 \times 30 = 2.54 \text{ cm}^2$$

Sens	zone	A(cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation
xx	Appuis	9.98	2.50	Condition vérifiée
	Travée	16.01		Condition vérifiée
yy	Appuis	9.84		Condition vérifiée
	travée	14.03		Condition vérifiée

Tableau VII.5 : Vérification de la condition de non fragilité.

a) **Vérification des espacements (Art A8.2, 42 BAEL91/modifié 99) : [4]**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle

Dans le sens xx :

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 30; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 33\text{cm}$$

Condition vérifiée.

Dans le sens yy :

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 30; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{cm} < 45\text{cm}$$

Condition vérifiée.

a) Vérification de la contrainte de cisaillement :

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

Avec :

$$p = q_{\text{um}} l_x l_y = 151.63 \times 4.81 \times 5.45 = 3974.90 \text{KN/m}^2$$

Sens x-x :

$$V_u = \frac{P}{3 l_y} = \frac{3974.90}{3 \times 5.45} = 243.113 \text{ KN}$$

Sens

$$V_u = \frac{P}{2 l_y + l_x} = \frac{3974.90}{2 \times 5.45 + 4.81} = 253.01 \text{ KN}$$

y-y :

$$\tau_u = \frac{253.01 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} = 0.93 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.93 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

VII.4.5. Calcul et vérification à l'E.L.S :

On a : $\rho = 0.88$ et $v = 0.2$

A l'ELS:

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0549 \\ \mu_y = 0.818 \end{cases}$$

Moments fléchissant :

Suivant (x-x) :

$$M_{0x} = \mu_x q_s l_x^2 = 0.0549 \times 81.07 \times 4.81^2 = 102.97 \text{ KN.m}$$

Suivant (y-y) :

$$M_{0y} = \mu_y M_x = 0.818 \times 102.97 = 84.22 \text{ KN.m}$$

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 102.97 = 77.22 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 84.22 = 63.165 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis :

$$M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 102.97 = -51.485 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_{0y} = -0.5 \times 84.22 = -42.11 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes :

Dans le béton :

On doit vérifier que :

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	zone	As (cm ²)	Ms	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _{st}	σ _{st} ^{bar}	σ _b	σ _b ^{bar}	Obs
xx	Appuis	9.98	51.485	0.369	0.906	38.19	210.89	348	5.52	15	Cv
	Travée	16.01	77.22	0.592	0.886	28.86	201.62	348	6.98	15	Cv
yy	Appuis	9.84	42.11	0.364	0.907	38.76	174.75	348	4.50	15	Cv
	travée	14.03	63.165	0.519	0.892	31.30	186.93	348	5.97	15	Cv

Tableau VIII.6 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Remarque :

Pour faciliter les travaux de ferrailage, et pour des raisons économiques, il faut adopter un même ferrailage pour tous les panneaux.

VII.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.

Sollicitation de calcul :

A l'ELU :

$$P_u = q_u = 151.63 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u l^2}{2} = \frac{-151.63 \times 0.5^2}{2} = -18.95 \text{ KN.m}$$

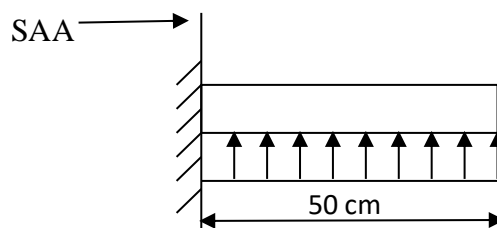


Figure VII.3 : Schéma statique du débord.

A l'ELS :

$$P_s = q_s = 82.07 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s l^2}{2} = \frac{-82.07 \times 0.50^2}{2} = -10.25 \text{ KN.m}$$

Calcul des armatures : $b = 100 \text{ m}; d = 27 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{18.95 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0.0183 < 0.392$$

$$\mu = 0.018 \rightarrow \beta = 0.991$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{18.95 \times 10^6}{0.991 \times 270 \times 348} = 2.03 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } A_a = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } S_t = 25 \text{ cm}$$

Vérification à l'ELU :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 27 \times 2.1}{400} = 3.27 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.27 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• Armatures de répartition :

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

$$\text{Soit : } A_r = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } S_t = 25 \text{ cm}$$

Vérification à l'ELS :

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 27} = 0.168$$

$$\rho_1 = 0.168 \rightarrow \beta_1 = 0.933 \rightarrow \alpha_1 = 0.200$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.200}{15(1-0.200)} = 0.016 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{10.25 \times 10^6}{0.933 \times 270 \times 452} = 90.02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0.016 \times 90.02 = 1.44 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = 90.02 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; Afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolongées et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

VIII.6. Ferrailage de la nervure :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur L_m), et le même effort tranchant (largeur L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

Cas de chargement trapézoïdal :

Moment fléchissant : $l_m = l_x \left(0.5 - \frac{l^2}{6}\right)$

Effort tranchant : $l_t = l_x \left(0.5 - \frac{l^2}{4}\right)$

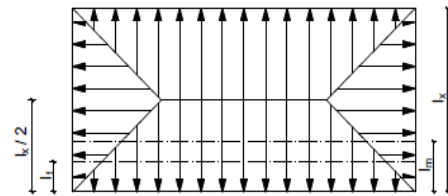


Figure VII.4 : Répartition trapézoïdale.

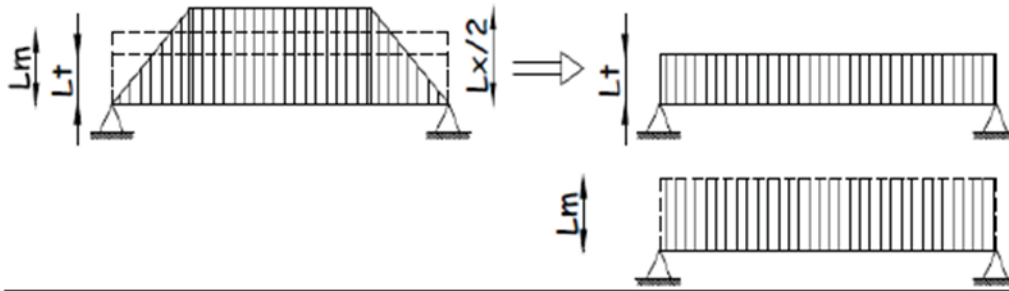
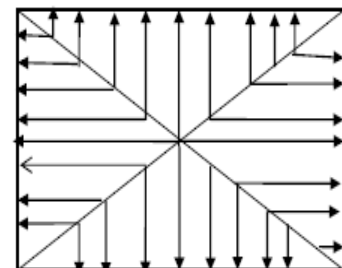


Figure VII.5 : Présentation des chargements simplifiés.

Cas de chargement triangulaire :

Moment fléchissant : $l_m = 0.333x l_x$

Effort tranchant : $l_t = 0.25x l_x$



Figures VII.6 : Répartition triangulaire.

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(175.88 - \frac{18429.83}{742.63} - \frac{3868.62}{221.064} \right) = 133.56 \text{KN/m}^2$$

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(106.45 - \frac{18429.83}{742.63} - \frac{3868.62}{221.064} \right) = 64.13 \text{KN/m}^2$$

Pour les moments fléchissant :

$$Q_U = q_u l_m$$

$$Q_S = q_s l_m$$

Pour les efforts tranchant :

$$Q_U = q_u l_t$$

$$Q_S = q_s l_t$$

Remarque : Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens

Sens longitudinal : Nervure (file 2)

travée	Panneaux	Lx	Ly	P	Charges	Lm	Lt	qu	qs	MOMENT FLECHISSANT				EFFORT TRANCHANT			
										Qu	ΣQu	Qs	ΣQs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs
A - B	1	3.75	4.6	0.81	Triangulaire	1.24	0.93	133.56	64.13	165.61	331.22	79.52	159.04	124.21	248.42	59.64	119.28
	2	3.75	5.45	0.68	Triangulaire	1.24	0.93			165.61		79.52		124.21		59.64	
B - C	1	3.30	4.6	0.71	Triangulaire	1.09	0.82	133.56	64.13	145.58	291.16	69.90	139.8	109.51	219.02	52.58	105.16
	2	3.30	5.45	0.60	Triangulaire	1.09	0.82			145.58		69.90		109.51		52.58	
C - D	1	3.30	5.45	0.60	Triangulaire	1.09	0.82	133.56	64.13	145.58	291.16	69.90	139.8	109.51	219.02	52.58	105.16
	2	3.30	4.6	0.71	Triangulaire	1.09	0.82			145.58		69.90		109.51		52.58	
D - E	1	4.81	5.45	0.88	Triangulaire	1.60	1.2	133.56	64.13	213.69	408.68	102.60	297.56	160.27	335.23	76.95	160.96
	2	4.81	4.6	0.95	Trapézoïdale	1.46	1.31			194.99		194.99		174.96		84.01	
E - F	1	3.30	4.6	0.71	Triangulaire	1.09	0.82	133.56	64.13	145.58	291.16	69.90	138.8	109.51	219.09	52.58	105.16
	2	3.30	5.45	0.6	Triangulaire	1.09	0.82			145.58		69.90		109.51		52.58	
F-G	1	3.30	4.6	0.71	Triangulaire	1.09	0.82	133.56	64.13	145.58	291.16	69.90	139.8	109.51	219.09	52.58	105.16
	2	3.30	5.45	0.6	Triangulaire	1.09	0.82			145.58		69.90		109.51		52.58	
G-H	1	3.75	4.6	0.81	Triangulaire	1.24	0.93	133.56	64.13	165.61	331.22	79.52	159.04	124.21	248.42	59.64	119.28
	2	3.75	5.45	0.68	Triangulaire	1.24	0.93			165.61		79.52		124.21		59.64	

Tableau VIII.7 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

Sens transversale :

travée	panneau	Lx	Ly	P	charge	lm	lt	qu	qs	MOMENT FLECHISSANT				EFFORT TRANCHANT			
										Qu	ΣQu	Qs	ΣQs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs
1 - 2	1	3.75	5.88	0.63	Triangulaire	1.24	0.93	133.56	64.13	165.61	311.19	79.52	149.42	124.21	233.72	59.64	122.22
	2	3.30	5.88	0.56	Triangulaire	1.09	0.82			145.58		69.90		109.51		52.58	
2 - 3	1	3.75	5.45	0.68	Triangulaire	1.24	0.93	133.56	64.13	165.61	311.19	79.52	149.42	124.21	233.72	59.64	122.22
	2	3.30	5.45	0.6	Triangulaire	1.09	0.82			145.58		69.90		109.51		52.58	
3- 4	1	3.75	4.6	0.81	Triangulaire	1.24	0.93	133.56	64.13	165.61	311.19	79.52	149.42	124.21	233.72	59.64	122.22
	2	3.30	4.6	0.71	Triangulaire	1.09	0.82			145.58		69.90		109.51		52.58	
4 - 5	1	3.75	5.45	0.68	Triangulaire	1.24	0.93	133.56	64.13	165.61	311.19	79.52	149.42	124.21	233.72	59.64	122.22
	2	3.30	5.45	0.6	Triangulaire	1.09	0.82			145.58		69.90		109.51		52.58	
5 -6	1	3.75	4	0.93	Triangulaire	1.24	0.93	133.56	64.13	165.61	311.19	79.52	149.42	124.21	233.72	59.64	122.22
	2	3.30	4	0.82	Triangulaire	1.09	0.82			145.58		69.90		109.51		52.58	

Tableau VIII.8 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

Détermination des sollicitations :

Pour le calcul des efforts, on utilisera le logiciel ETABS.

Sens longitudinal :

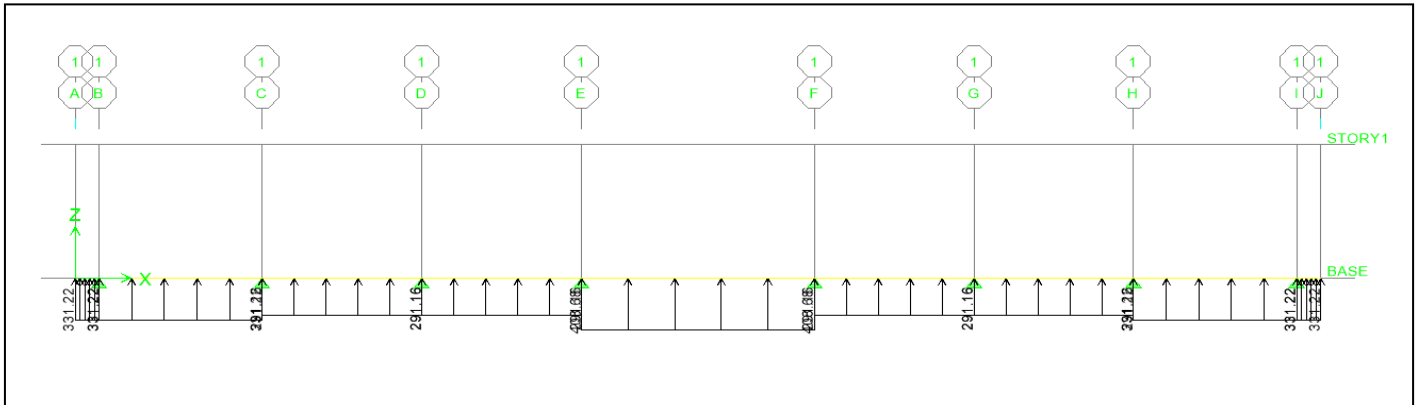


Figure VIII.7 : Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).

A L'ELU :

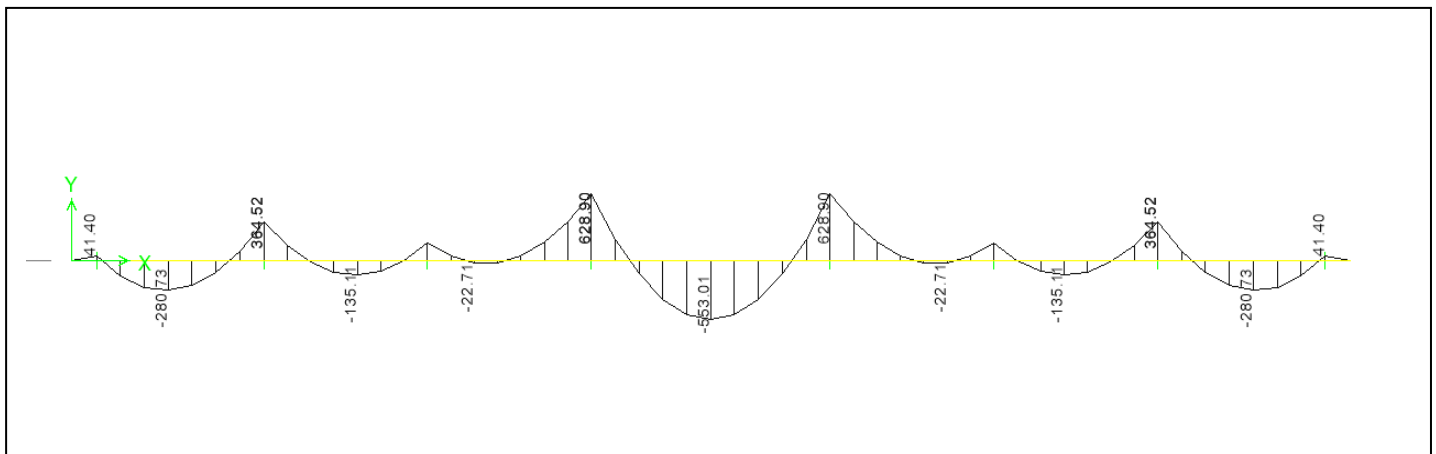


Figure VIII.8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

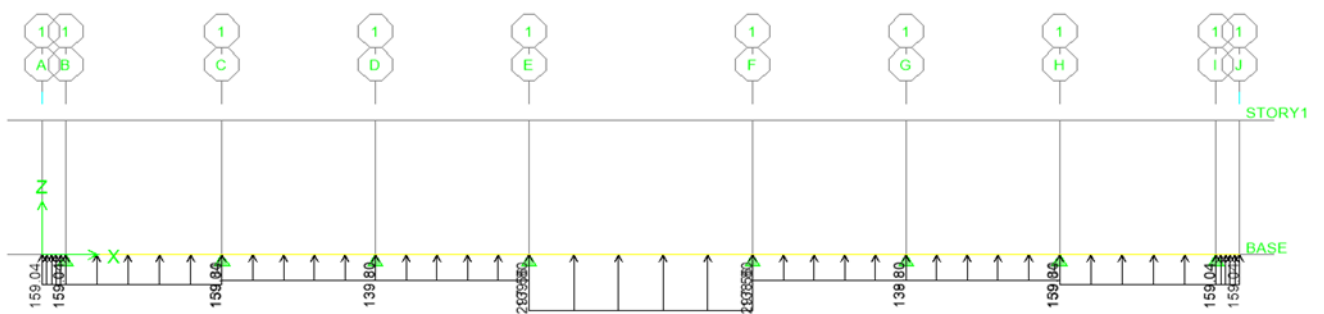


Figure VIII.9 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

A L'ELS :

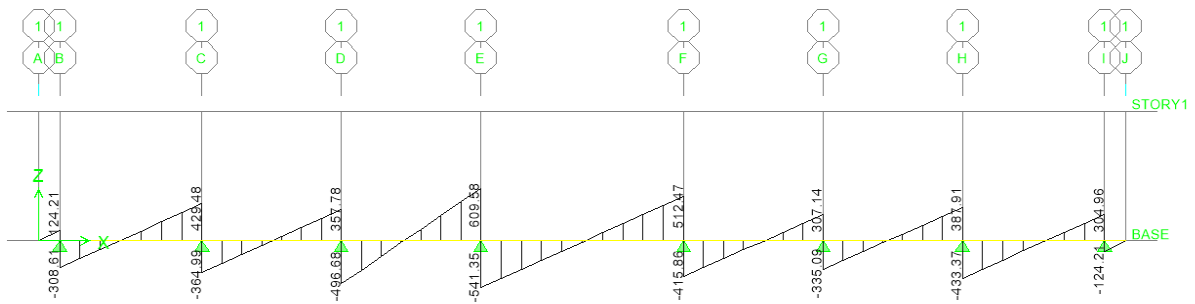


Figure VIII.10 : Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal)

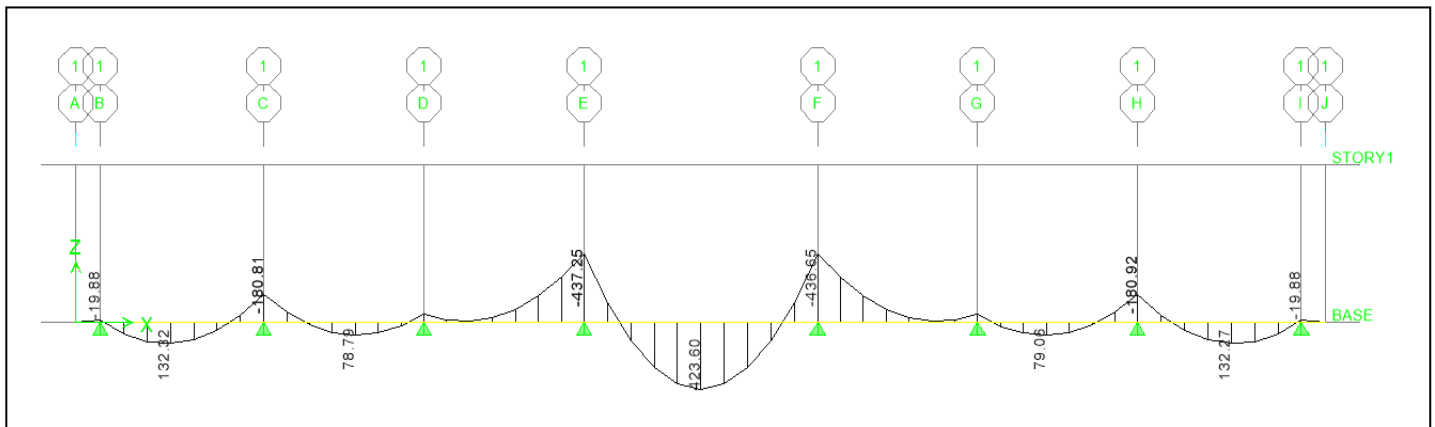


Figure VIII.11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

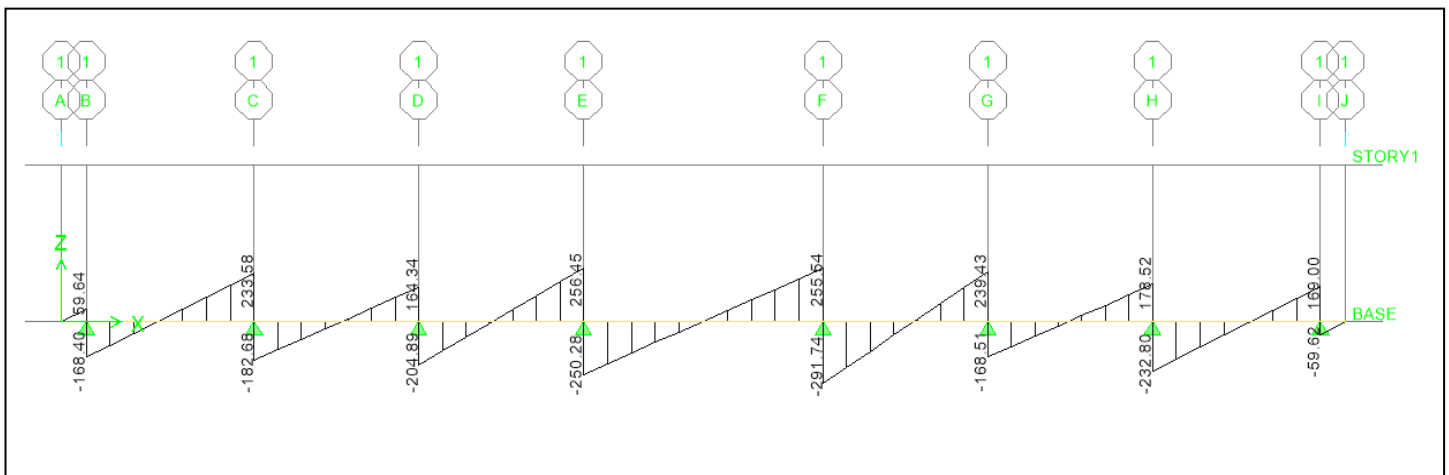


Figure VIII.12 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

Sens transversale :

A L'ELU :

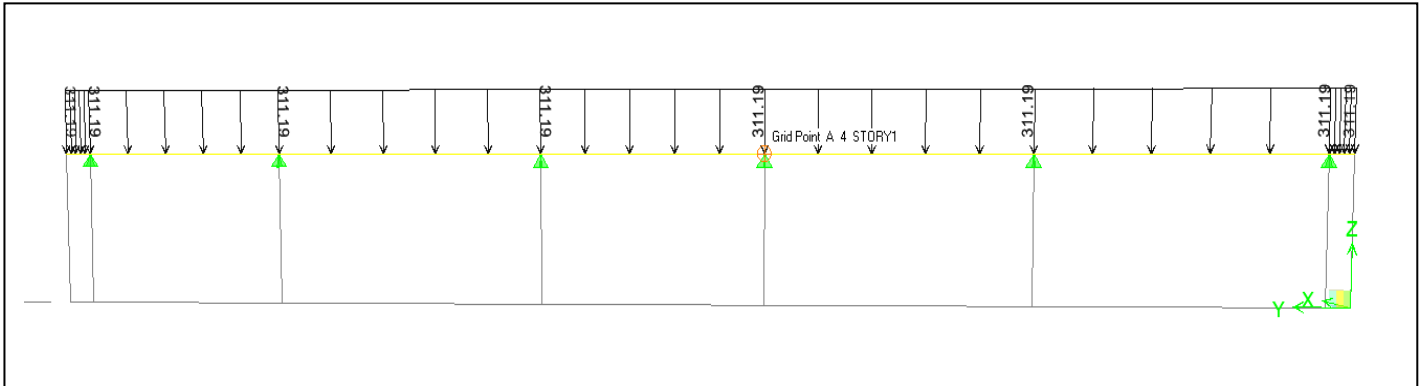


Figure VIII.13 : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).

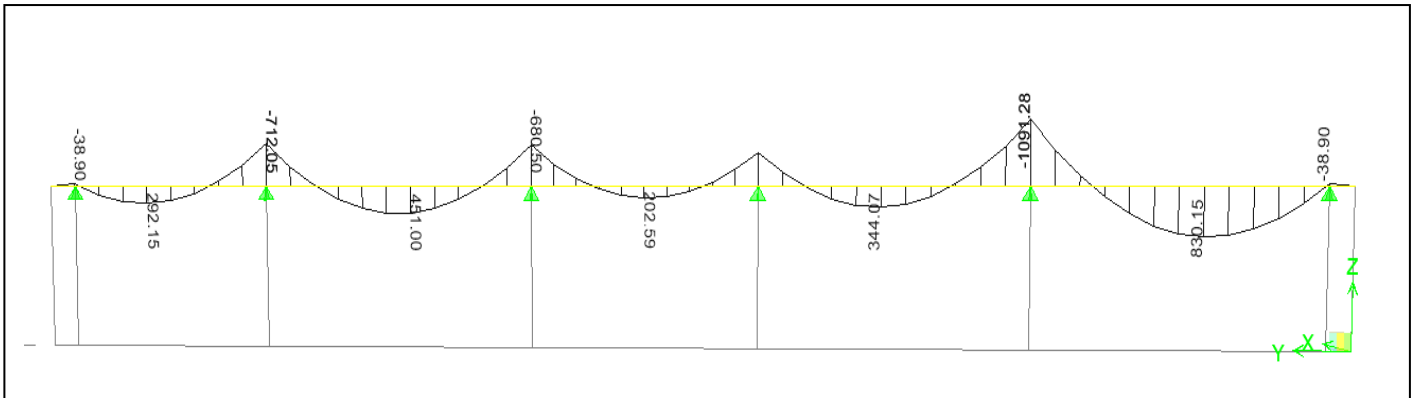


Figure VIII.14 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

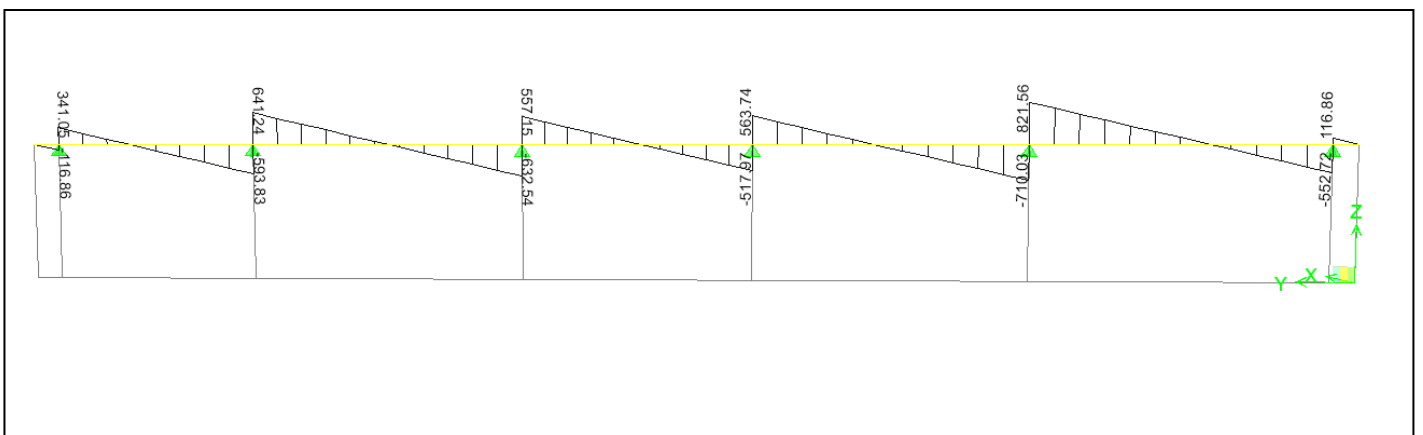


Figure VIII.15 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

A l'ELS :

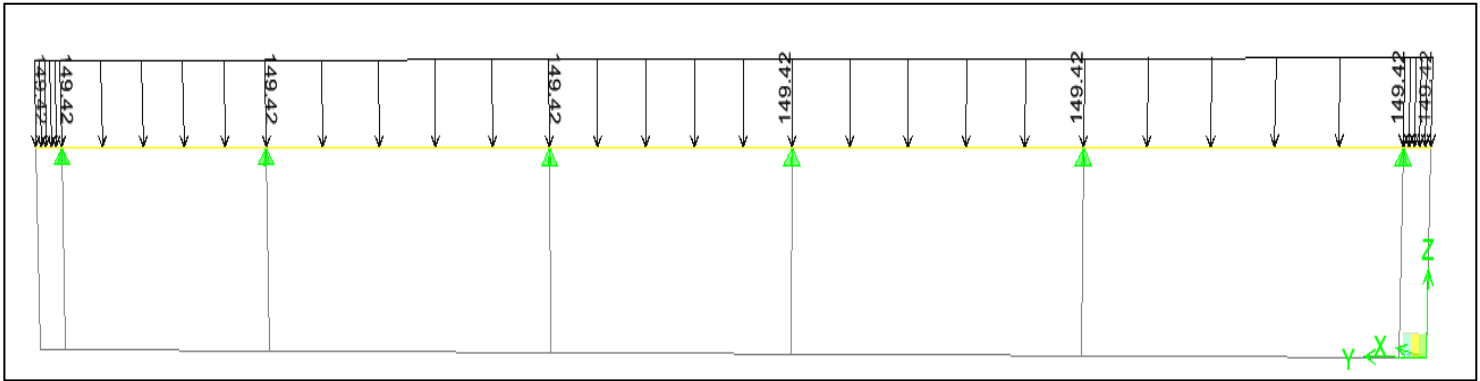


Figure VIII.16 : Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal).

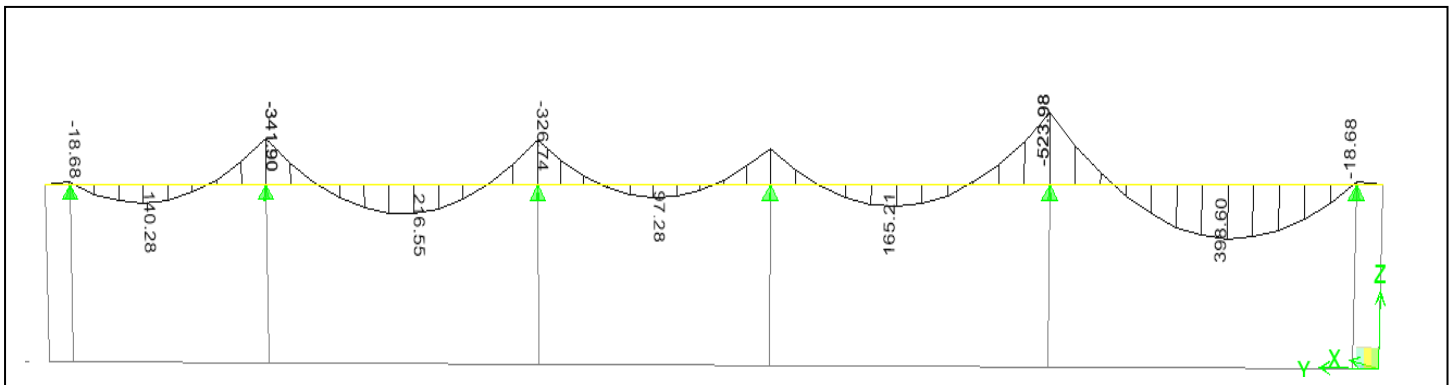


Figure VIII.17 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

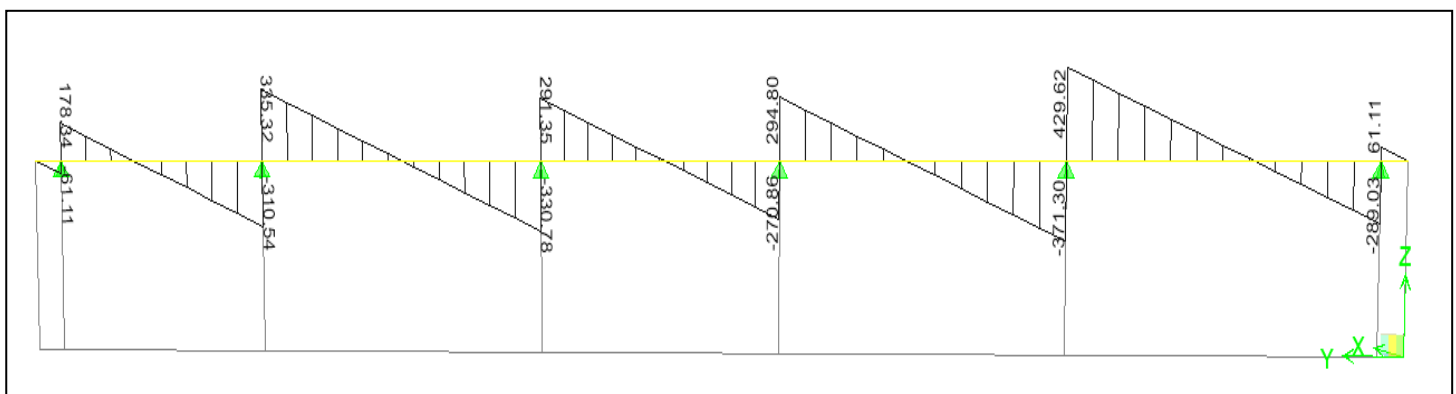


Figure VIII.18 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{amax} (KN.m)	628.90	437.25	1091.28	523.98
M_{tmax} (KN.m)	553.01	423.60	830.15	398.60
T_{max} (KN)	609.58	256.45	710.03	429.62

Tableau VII.9 : Les efforts internes dans les nervures.

Calcul des Armatures :

Armatures longitudinales : b = 60 cm d= 100 cm

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Sens	zone	M _u (KN.m)	μ _u	β	Section	A (cm ²)	Amin	A _{adoptée} (cm ²)
xx	Appuis	628.90	0.002	0.999	SSA	2.58	30	5HA20
	Travée	-553.01	0.0001	0.942	SSA	2.4	30	5HA20
yy	Appuis	1091.28	0.0003	0.929	SSA	4.82	30	5HA20
	Travée	-830.15	0.0002	0.935	SSA	3.64	30	5HA20

Tableau VII.10 : Le ferrailage adopté pour la nervure.

Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) : [4]

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l\max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} \quad \text{Soit : } \phi = 12 \text{ mm}$$

Espacement des armatures :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{l\max} \right\} = \min \left\{ \frac{100}{4}; 12 \times 2 \right\} = \min\{25; 24\} = 10 \text{ cm}$$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{75}{2} = 35.5 \text{ cm} \quad \text{Soit :} \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) : [2]

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t=2HA12=2.26\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 99) : [4]

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins (3cm²/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3\text{cm}^2$$

On opte pour : **2HA14=3.08 cm²**

Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) : [4]

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 45 \times 70 \times \frac{2.1}{400} = 3.80 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$A_a = 25.76 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.80 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

En travées :

$$A_t = 17.68 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.80 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

Vérification de la contrainte de cisaillement : (Effort tranchant)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{Mpa} \right\} = 2.5 \text{ Mpa}$$

Sens longitudinale : $T_u^{\max} = 464.98 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{464.98}{45 \times 70} = 0.15 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée

Sens transversal: $T_u^{\max} = 662.46 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{662.46}{45 \times 70} = 0.21 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée

Vérification à l'ELS :

Dans le béton :

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

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

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Dans les aciers : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2f_e}{3}; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = \min \{266,66; 201,6\} = 201.6 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$$

Sens	zone	As (cm ²)	Ms	ρ ₁	β	K ₁	σ _{st}	σ̄ _{st}	σ _b	σ̄ _b	Obs
xx	Appuis	6.53	628.90	0.2	0.927	53.49	148.4	201.6	2.77	15	C.V
	Travée	4.52	553.01	0.14	0.938	65.64	186.3	201.6	2.83	15	C.V
yy	Appuis	6.53	1091.2 8	0.2	0.927	53.49	148.4	201.6	2.77	15	C.V
	travée	4.52	830.15	0.14	0.938	65.64	186.3	201.6	2.83	15	C.V

Tableau VII.11 : Vérification des contraintes à l'ELS.

CHAPITRE VIII

Etude du voile périphérique



I : Introduction :

Afin de relier la structure à la superstructure dans le sol, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique qui reprendra principalement les charges provenant des poussées des terres. Le voile périphérique assure un chainage de la structure et forme un caisson rigide et indéformable, il permet de remplir les fonctions suivantes :

- Limiter les déplacements horizontaux relatifs aux fondations.

I-1 : Pré dimensionnement du voile périphérique :

Selon l’RPA, les ossatures au-dessous du niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continue entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de 15cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les armatures de ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d’une manière importante.

I.1.1. Caractéristique du voile :

Niveau +0.00-2.7m :

Hauteur : $h=2.7m$

Epaisseur : $e= 20cm$.

Surcharge éventuelle : $q=10 kN/m^2$.

Poids volumique des terres : $\gamma =18 kN/m^3$.

Angle de frottement : $\varphi=30^\circ$.

Cohésion : $C = 0$

La contrainte du Sol : $\sigma_{sol}= 2 bars$

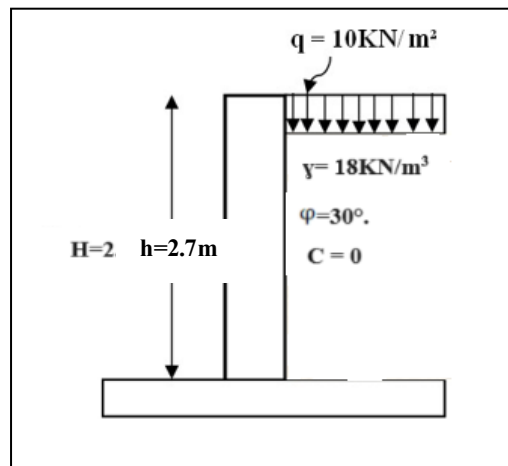


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-1 : Schéma statique du voile périphérique

I.1.2. Détermination des sollicitations :

En utilisant la méthode de RANKINE, on détermine les contraintes qui s’exercent sur la face du mur plaque. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur à l’état de repos qui est le cas le plus défavorable.

Les contraintes qui s’exercent sur la face du voile sont : σ_H et σ_V

σ_H : Contrainte horizontale

σ_V : Contrainte verticale

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_r$$

Avec :

K_0 : coefficient de poussée des terres

φ : Angle de frottement interne

Donc : $K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 30 = 0,5$

I.1.3. Calcul des sollicitations :

$0 < h < H \longrightarrow 0 < h < 2.7 \text{ m}$

• **A l'ELU :**

$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0(1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$

$h=0\text{m} \longrightarrow \sigma_{H1} = 0.5 \times (1.5 \times 10) = 7.5 \text{KN/m}^2$

$h=2.7\text{m} \longrightarrow \sigma_{H2} = 0.5 \times (1.35 \times 18 \times 2.7 + 1.5 \times 10) = 40.30 \text{KN/m}^2$

• **A l'ELS :**

$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0(\gamma \times h + q)$

$h=0\text{m} \longrightarrow \sigma_{H1} = 0.5 \times 10 = 5 \text{KN/m}^2$

$h=2.7\text{m} \longrightarrow \sigma_{H2} = 0.5 \times (18 \times 2.7 + 10) = 29.3 \text{KN/m}^2$

A-Diagramme des contraintes :

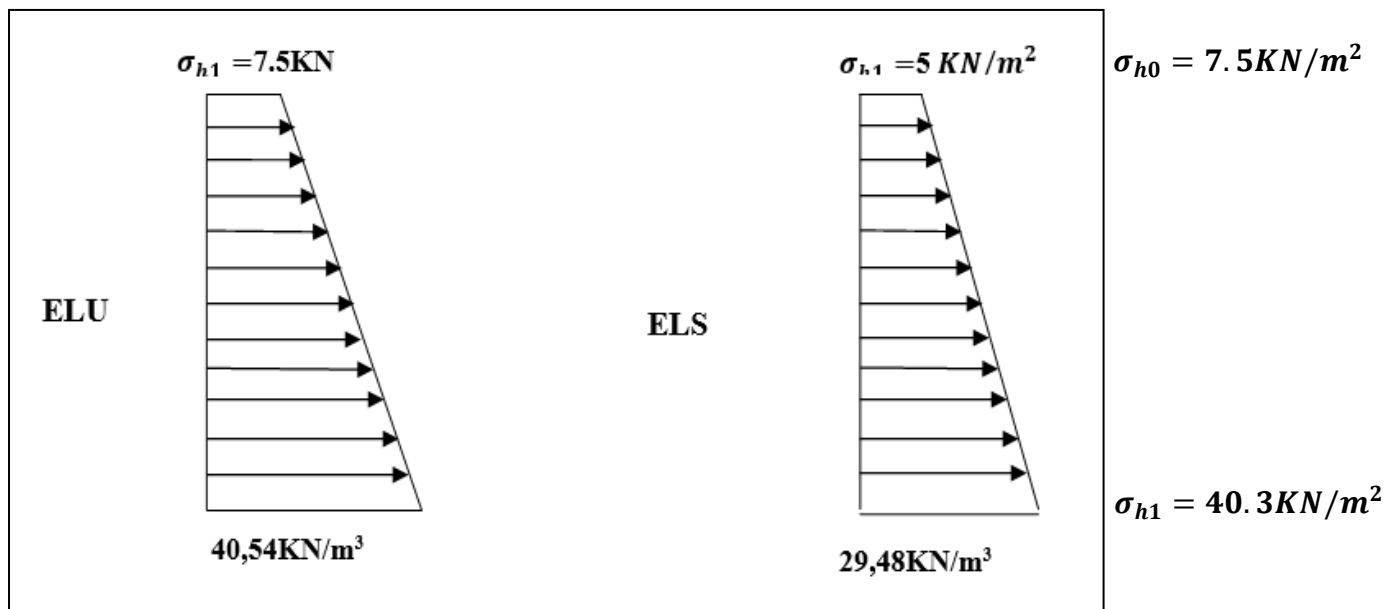


Figure VIII-2- : Diagramme des contraintes

A. Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1m :

ELU : $q_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 40.3 + 7.5}{4} = 32.1 \text{KN/ml}$

ELS : $q_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 29.3 + 5}{4} = 23.22 \text{KN/ml}$

I.1.4. Ferrailage du voile périphérique :

I.1.4.1. Recommandations du RPA :

- Le voile périphérique doit avoir les caractéristiques suivantes :
- Les armatures sont constituées de deux nappes

- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0.001 bh = 0.001 \times 100 \times 2.7 = 0.27\text{cm}^2$
- Les deux nappes sont reliées par des épingles/m² en HA10.

I.1.4.2. Méthode de calcul :

Le voile périphérique sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées au niveau des fondations et simplement appuyées au niveau des poteaux et des poutres.

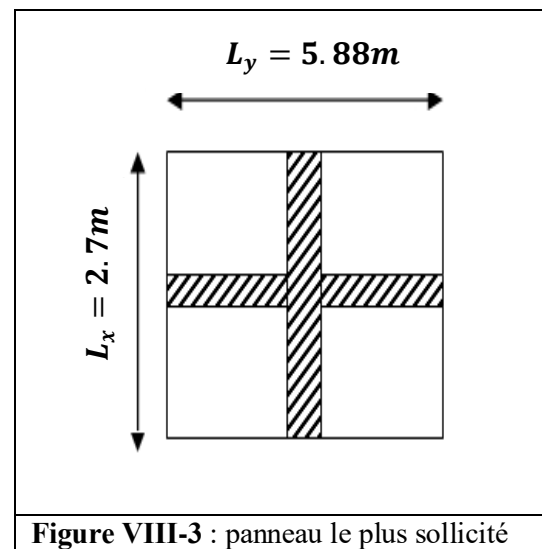
Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants :

- Moments en travée : 0.75
- Appuis intermédiaires : 0.5
- Identification du panneau :

$L_x = 2.7\text{m}$ $L_y = 3.30\text{m}$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.7}{5.88} = 0.46 \rightarrow 0.46 < \rho < 1$

Le panneau travaille dans les deux sens



I.1.4.3. Calcul a l'ELU :

$\rho = 0.46 \rightarrow \mu_x = 0.1017$ et $\mu_y = 0.250$

$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0.1017 \times 32.1 \times 2.7^2 = 23.79\text{KN.m}$

$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,250 \times 23.79 = 5.947\text{KN.m}$

Correction des moments :

Sens x-x :

$M_a = 0.5 \times 23.79 = 11.89\text{KN.m}$

$M_t = 0.75 \times 23.79 = 17.84\text{KN.m}$

Sens y-y :

$M_a = 0.5 \times 5.94 = 2.97\text{KN.m}$

$M_t = 0.75 \times 5.94 = 4.45 \text{KN.m}$

I.1.4.4. Calcul des sections d'armatures

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, en considérant le moment maximal au niveau des appuis et en travée.

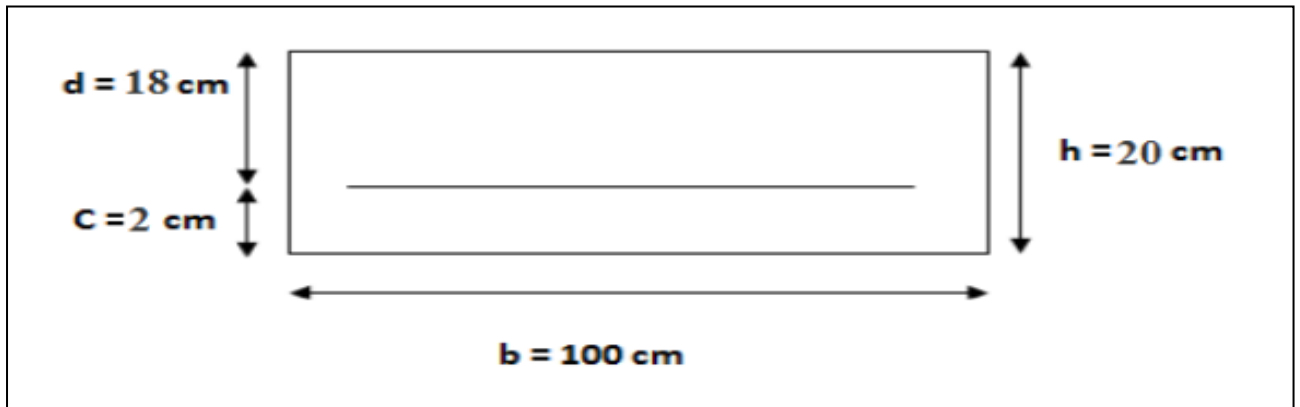


Figure VIII-4 : section transversale du voile périphérique

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

Sens	Zone	M _u (KN.m)	μ _u	β	section	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	S _t (cm)
xx	Appuis	11.89	0.026	0.987	SSA	1.92	2	4HA10=3.14	15
	Travée	17.84	0.038	0.981	SSA	2.94	2	4HA10=3.14	15
yy	Appuis	2.97	0.006	0.997	SSA	0.47	2	4HA10=3.14	15
	Travée	4.45	0.01	0.995	SSA	0.713	2	4HA10=3.14	15

Table VIII-1: ferrailage du voile périphérique.

I.1.5. Vérifications à l'ELU :

I.1.5.1. Espacement des barres :

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales : S_t < min (3h ; 33cm).

$$S_t = \frac{b}{5} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

I.1.5.2. Condition de non fragilité : (Art. A.4.2/ BAEL) : [4]

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = 2.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

I.1.5.3. Calcul de la longueur de scellement des barres :

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

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

$$\rightarrow \text{Pour } \varnothing 10 : L_s = 42,32 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 40 \text{ cm}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « **0.4 L_s** » pour les barres à haute adhérence selon le **BAEL91 modifiée 99 (Art A.6.1, 21)**. [4]

$$\rightarrow \text{Pour } \varnothing 10 : L_a = 0.4 \times 40 \text{ cm} \Rightarrow L_a = 16 \text{ cm}$$

I.1.6. Vérification à l'ELS :**I.1.6.1. Calcul à l'ELS :**

$$\rho = 0.46 \rightarrow \mu_x = 0.1046 \text{ et } \mu_y = 0.333$$

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.1046 \times 23.22 \times 2.7^2 = 17.7 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.333 \times 17.7 = 5.89 \text{ KN.m}$$

➤ Correction des moments :**• Sens x-x :**

$$M_a = 0.5 \times 17.7 = \mathbf{8.85 \text{ KN.m}}$$

$$M_t = 0.75 \times 17.7 = \mathbf{13.27 \text{ KN.m}}$$

• Sens y-y

$$M_a = 0.5 \times 5.89 = \mathbf{2.94 \text{ KN.m}}$$

$$M_t = 0.75 \times 5.89 = \mathbf{4.41 \text{ KN.m}}$$

• Vérification des contraintes :

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

• Dans les aciers :

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \right\} = \mathbf{201.63 \text{ Mpa}}$$

• Dans le béton :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = \mathbf{15 \text{ Mpa}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Tableau VI-2 : Vérification des contraintes.

Conclusion :

L'épaisseur du Mur plaque est de **15cm**.

Le ferrailage du Mur plaque est comme suit :

- **Sens x-x :**
 En travée : **6HA10/ml** avec un espacement de **15 cm**.
 Aux appuis : **6HA10/ml** avec un espacement de **15 cm**.

- **Sens y-y :**
 En travée : **6HA10/ml** avec un espacement de **15cm**.
 Aux appuis : **6HA10/ml** avec un espacement de **15 cm**.

Sens	Zone	As (cm ²)	Ms	ρ ₁	β	K ₁	σ _{st}	σ̄	σ _b	σ̄ _b	Obs
X-X	Appuis	4.71	8.85	0,12	0,942	71.21	230.94	201,63	3.24	15	Cv
	Travée	4.71	13.27	0,12	0,942	71.21	346.28	201,63	4.86	15	Cv
Y-Y	Appuis	4.71	2.94	0,12	0,942	71.21	76.72	201,63	1.07	15	Cv
	Travée	4.71	4.41	0,12	0,942	71.21	115.08	201,63	1.61	15	Cv

Table VIII-2 : Vérifications des contraintes.

Conclusion générale

Les Conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumés dans les points suivants :

- Le pré dimensionnement est une étape nécessaire pour la suite de l'analyse, néanmoins certaines vérifications telles que la flèche des poutres ne sont pas nécessaires à ce stade de l'étude.
- L'analyse dynamique est l'étape la plus importante dans l'analyse de la superstructure, en effet, elle permet de donner une vision proche de la réalité du comportement de la structure après les vérifications nécessaires des codes réglementaires (RPA99 VERSION 2003, C.B.A 93 et BAEL 91 modifiée 99...ext.)
- Pour le contreventement et la disposition des voiles, on a constaté que la disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité de voile à placer dans une structure et a un rôle déterminant dans le comportement de ce dernier vis-à-vis du séisme.
- Présentement, le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception le calcul de la structure.
- La reconnaissance du sol, où va être implanté l'ouvrage, est capitale pour connaître la nature du sol d'assise de l'ouvrage pour, en suite trancher sur le type de fondation.
- Le choix du type de fondation dépend de la nature de sol et du volume des charges prévenant de la structure.
- L'utilisation des méthodes numériques tel que le logiciel ETABS, SOCOTEC et le programme EXCEL permet de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps de l'étude, néanmoins, pour le ETABS, la fiabilité de leur résultat dépend de la bonne modélisation de l'ingénieur et de sa bonne exploitation des résultats.

En fin, ce mémoire nous a donné la possibilité de récapituler nos connaissances acquises durant le cursus universitaire, de les améliorer et de les enrichir par des nouvelles tel que le logiciel ETABS qui est très pratique pour le bâtiment.

Bibliographie

[1] : Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.

[2] : Règles parasismiques algérienne RPA99 (version 2003).

[3] : CBA 93.

[4] : Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.

[5] : DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitation).

[6] : DTR B.C.2.3 (calcul des fondations superficielles).

Logiciels utilisé :

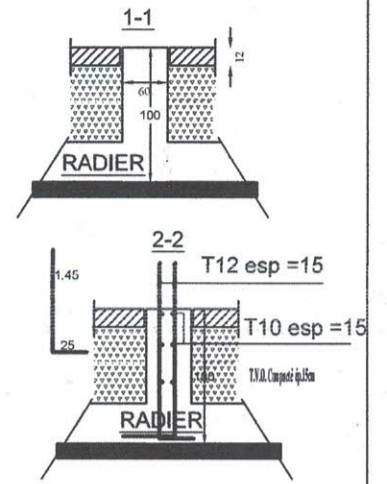
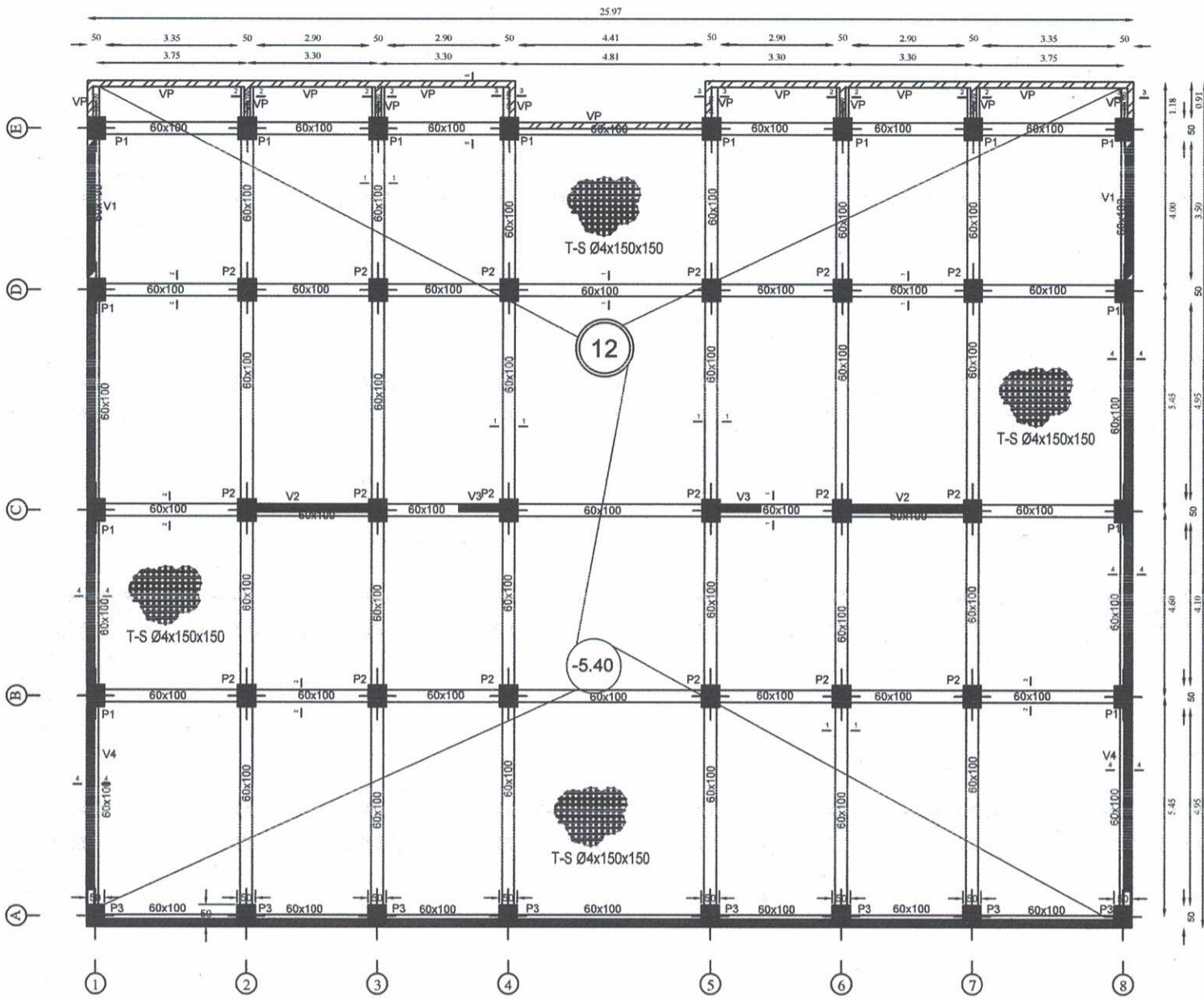
Logiciel de modélisation ETABS

Logiciel de dessin AUTOCAD.

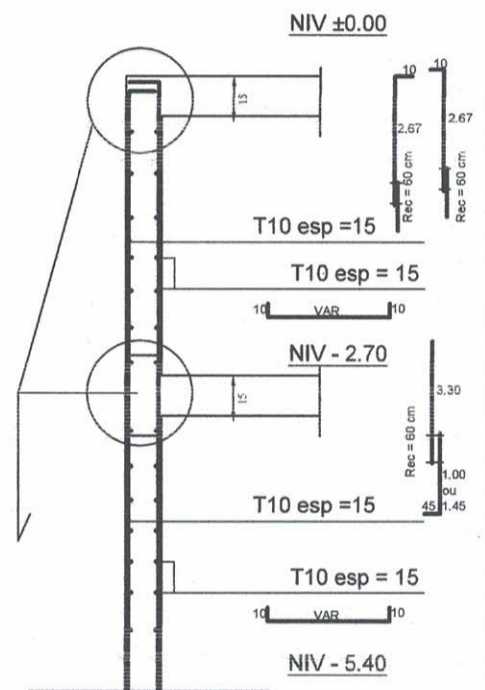
Plans d'exécution



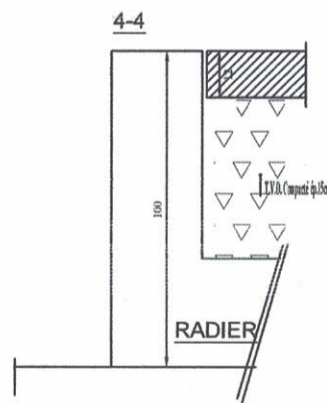
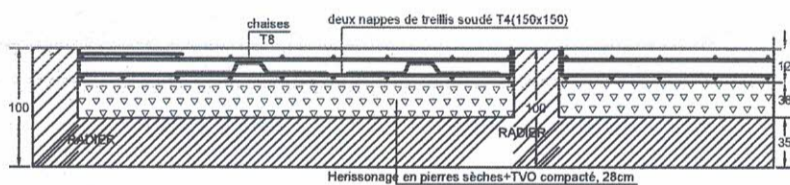
COFFRAGE ET FERRAILLAGE DE DALLAGE NIVEAU -5.40



DETAIL DE FERRAILLAG DE VOIE PERIPHERIQUE

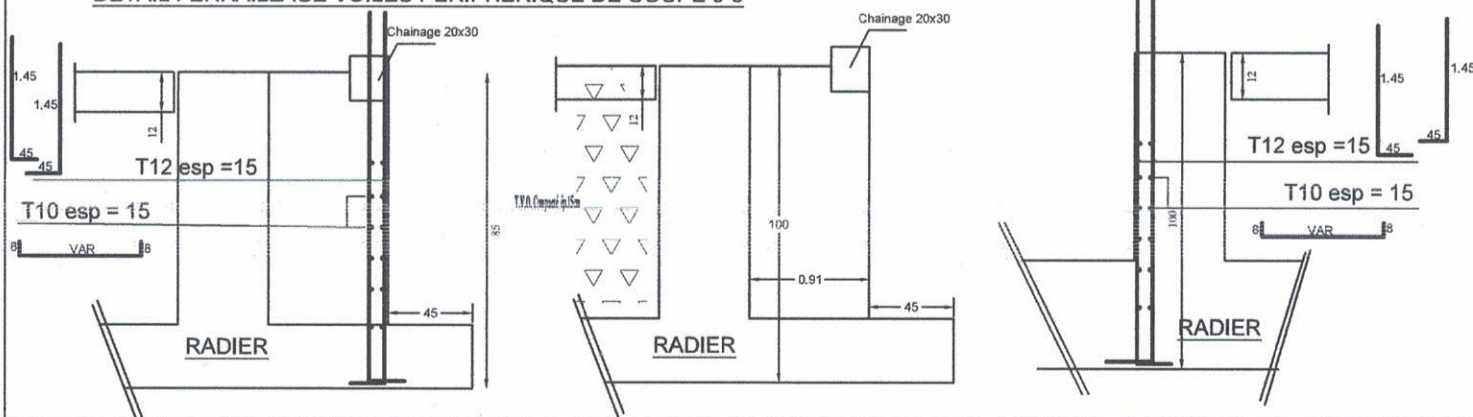


Détail du Ferrailage dalle Flottante, Niv:-5.40



DETAIL FERRAILLAGE VOILES PERIPHERIQUE DE COUPE 3-3

DETAIL FERRAILLAGE VOILES PERIPHERIQUE DE COUPE 5-5



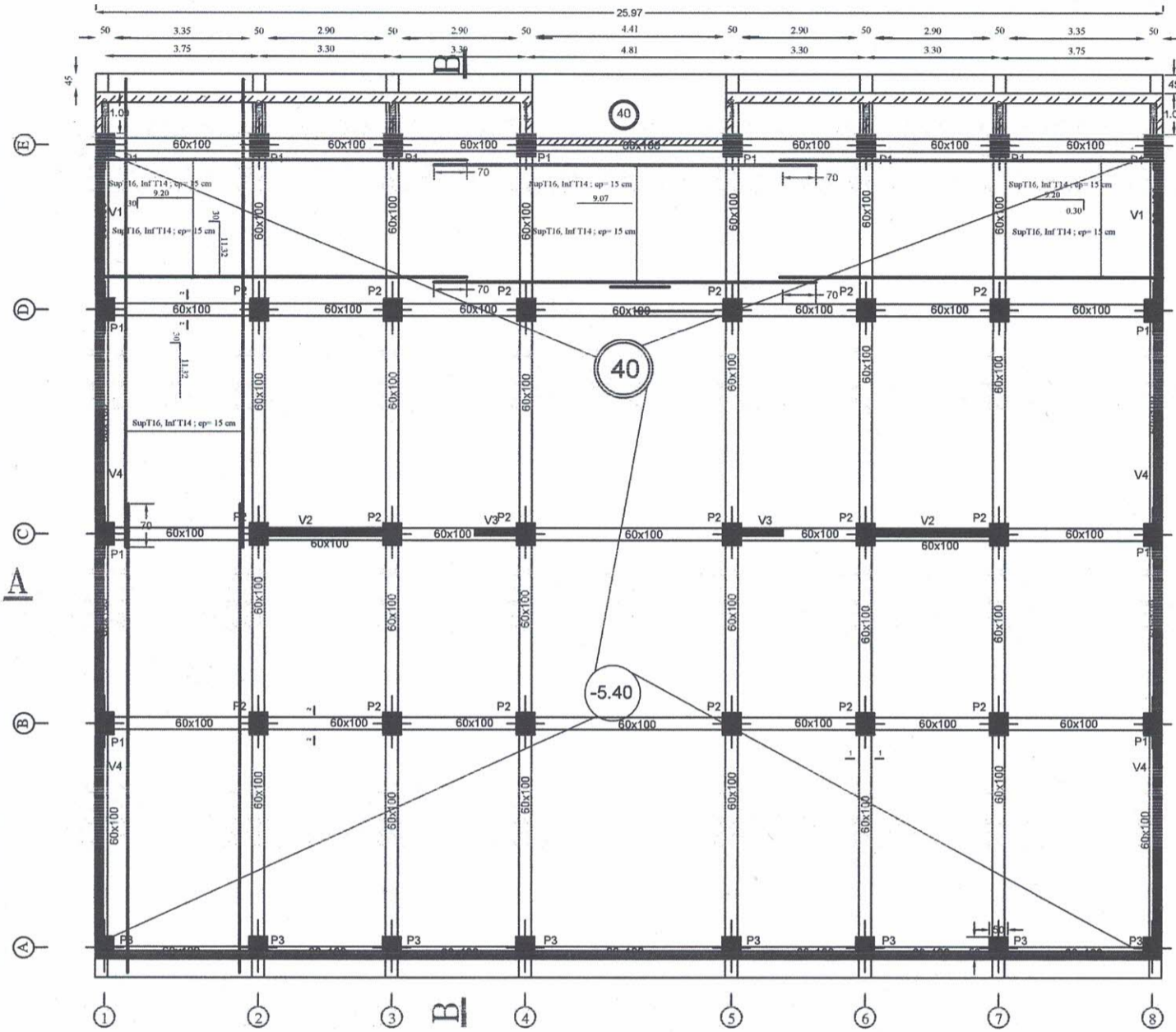
UNIVERSITE MOULQUD MAMMARI DE TIZI OUZOU
 Faculté De Génie De La Construction
 Département de Génie Civil

Titre :
coffrage fondations

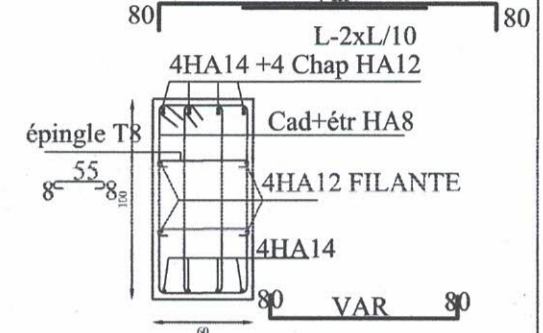
Etudié Par :
 - DJEDDI Tassadit
 - MESSAD Ouahiba

Plan N°: 01 **Promotion :**
Echelle : 1 / 20 **2023 - 2024**

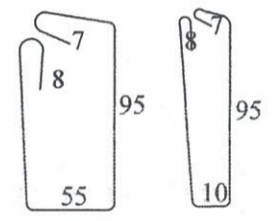
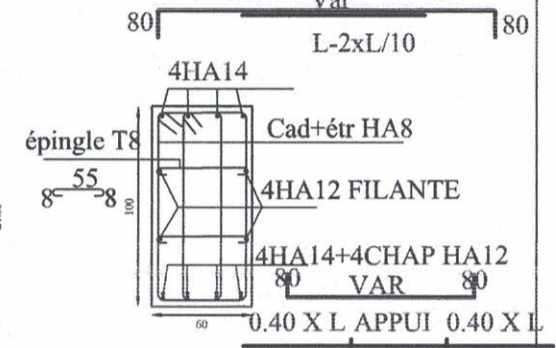
COFFRAGE ET FERRAILLAGE DU RADIER GENERALE NIV -5.40



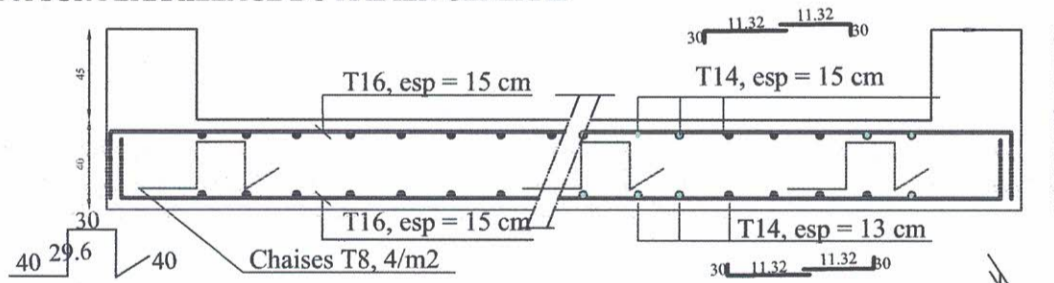
DETAIL SUR FERRAILLAGE NERVURES EN TRAVÉE SENS XX et YY



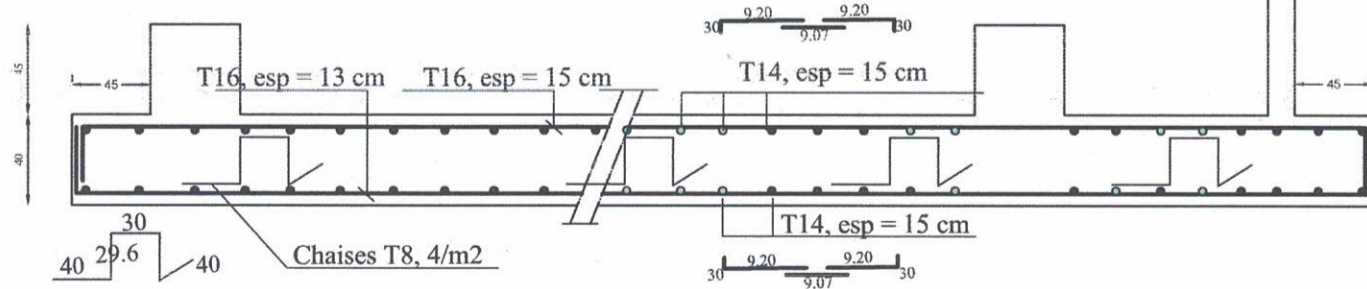
DETAIL SUR FERRAILLAGE NERVURES AUX APPUIS SENS XX et YY



COUPE A-A SUR FERRAILLAGE DU RADIER GENERAL



COUPE B-B SUR FERRAILLAGE DU RADIER GENERAL



N.B LE RECOUVREMENT DE BARRES EST INTERDIT AUX ZONES TENDUES

UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI OUZOU
 Faculté De Génie De La Construction
 Département de Génie Civil

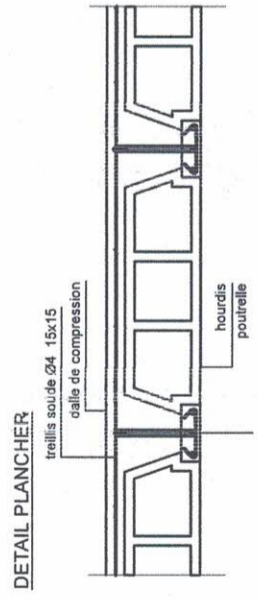
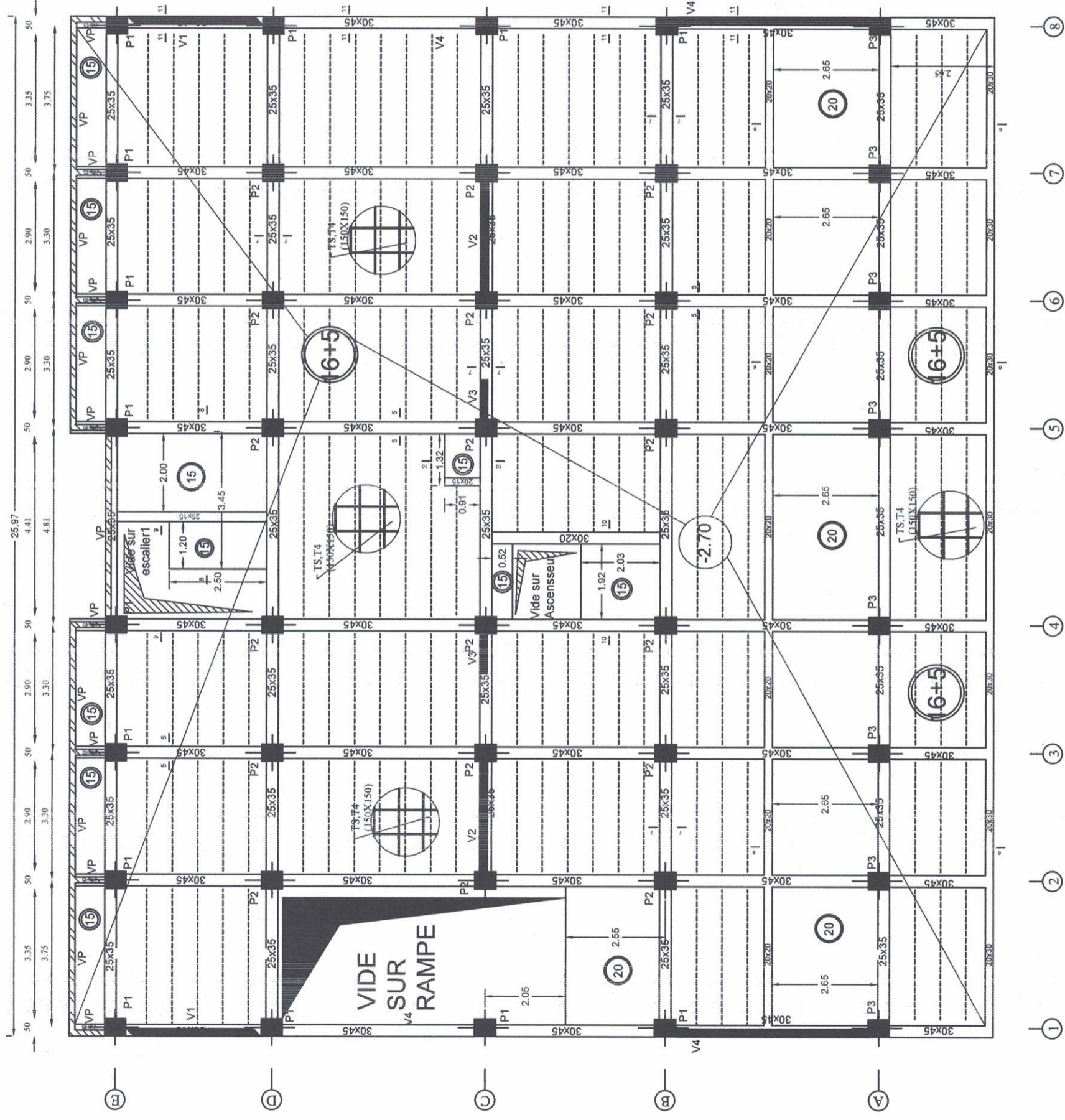
Titre :
coffrage ferrailage radier

Etudié Par :

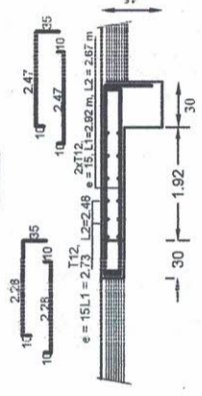
- DJEDDI Tassadit
- MESSAD Ouahiba

Plan N°: 02 **Promotion :**
Echelle : 1 / 20 **2023 - 2024**

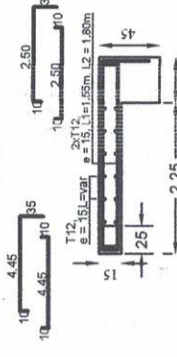
COFFRAGE PLANCHER NIVEAU -2.70



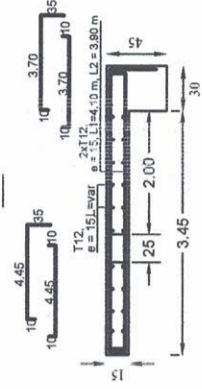
10-10



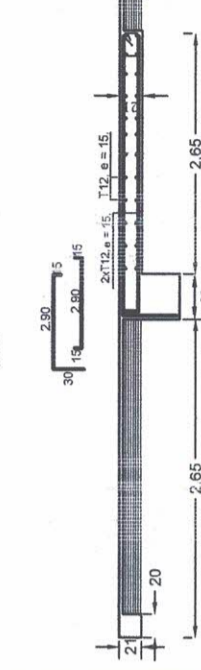
9-9



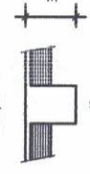
8-8



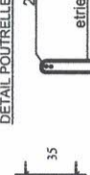
6-6



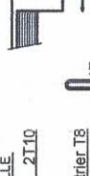
coupe 7-7



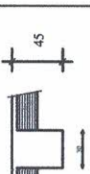
coupe 5-5



coupe 11-11



DETAIL POUTRELLE



coupe 11-11



UNIVERSITE MOULUD MAMMARI DE TIZI OUZOU
Faculté De Génie De La Construction
Département de Génie Civil



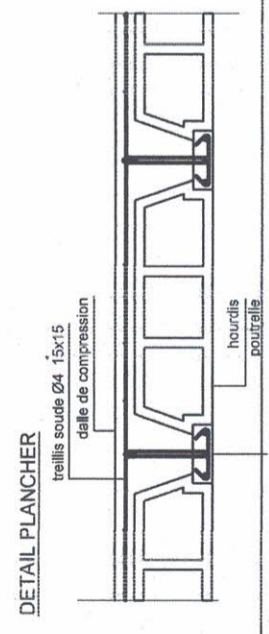
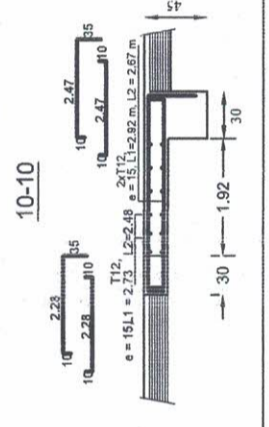
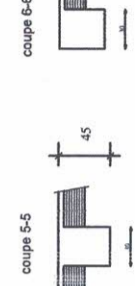
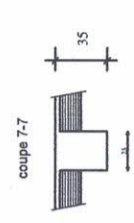
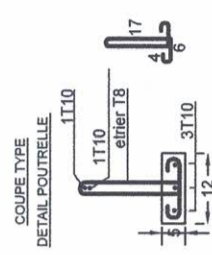
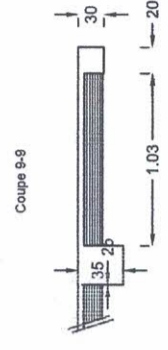
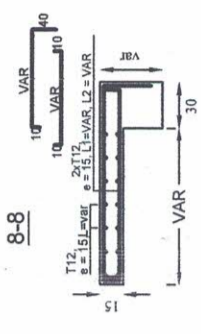
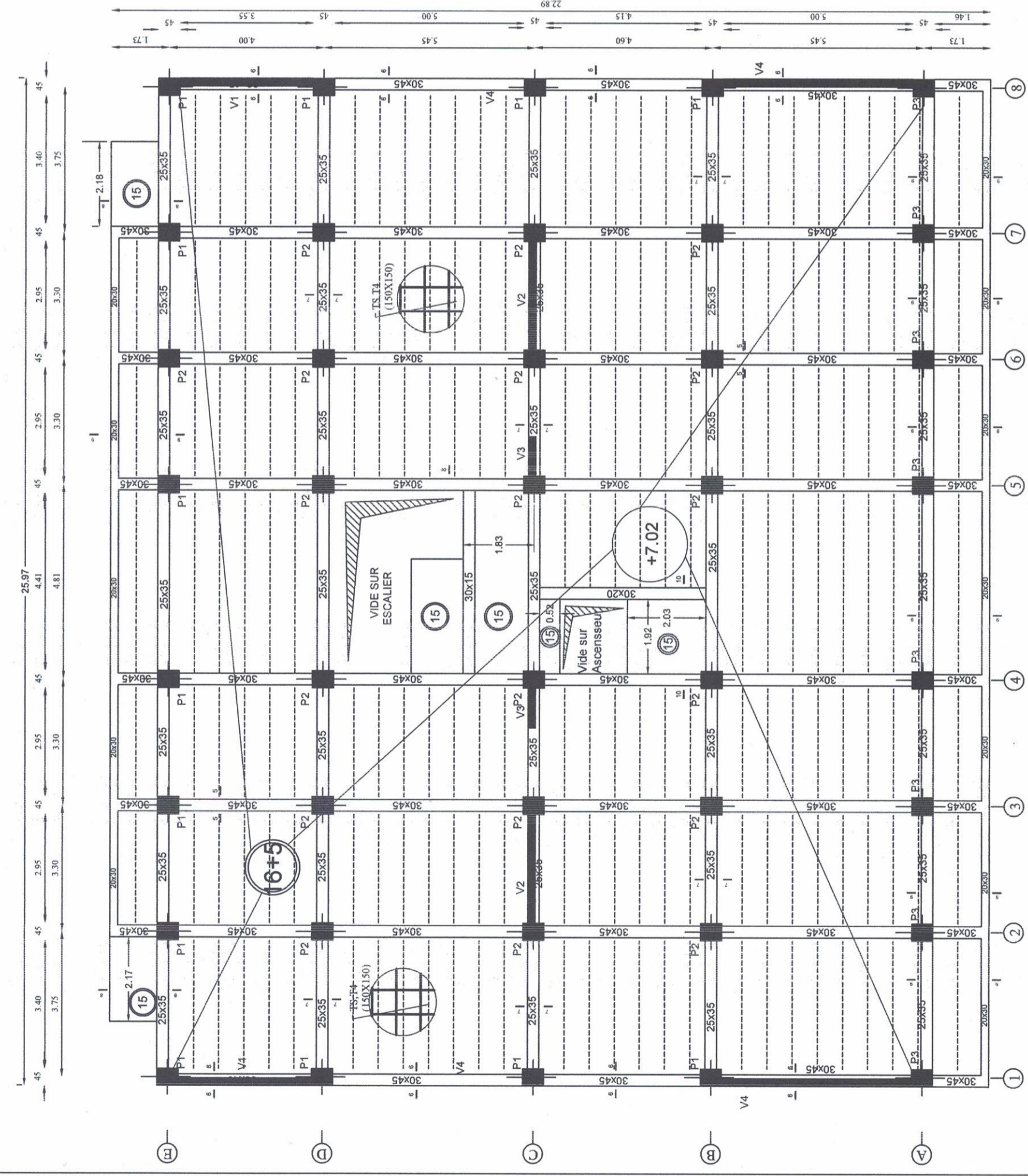
Titre :
COFFRAGE PLANCHER
NIVEAU -2.70

Etudié Par :

- DJEDDI Tassadit
- MESSAD Ouahiba

Plan N°: 03 **Promotion :**
Echelle : 1 / 20 **2023 - 2024**

COFFRAGE PLANCHER NIVEAU +7.02



UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI OUZOU
 Faculté De Génie De La Construction
 Département de Génie Civil

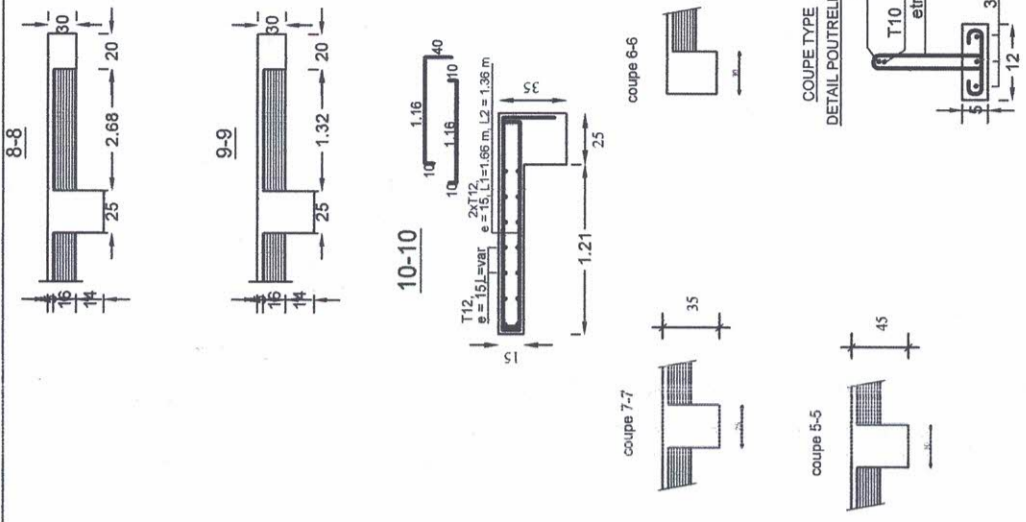
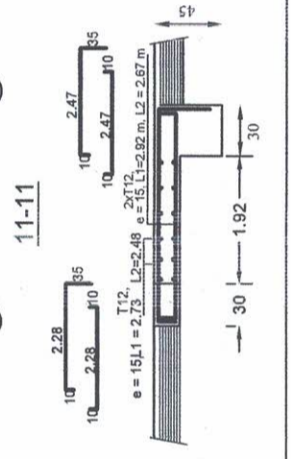
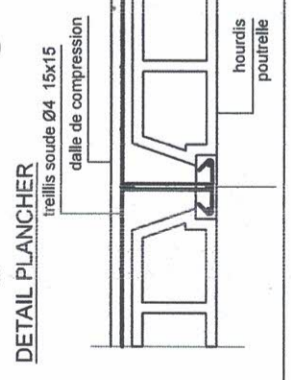
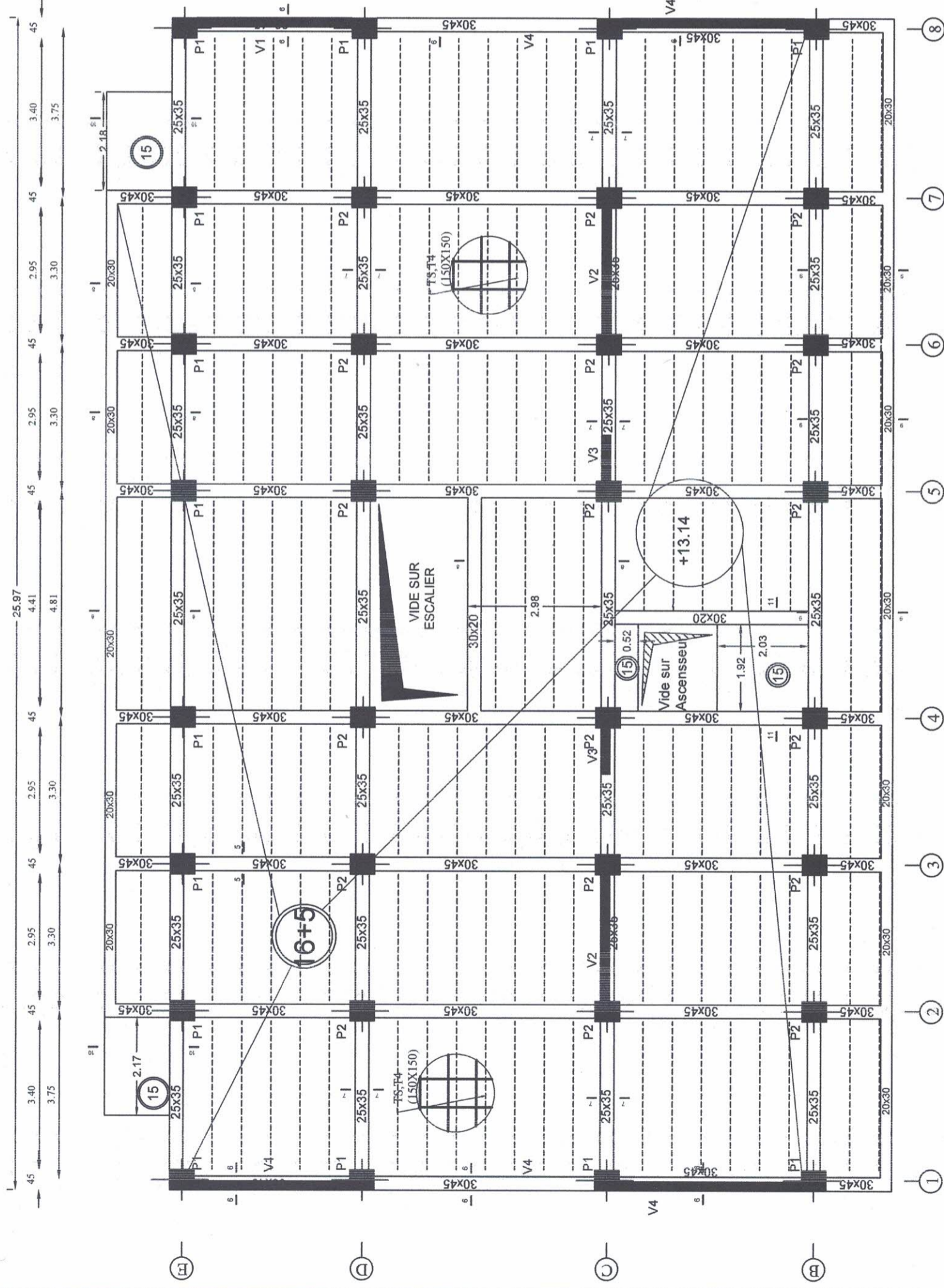


Titre :
COFFRAGE PLANCHER
NIVEAU +10.08

Etudié Par :
 - DJEDDI Tassadit
 - MESSAD Ouahiba

Plan N°: 06 **Promotion :**
Echelle : 1 / 20 **2023 - 2024**

COFFRAGE PLANCHER NIVEAU +13.14



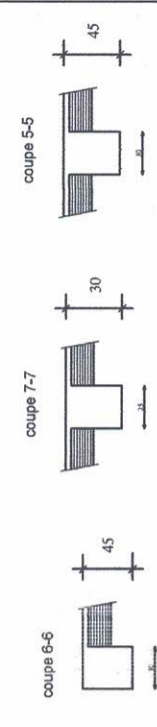
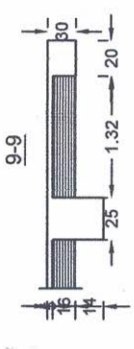
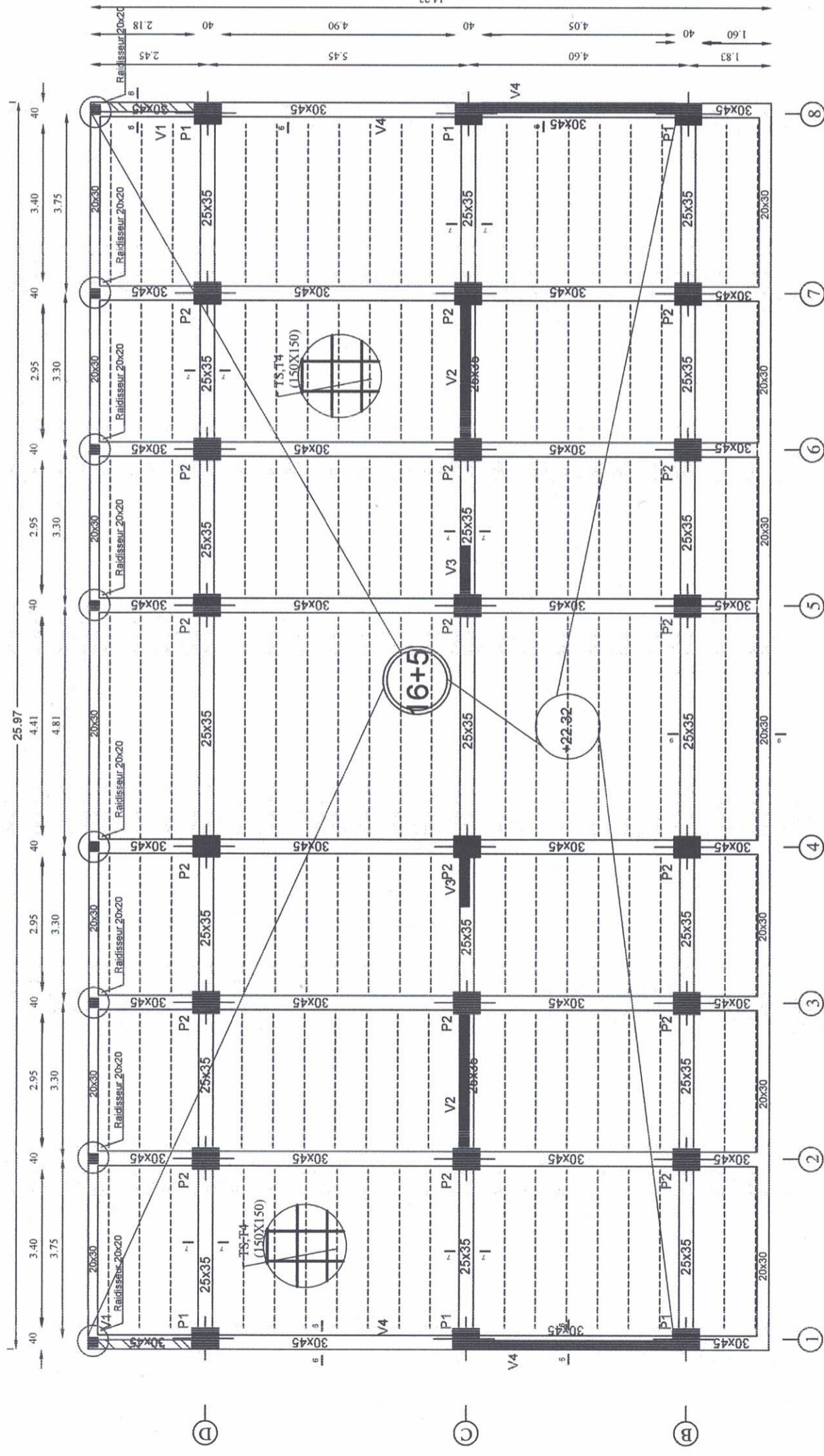
UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI OUZOU
 Faculté De Génie De La Construction
 Département de Génie Civil

Titre :
COFFRAGE PLANCHER
NIVEAU +16.20 +19.26

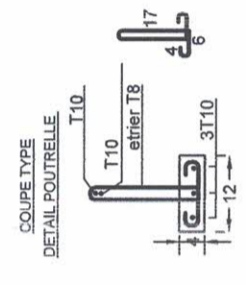
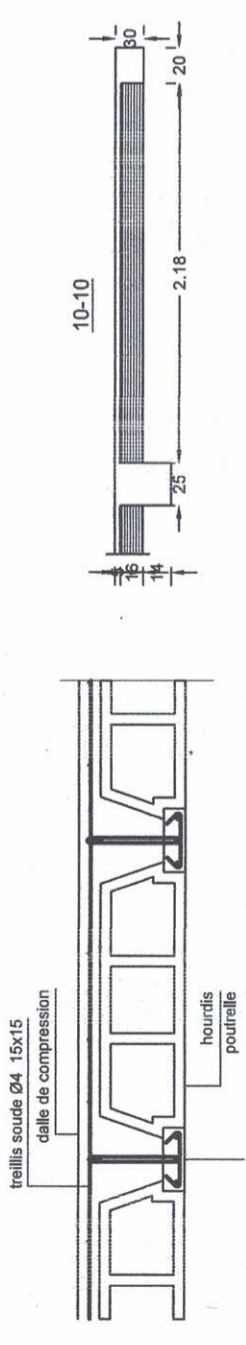
Etudié Par :
 - DJEDDI Tassadit
 - MESSAD Ouahiba

Plan N°: 08 **Promotion :**
Echelle : 1 / 20 **2023 - 2024**

COFFRAGE PLANCHER NIVEAU +22.32



DETAIL PLANCHER



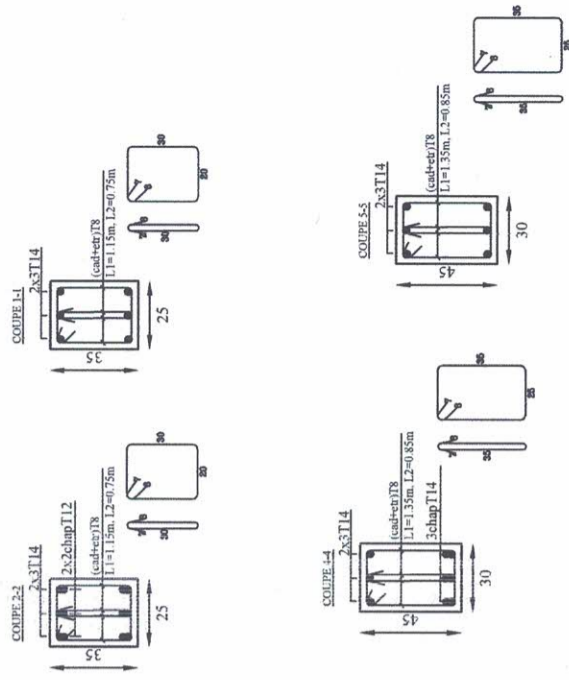
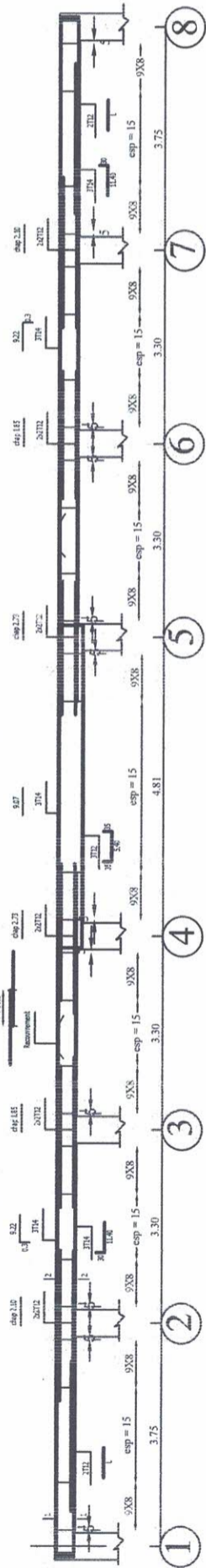
UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI OUZOU
 Faculté De Génie De La Construction
 Département de Génie Civil

Titre :
coffrage fondations

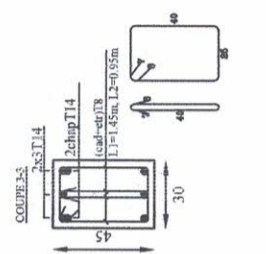
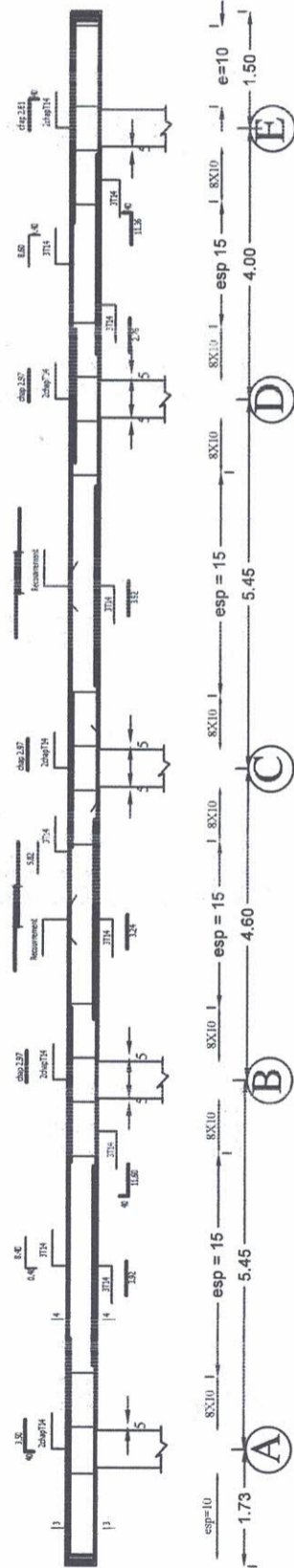
Etudié Par :
 - DJEDDI Tassadit
 - MESSAD Ouahiba

Plan N°: 09 **Promotion :**
Echelle : 1 / 20 **2023 - 2024**

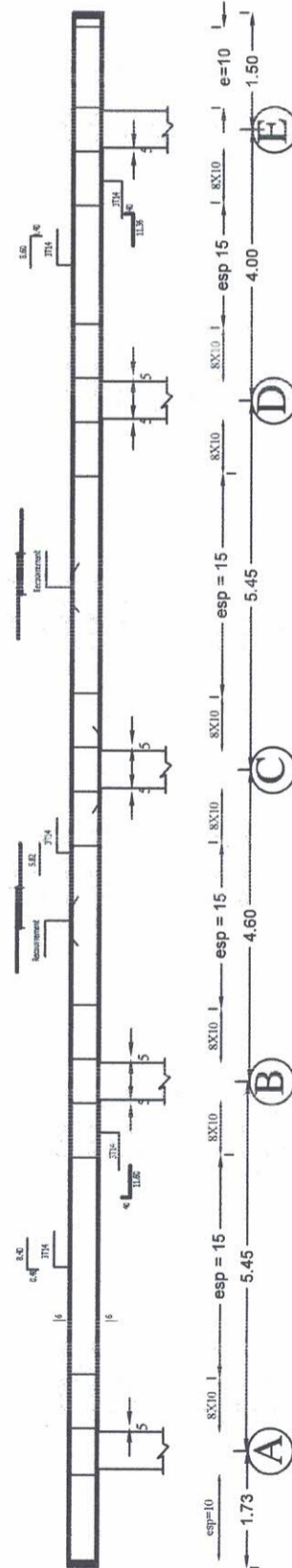
Ferrailage poutre secondaires (25x35)



Ferrailage poutre principales (30x45)



Ferrailage poutre principales (30x45) avec voile



Titre :
 ferrailage poutres

Etudié Par :
 - DJEDDI Tassadit
 - MESSAD Ouahiba

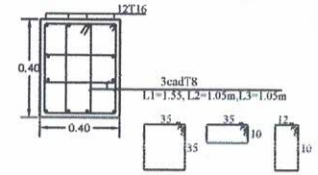
Plan N°: 10 **Promotion :**
Echelle : 1 / 20 **2023 - 2024**

FERRAILLAGE POTEAU P2

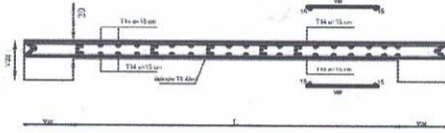
+16.20
+19.26
+22.32



COUPE 3-3



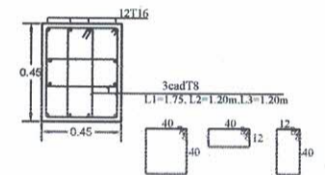
Coupe sur Ferrailage du voile (V1)



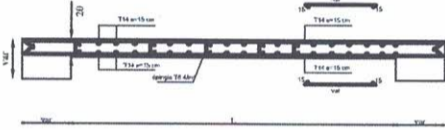
+3.96
+7.02
+10.08
+13.14



COUPE 2-2



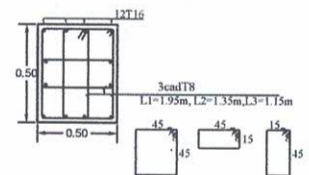
Coupe sur Ferrailage du voile (V2)



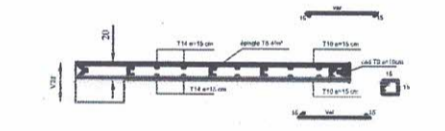
+3.96



COUPE 1-1



Coupe sur Ferrailage du voile (V3)



2T10 +1T8 esp=10 ZONE RECOURVEMENT

2T10 +1T8 esp=10 ZONE COURANTE

2T10 +1T8 esp=10 ZONE RECOURVEMENT

2T10 +1T8 esp=10 ZONE COURANTE

2T10 +1T8 esp=10 ZONE RECOURVEMENT

2T10 +1T8 esp=10 ZONE COURANTE

2T10 +1T8 esp=10 ZONE RECOURVEMENT

2T10 +1T8 esp=10 ZONE COURANTE

2T10 +1T8 esp=10 ZONE RECOURVEMENT

2T10 +1T8 esp=10 ZONE COURANTE

2T10 +1T8 esp=10 ZONE RECOURVEMENT

2T10 +1T8 esp=10 ZONE COURANTE

2T10 +1T8 esp=10 ZONE RECOURVEMENT

2T10 +1T8 esp=10 ZONE COURANTE

2T10 +1T8 esp=10 ZONE RECOURVEMENT

2T10 +1T8 esp=10 ZONE COURANTE

2T10 +1T8 esp=10 ZONE RECOURVEMENT

2T10 +1T8 esp=10 ZONE COURANTE

2T10 +1T8 esp=10 ZONE RECOURVEMENT

2T10 +1T8 esp=10 ZONE COURANTE

2T10 +1T8 esp=10 ZONE RECOURVEMENT

2T10 +1T8 esp=10 ZONE COURANTE

2T10 +1T8 esp=10 ZONE RECOURVEMENT

2T10 +1T8 esp=10 ZONE COURANTE

2T10 +1T8 esp=10 ZONE RECOURVEMENT

2T10 +1T8 esp=10 ZONE COURANTE

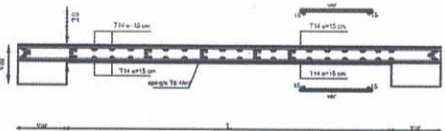
2T10 +1T8 esp=10 ZONE RECOURVEMENT

2T10 +1T8 esp=10 ZONE COURANTE

2T10 +1T8 esp=10 ZONE RECOURVEMENT

2T10 +1T8 esp=10 ZONE COURANTE

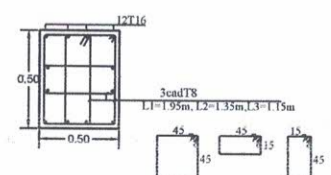
Coupe sur Ferrailage du voile (V4)



-2.70
±0.00



COUPE 1-1



-5.40



UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU

Faculté De Génie De La Construction
Département de Génie Civil

Titre :
Ferrailage poteaux et voiles

Etudié Par :
- DJEDDI Tassadit
- MESSAD Ouahiba

Plan N°: 11 **Promotion :**
Echelle : 1 / 20 **2023 - 2024**

